دفترچه محاسبات ساختمان

سازه ۳ طبقه فولادی

کارفرما: خانم مومنی

محاسب: سعید حجتی

فروردین ۹۵

فهرست

فصل اول: معرفی پروژه و اصول طراحی ۴
۱- ۱- معرفی پروژه ۴
۱- ۲- اصول و مبانی طراحی ۴
۱- ۲- ۱- آئین نامه های طراحی ۴
۱- ۲- ۲- نرم افزار های مورد استفاده ۵
۱- ۲- ۳- خصویات مصالح مصرفی ۵
۱- ۲- ٤- مشخصات خاک محل پروژه ۵
فصل دوم: بارگذاری ۶
۲- ۱- مقدمه ۶
۲- ۲- بار مرده ۶
۲- ۲- ۱ - بار مرده سقف طبقات ۶
۲- ۲- ۲- بار مرده سقف بام ۷
۲- ۲- ۳- جزئیات بار راه پله ۷
۲- ۲- ٤- جزئیات دیوار خارجی نمادار ۹
۲- ۲- ٥- جزئیات دیوار خارجی بدون نما ۹
۲- ۲- ٦- جزئیات دست انداز بالکن و جانپناه ۱۰
۲- ۲- ۷- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا دو طرف گچ) ۱۰
۲- ۲- ۸- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا ۸ سانتی یه طرف کاشی) ۱۱
۲- ۲- ۹- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا ۸ سانتی دو طرف کاشی) ۱۱
۲- ۲- ۹- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا ۱۰ سانتی دو طرف گچ) ۱۱
۲- ۳- بار زنده ۱۲
۲- ۳- ۱- بار زنده گسترده کف ها ۱۲
۲- ۳- ۲- ضوابط مربوط به دیوار های تقسیم کننده ۱۲
۲- ٤- بار برف ۱۳

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ٤- ۱- بار برف متوازن ۱۳
۲- ٤- ۲- سربار باران بر برف ۱۴
۲- ۵- بارگذاری زلزله ۱۵
۲- ۵- ۱- تعیین برش پایه با استفاده از روش استاتیکی معادل ۱۵
۲- ۵- ۲- ضریب نا معینی سازه، $\boldsymbol{\rho}$ ۱۷
۲- ۵- ۳- ضریب اضافه مقاومت $\boldsymbol{\Omega o}$ ۱۷
۲- ۵- ٤ بارگذاری قائم زلزله ۱۸
۲- ٦- Notional Load ۱۸
۲- ۷- ترکیبات بارگذاری ۱۹
۲- ۷- ۱- معرفی الگو های بارگذاری Load Patterns ۱۹
۲- ۷- ۲- معرفی ترکیب های بارگذاری Load Combination ۲۰
فصل چهارم : طراحی کف ستون ۲۲
٤- ۱- معرفی ۲۲
٤- ۲- نمونه محاسبات کف ستون ۲۲
٤- ۲- ۱ - مشخصات اولیه مواد ۲۳
٤- ۲- ۲- نیرو های طراحی کف ستون ۲۳
٤- ۲- ۳- تعیین ابعاد کف ستون ۲۴
٤- ۲- ۳- تعین سطح مقطع میل مهار کف ستون ۲۴
٤- ۲- ٤- کنترل مقاومت میل مهار برای برش قسمت سوم بند ۱۰- ۳- ۵- ۳ ..... ۲۵
٤- ۲- ۵- تعیین ضخامت ورق کف ستون ۲۵
٤- ۲- ٦- جوش در اتصال ورق کف ستون ۲۷
فصل پنجم: اتصال گیردار به ستون ۲۹
۵- ۱ مقدمه ۲۹
۵- ۲- نمونه محاسبات اتصال گیردار جوشی با ورق روسری و زیر سری (WPF) ۲۹
۱-۲-۵- مشخصات اولیه مقاطع ۲۹
۵- ۲- ۲- نیرو های طراحی اتصال خمشی تیر به ستون ۳۰

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۵- ۲- ۳- طراحی ورق روسری و زیرسری ۳۱
۵- ۲- ٤ - طراحی ورق نبشی جان ۳۲
۵- ۲- ۵- کنترل تسلیم موضعی جان تیر در مقابل نیروی متمرکز (عکس العمل تکیه گاهی) ۳۵
۵- ۲- ٦- کنترل لهیدگی جان تیر در مقابل نیروی متمرکز فشاری (عکس العمل تکیه گاهی) ۳۵
۵- ۲- ۷- کنترل خمش موضعی بال ستون در مقابل نیروی کششی ۳۵
۵- ۲- ۸- کنترل تسلیم موضعی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری و کششی ۳۵
۵- ۲- ۹- کنترل لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی فشاری ۳۶
فصل ششم : اتصال مهاربند به ستون و تیر ۳۷
٦- ۱- مقدمه ۳۷
٦- ۲- نمونه محاسبات طراحی اتصال مهاربند به تیر و ستون ۳۷
٦- ۲- ۱- مشخصات مصالح و مقاطع مصرفی ۳۷
٦- ۲- ۲- نیرو های طراحی اتصال مهاربند ۳۸
٦- ۲- ۳- طراحی ورق اتصال مهاربند ۳۸
فصل هشتم: طراحی وصله جوشی ستون ۴۲
۸ – ۱- مقدمه ۴۲
۸ – ۲- نمونه طراحی وصله جوشی ستون ۴۳
۸ – ۳- نیرو های طراحی وصله ستون ۴۳
۸ – ٤- طراحی ورق اتصال بال و جان ۴۴
۸ – ۴- ۱- طراحی ورق اتصال برای لنگر ۴۴
۸ – ۴- ۲- طراحی ورق اتصال برای برش ۴۵
۸ – ۴- ۳ - کنترل اتصال برای نیروهای ترکیبات بار متعارف ۴۵
۸ – ۴- ۴ – کنترل اتصال برای نیرو محوری ترکیب بار تشدید یافته ۴۶
۸ – ٤- ۵- طراحی جوش ورق های اتصال ۴۶

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

فصل اول: معرفی پروژه و اصول طراحی

۱- ۱- معرفی پروژه

ساختمان مسکونی خانم مومنی با احتساب خرپشته داری ۴ سقف می باشد. و در شهر کرمان احداث می شود. سقف طبقات از نوع کامپوزیت است که جزئیات آن در فصل دوم مورد اشاره قرار گرفته است. سیستم مقاوم باربر جانبی در راستای x (شمال- جنوب) از نوع قاب خمشی متوسط[۱] و در راستای y (شرق - غرب) از نوع بادبند همگرا [۲] می باشد.

۱- ۲- اصول و مبانی طراحی

۱- ۲- ۱- آئین نامه های طراحی

با توجه به فلزی بودن ساختمان به منظور طراحی ساختمان آئین نامه ها و منابع زیر مورد استفاده قرار گرفته اند

۱. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲): برای برآورد بار مرده، زنده، باد، برف، از این آئین نامه استفاده شده است. بار مرده شامل وزن تاسیسات، دیوار های جانبی کف ها و ... می باشد. بار زنده شامل تیغه بندی ها و پارتیشن ها، اسباب و وسایل خانه و ... می باشد.
۲. آئین نامه زلزله ۲۸۰۰ (ویرایش ۴): برای انتخاب نوع سیستم باربر جانبی و برآورد بار جانبی زلزله از این آئین نامه استفاده شده است.
۳. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲): به منظور طراحی المان ها و عناصر فلزی نظیر تیر ها ستون ها بادبند ها تیر فرعی و اتصالات آنها از این آئین نامه استفاده شده است. برای طرح لرزه ای مربوط به ساختمان نیز از بخش ۱۰-۳ آئین نامه بهره برده شده است.
۴. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲): به منظور طراحی عناصر بتنی ساختمان نظیر فونداسیون و هم چنین دال های سقف طبقات از این آئین نامه استفاده شده است.
۵. آئین نامه جوشکاری ساختمانی ایران
۶. کتاب طراحی سازه های فولادی تالیف مجتبی ازهری و سید رسول قادری انتشارات ارکان دانش. که در طراحی عناصر فولادی نظیر تیر، ستون، بادبند و اتصالات آنان استفاده شده است.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

[۱] مطابق با جدول ۴ بند ۳- ۳- ۵- ۱ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)
[۲] مطابق با تعریف بند ۱۰- ۳- ۸ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

۱- ۲- ۲- نرم افزار های مورد استفاده

۱. نرم افزار Etabs V 15.0.1: از این نرم افزار به منظور مدل سازی سازه و تحلیل استاتیکی آن استفاده شده است.
۲. نرم افزار Safe 2000 V 12: از این نرم افزار به منظور تحلیل و کنترل فونداسیون استفاده شده است. نتایج تحلیل سازه از نرم افزار Etabs به این نرم افزار منتقل شده و تحلیل و کنترل های فونداسیون در آن انجام میگیرد.
۳. مجموعه نرم افزار Office 2007 : از این نرم افزار به منظور تهیه گزارش و دفترچه محاسبات استفاده شده است.

۱- ۲- ۳- خصوصیات مصالح مصرفی

با توجه به اینکه اسکلت سازه فولادی است و فونداسیون بتنی می باشد. خصوصیات زیر برای فولاد و بتن در نظر گرفته شده است.

۱. فولاد مصرفی در کلیه عناصر اسکلت سازه از نوع فولاد نرمه ساختمانی (ST 37) می باشد. که مقاومت جاری شدن و گشیختگی این نوع فولاد بترتیب $f_u = 3700\ \frac{kg}{cm^2}, f_y = 2400\ \frac{kg}{cm^2}$ می باشد.
۲. بتن مصرفی در فونداسیون و دال از نوع C 25 می باشد. و در دیوار برشی بتن آرمه از نوع C 30 می باشد.
۳. بتن مگر مصرفی از نوع C 15 و با حداقل عیار ۱۵۰ کیلوگرم سیمان بر متر مکعب بتن می باشد.
۴. تمامی میلگرد های مصرفی در بتن از نوع S 400 با مشخصات $f_u = 6000\ \frac{kg}{cm^2}, f_y = 4000\ \frac{kg}{cm^2}$ می باشد.
۵. بولت ها از نوع میلگرد اجدار از نوع S 400 می باشد، با مشخصات $f_u = 6000\ \frac{kg}{cm^2}, f_y = 4000\ \frac{kg}{cm^2}$ بطوری که رزوه شده باشد.
۶. شفته زیر فونداسیون از نوع تر و با عیار ۲۵۰ کیلوگرم آهک بر متر مکعب می باشد.

۱- ۲- ٤- مشخصات خاک محل پروژه

با توجه به جدول ارائه شده در بند ۲- ۴- ۱ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) خاک محل پروژه از نوع III [۳] می باشد. هم چنین ظرفیت باربری خاک $1.5\ \frac{kg}{cm^2}$ (ظرفیت باربری مجاز مورد تائید نظام مهندسی کرمان) لحاظ شده است.

ضریب فنریت خاک را برابر با $1.8\ \frac{kg}{cm^3}$ لحاظ می شود.

[۳] شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

فصل دوم: بارگذاری

۲- ۱- مقدمه

بار های وارد بر ساختمان به دو دسته ثقلی و جانبی تقسیم می شوند. بار های ثقلی وارد بر این ساختمان شامل بار برف، مرده، زنده می باشد. بار برف بر اساس فصل هفتم مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲)، بار مرده بر اساس فصل سوم و بار زنده بر اساس فصل پنجم مبحث مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲) می باشد. بار زلزله بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) تعیین می شود. بار باد بدلیل حاکم بودن بار زلزله لحاظ نشده است. جزئیات بار مرده بر اساس وحدت رویه نظام مهندسی کرمان تعیین شده است.

http://kermanceo.ir/content.aspx?id=6314

۲- ۲- بار مرده

با توجه به جزئیات ارائه شده بار مرده سقف طبقات، بام، خر پشته، دیوار های جانبی، راه پله ارائه می شود.چ

۲- ۲- ۱ - بار مرده سقف طبقات

جدول ۲- ۱ جزئیات بار مرده سقف طبقات (عرشه فولادی)

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
سرامیک	۲۱۰۰	۱	۲۱
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
بتن با پوکه سبک	۱۳۰۰	۷	۹۱
دال بتن آرمه	۲۵۰۰	۸	۲۰۰
تیر آهن	---	---	۱۵
سقف کاذب	---	---	۵۰
تاسیسات	---	---	۱۰
	جمع		=۴۵۱

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۲- ۲- بار مرده سقف بام

جدول ۲- ۲ جزئیات بار مرده بام

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
عایق رطوبتی	---	---	۱۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲	۴۲
بتن با پوکه سبک	۱۳۰۰	۱۰	۱۳۰
دال بتن آرمه	۲۵۰۰	۸	۲۰۰
تیر آهن	---	---	۱۵
سقف کاذب	---	---	۵۰
تاسیسات	---	---	۱۰
جمع			=۴۶۲

۲- ۲- ۳- جزئیات بار راه پله

۲- ۲- ۳- ۱- بخش مورب پلکان (بدنه اصلی)

جدول ۲- ۳ جزئیات راه پله قسمت مورب (بدنه اصلی)

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
دال بتن آرمه	۲۵۰۰	۱۰	۲۵۰
تیر آهن	---	---	۱۸
سقف کاذب	---	---	۵۰
جمع			=۳۸۰

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۲- ۳- ۲- وزن پاگرد پله

جدول ۲- ۴ جزئیات پاگرد پله

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
سنگ کف	۲۴۰۰	۲	۴۸
بدنه اصلی	---	---	۳۸۰
جمع			=۴۳۰

۲- ۲- ۳- ۳- تعین وزن یک پله

جدول ۲- ۵ جزئیات یک گام پله

جدول محاسبه بار			
مصالح	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)	مصالح	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
کف پله از سنگ چینی	۷۵	تیر آهن	۱۵
خیز پله از سنگ چینی	۱۷	سقف کاذب	۵۰
اجر کاری زیر کف پله	۱۱۹		
ملات رگلاژ	۱۲۳		
بتن رویه سقف	۲۳۴		
= ۶۳۳		جمع	

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۲- ٤- جزئیات دیوار خارجی نمادار

جدول ۲- ۶ جزئیات دیوار خارجی نمادار

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
گچ سفید	۱۳۰۰	۱	۱۳
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۸	۶۸
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۶	۱۴۴
جمع			=۳۲۰

۳۰ درصد وزن دیوار بدلیل بازشو کسر خواهد شد.

۲- ۲- ۵- جزئیات دیوار خارجی بدون نما

جدول ۲- ۷ جزئیات دیوار خارجی بدون نما

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
گچ سفید	۱۳۰۰	۱	۱۳
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
بلوک لیکا	۸۰۰	۱۵	۱۲۰
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
جمع			=۲۲۸

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۲- ٦- جزئیات دست انداز بالکن و جانپناه

جدول ۲- ۸ جزئیات دست انداز بالکن و جانپناه

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
آجر کاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۲۰	۱۷۰
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۳	۶۳
سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۶	۱۴۴
سنگ در پوش	۲۵۰۰	۴	۱۰۰
عایق رطوبتی	---	---	۶
	جمع		=۴۸۳

ارتفاع دست انداز و بالکن ۱/۵ متر در نظر گرفته می شود.

۲- ۲- ۷- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا دو طرف گچ)

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
گچ سفید	۱۳۰۰	۲	۱۳
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۴	۳۲
بلوک لیکا	۸۰۰	۸	۶۴
	جمع		=۱۵۴

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۲- ۸- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا ۸ سانتی یه طرف کاشی)

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
گچ سفید	۱۳۰۰	۲	۱۳
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۴	۳۲
بلوک لیکا	۸۰۰	۸	۶۴
کاشی کاری با ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۵	۱۰۵
	جمع		=۲۵۹

۲- ۲- ۹- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا ۸ سانتی دو طرف کاشی)

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
بلوک لیکا	۸۰۰	۸	۶۴
کاشی کاری با ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱۰	۲۱۰
	جمع		=۲۷۴

۲- ۲- ۹- تیغه جدا کننده داخلی (بلوک لیکا ۱۰ سانتی دو طرف گچ)

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
بلوک لیکا	۸۰۰	۱۰	۸۰
گچ سفید	۱۳۰۰	۲	۲۶
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۴	۶۴
	جمع		=۱۷۰

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان: ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۳- بار زنده

با توجه به جدول ۶- ۵- ۱ حداقل بار های زنده گسترده از قرار زیر است.

۲- ۳- ۱- بار زنده گسترده کف ها

جدول ۲- ۸

نوع کاربری کف ها	بار گسترده (کیلوگرم بر متر مربع)
اتاق ها و راهروهای خصوصی	۲۰۰
بام های معمولی تخت	۱۵۰
بالکن ها	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاق های متصل به آن لازم نیست بیش از ۵۰۰ در نظر گرفته شود
محل عبور و پارک خودروهای با وزن حداکثر ۴۰۰۰ کیلوگرم	۳۰۰

۲- ۳- ۲- ضوابط مربوط به دیوار های تقسیم کننده

در ساختمان هایی اداری و یا سایر ساختمان هایی که در آنها احتمال استفاده از دیوار های تقسیم کننده و یا جابه جایی آنها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوار های تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آنها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوار های تقسیم کننده نباید کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شود. در ساختمان هایی که از تیغه های سبک ساندویچی استفاده می شود، این بار را می توان حداقل به ۵۰ کیبوگرم بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آنکه وزن یک متر مربع از این دیوار های جدا کننده و ملحقات آنها از ۴۰ کیلوگرم تجاوز نکند.[۴]

در صورتی که وزن هر متر مربع دیوار های جدا کننده از ۲۰۰ کیلوگرم بیشتر باشد، وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می شود. اگر حداقل بار زنده ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم کننده نیست.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

[۴] بند ۶- ۵- ۲- ۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

جدول ۲- ۹ جزئیات دیوار جدا کننده داخلی

مصالح	وزن مخصوص (کیلوگرم بر متر مکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	وزن (کیلوگرم بر متر مربع)
گچ سفید	۱۳۰۰	۲	۲۶
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۴	۶۴
بلوک لیکا	۸۰۰	۸	۶۴
جمع			=۱۵۴

طبق توضیحات مندرج در بالا میتوان وزن تیغه های جدا کننده را به صورت بار زنده در کف طبقات توزیع کرد. بدین منظور از رابطه زیر استفاده می کنیم.

$$\text{بار گسترده معادل تیغه بندی} = \frac{w \times L \times h}{A} \geq 100\ \frac{kg}{m^2}$$

در رابطه بالا w وزن هر متر مربع تیغه، L طول کل تیغه در طبقه، h ارتفاع تیغه ها در هر طبقه و A سطح کف طبقه می باشد.

۲- ٤- بار برف

۲- ٤- ۱- بار برف متوازن

بار برف بر روی بام، با توجه به شیب و دمای بام، برف گیری و اهمیت سازه برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه زیر تعیین می شود.[۵]

$$\text{بار متوازن } P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g$$

$\text{ضریب شرایط دمایی} = C_t$ $\quad$ $\text{ضریب شیب} = C_s$ $\quad$ $\text{ضریب اهمیت} = I_s$

$\text{بار برف زمین} = P_g$ $\quad$ $\text{ضریب برفگیری} = C_e$

[۵] بند ۶- ۷- ۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

در ادامه به تعیین ظرایب فوق و برآورد مقدار بار متوازن خواهیم پرداخت.

۲- ٤- ۱- ۱ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت ساختمان از نظر برف از جدول ۶- ۱- ۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بدست می آید. در این پروژه با توجه به مسکونی بودن ضریب اهمیت برابر با ۱ می باشد.

۲- ٤- ۱- ۲ ضریب برف گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف گیری بام ساختمان به کمک ضریب برفگیری حاصل از جدول ۶- ۷- ۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می شود.

طبق بند ۶- ۷- ۴- ۱- مبحث ششم، با توجه محیط شهری محل احداث پروژه ساختمان در گروه ناهمواری زیاد لحاظ شده است. هم چنین نظر به اینکه تعداد طبقات ساختمان ۲ می باشد و با توجه به ارتفاع بیشتر ساختمان های اطراف و وجود جانپناه با ارتفاع ۱/۵ متر که از ارتفاع برف متوازن بیشتر است برای بام ساختمان حالت برفگیر در نظر گرفته شده است. بنابراین ضریب برفگیری برابر با ۱,۲ لحاظ می گردد.

۲- ٤- ۱- ۳- ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی با توجه به جدول ۶- ۷- ۳ مبحث ششم برابر ۱ می باشد.

۲- ٤- ۱- ٤- ضریب شیب

برای بام های مسطح ظریب شیب برابر ۱ می باشد.

با توجه به تعیین ظرایب فوق می توان مقدار بار متوازن برف را بدست آورد. طبق جدول ۶- ۷-۱ مبحث ششم شهر کرمان در منطقه ۳ بارش برف قرار دارد که بار برف روی زمین طبق بند ۶- ۷- ۱ مبحث ششم ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع با دوره بازگشت ۵۰ ساله است.

بار برف متوازن $= P_r = 0.7\times1\times1\times1.2\times1\times100 = 84\ \frac{kg}{m^2}$

۲- ٤- ۲- سربار باران بر برف

در مناطق با برف زمین ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و کمتر ولی بیشتر از ۲۵ کیلوگرم بر متر مربع (مناطق ۲ و ۳) برای بام با شیب کمتر W/۱۵ درجه (Wبر حسب متر می باشد)، سربار بارات به مقدار ۲۵ کیلوگرم بر متر مربع به بار برف متوازن اضافه خواهد شد. این بار لازم نیست همراه با بار برف نا متوازن، لغزش، انباشتگی، بار برف حداقل در نظر گرفته شود[۶].

بار برف متوازن و انباشتگی همزمان تاثیر داده می شوند اما سربار باران بر برف به طور جداگانه. با توجه به کم بودن مقدار سربار باران بر برف نسبت به مجموع بار متوازن و انباشتگی لازم به وارد کردن سربار باران بر برف در ترکیب بار ها نیست.

[۶] بند ۶- ۷- ۱۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۵- بارگذاری زلزله

محاسبه نیروی جانبی زلزله در این ساختمان با توجه به اینکه شرایط بند ۳- ۲- ۲- آئین نامه ۲۸۰۰ [۷] (ویرایش ۴) را ارضا میکند با کمک روش استاتیکی معادل انجام شده است.

۲- ۵- ۱- تعیین برش پایه با استفاده از روش استاتیکی معادل

نیروی برش پایه طبق بند ۳- ۳-۱- ۱ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) برابر مقدار زیر است. این نیرو در هر یک از دو امتداد اصلی ساختمان اعمال می شود.

$$V_u = CW$$

$V_u \geq 0.12\ AIW \longrightarrow$ حداقل مقدار برش پایه

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

A : شتاب مبنای طرح

B : ظریب بازتاب ساختمان

C : ضریب زلزله

R_u : ضریب رفتار ساختمان

W : وزن موثر لرزه ای، شامل مجموع بار های مرده و وزن تاسیسات ثابت و وزن دیوار های تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف [۸] بار زنده باید بصورت تخفیف نیافته اعمال شود.

I : ضریب اهمیت ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

[۷] ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه را می توان با استفاده از روش استاتیکی معادل بارگذاری زلزله کرد.

[۸] مطابق جدول (۱) در بند ۳- ۳ - ۱- ۱ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

برگ محاسبات	عنوان	کار فرما .....
	ضریب زلزله C	محاسب .....
تاریخ فروردین ۹۵	ساختمان ۷ طبقه فولادی	کنترل .....

	محاسبات	آئین نامه ۲۸۰۰
۱	ضریب اهمیت ساختمان I با توجه به اینکه ساختمان از نوع مسکونی بوده و در گروه ساختمان های با اهمیت متوسط می باشد. I= *1*	بند ۳- ۳- ۴
۲	نسبت شتاب مبنای طرح A با تو جه به اینکه سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد می باشد. $A=0.35$	بند ۲- ۲
۳	ضریب رفتار ساختمان R_u با توجه به پلان معماری در جهات x (شمالی- جنوبی)، y (شرغی- غربی) از سیستم های باربر جانبی ذیل استفاده شده است : جهت x : دیوار برشی بتنی متوسط+ قاب خمشی فولادی متوسط جهت y : قاب خمشی فولادی متوسط در نتیجه $R_{ux}=6 \qquad R_{uy}=5$	بند ۳- ۳- ۵- ۱
۴	ضریب بازتاب ساختمان B خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد $B=B_1N=\cdots \ldots \ldots$ $B_1=S_o+(S-S_o+1)\left({}^{T}/_{T_o}\right) \leftrightarrow 0<T<T_o$ $B_1=S+1 \leftrightarrow 0<T<T_o \quad B_1=\cdots \ldots$ $B_1=(S+1)({}^{T_s}/_{T}) \leftrightarrow 0<T<T_o$ $N=1 \leftrightarrow T<T_s$ $N=\frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+ \leftrightarrow T_s<T<4\,\text{sec} \quad N=\cdots$ $N=1.7 \leftrightarrow T>4\,sec$ با توجه به خاک شن و ماسه متراکم تا متوسز یا رس سخت نوع زمین III لحاظ شده است.	بند ۲- ۳ بند ۲- ۳- ۱ بند ۲- ۳- ۲

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

	$T_o = 0.15 \quad T_s = 0.7 \quad S = 1.75 \quad S_o = 1.1$	بند ۲- ۳- ۱
	زمان تناوب تجربی ساختمان در دو جهت x و y برابر است با:	
	$T_{exp} = 0.5\ y$ جهت $\quad T_{exp} = 0.35\ x$ جهت	بند ۳- ۳- ۳- ۱
	زمان تناوب تحلیلی ساختمان در دو جهت x و y برابر است با :	
	$T_{An} = 0.9\ y$ جهت $\quad T_{An} = 0.32\ x$ جهت	
	زمان تناوب تحلیلی ساختمان در هیچ حالت نباید از ۱/۲۵ برابر حالت تجربی بیشتر شود. بنابراین برای تناوب ساختمان در دو جهت داریم:	تبصره
	$T = 0.62\ y$ جهت $\quad T = 0.4\ x$ جهت	بند ۳- ۳- ۳- ۱
	در نهایت برای ضریب زلزله داریم:	
	برای زمان تناوب تجربی $C_{y-exp} = 0.1925$ $\quad$ برای زمان تناوب تجربی $C_{x-exp} = 0.275$	
	برای زمان تناوب تحلیلی $C_{y-An} = 0.161$ $\quad$ برای زمان تناوب تحلیلی $C_{x-An} = 0.275$	محاسبه C بند ۳- ۳- ۱- ۱
	ضریب زلزله با در نظر گرفتن کوچکتر بودن زمان تناوب تحلیلی از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی	
	برای زمان تناوب تحلیلی $C_y = 0.1925$ $\quad$ برای زمان تناوب تحلیلی $C_x = 0.275$	

۲- ۵- ۲- ضریب نا معینی سازه، ρ

ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود بر هم دارای نا معینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان ها بار جانبی با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده می شود[۹].

ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای نا معینی کافی بوده ضریب ρ برابر ۱ می باشد[۱۰].

طبق بند ۳- ۳- ۲- ۳ قسمت الف ساختمان هایی که از ۳ طبقه کمتر باشند و یا کوتاهتر از ۱۰ متر از تراز پایه باشند ρ برابر ۱ می باشد.

۲- ۵- ۳- ضریب اضافه مقاومت Ω_o

این ضریب در مواردی که بر اساس ضوابط آئین نامه های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به کار برده می شود.در این اعضا، اثر های ناشی از بار جانبی زلزله باید در ضریب $\boldsymbol{\Omega_o}$ ضرب گردند.[۱۱]

[۹] بند ۳- ۳- ۲- ۱ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)
[۱۰] بند ۳- ۳- ۲- ۲ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)
[۱۱] بند ۳- ۳- ۱۰ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

مطابق با جدول (۴) بند ۳- ۳- ۵- ۱ آئین مه ۲۸۰۰ ضریب $\boldsymbol{\Omega_o}$ در جهت x (شمالی- جنوبی) برابر ۲,۵ و در جهت y (شرغی - غربی) برابر ۳ می باشد.

۲- ۵- ٤ بارگذاری قائم زلزله

نیروی قائم زلزله مطابق بند ۹- ۳- ۳- ۱ و ۹- ۳- ۳- ۲ از رابطه زیر بدست می آید.

$$F_v = 0.6AIW_p$$

A : شتاب مبنای طرح

I : ضریب اهمیت ساختمان

W_p : اگر مورد مربوط به کل سازه باشد بار مرده و در مورد سایر موارد مندرج در بند ۹- ۳- ۳- ۱ برابر بار مرده بعلاوه بار زنده

۲- ۵- ٤- ۱ باز گذاری زلزله قائم بر روی کل اعضای سازه

با توجه به اینکه کرمان در موقعیت خطر نسبی خیلی زیاد زلزله قرار دارد باید نیروی زلزله قائم به کل اعضای سازه اعمال شود.

$$F_v = 0.6AIW_p = 0.6\times0.35\times1\times W_p = 0.21\times W_p$$

ماهیت اثر کردن زلزله قائم بر روی سازه شبیه آسانسور است. حرکت شتابدار رو به بالا منجر به افزایش وزن می شود و حرکت شتابدار رو به پائین (ثقل) باعث کاهش وزن می شود. چنین قاعده ای در سازه ساختمانی پا برجاست بدین منظور می توان ضریب ۰/۲۱ که در بار مرده ساختمان ضرب شده است را از ترکیباتی که در آنها بار زلزله وجود دارد کسر کرد.

$$(1.2 + 0.21)D + E + L + 0.2S\,, \qquad (0.9 - 0.21)D + E$$

بدلیل اینکه اثر کاهنده باید منظور شود[۱۲] برای ترکیب بار اولی ۰/۲۱ جمع می شود و در ترکیب بار دومی تفریق می شود.

۲- ٦- Notional Load

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه باید از طریق مدل کردن این نواقص ذر تحلیل مرتبه دوم سازه انجام پذیرد. در سازه هایی که بار های ثقلی عمدتا توسط ستون ، دیوار یا قاب قائم تحمل می شوند به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدلسازی می توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال شود[۱۳].

$$N_i = 0.002Y_i$$

N_i : بار جانبی فرضی در طبقه i

Y_i : بار ثقلی ضریبدار در طبقه i ام متناسب با ضرایب بکار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

[۱۲] بند ۳- ۳- ۹- ۲ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

[۱۳] بند ۱۰- ۲- ۱- ۵- ۱- ۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲)

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۲- ۷- ترکیبات بارگذاری

۲- ۷- ۱- معرفی الگو های بارگذاری Load Patterns

بار های تعریف در در نرم افزار بصورت زیر است.

Dead : وزن بار های مرده ساختمان طبق تعاریف بخش ۲- ۱.

Live :بار زنده ای کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع به استثنا کف پارکینگ ها و محل اجتماع عمومی که در برخی ترکیب بارها ضریب ۰،۵ به را خود اختصاص می دهد[۱۴].

LiveR :بار زنده بام

LiveP :با زنده دیوار های تقسیم کننده (جدا کنندها) بدون توجه به اینکه آنها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر. وزن دیوارهای تقسیم نباید کمتر از ۱۰۰کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان هایی که از تیغه های سبک نظیر دیوار های ساندویچی استفاده می شود، این بار را می توان حداقل به ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع کاهش داد. مشروط به انکه وزن یک متر مربع از دیوار جدا کننده از ۴۰ کیلوگرم بر متربع تجاوز نکند[۱۵].

Live500 :با زنده کف هایی(پارکینگ و محل اجتماع عمومی) که که مقدار بار زنده آن ۵کیلونیوتن بر متر مربع و یا بیشتر باشد.

Snow : بار برف

EY,EX : به ترتیب زلزله در جهت y,x که بدون خروج از مرکزیت اتفاقی به سازه اعمال شده است.

EYP,EXP : به ترتیب زلزله در جهت y,x که با خروج از مرکزیت اتفاقی برابر ۰/۰۵+ به سازه اعمال شده است.

EYN,EXN : به ترتیب زلزله در جهت y,x که با خروج از مرکزیت اتفاقی برابر ۰/۰۵- به سازه اعمال شده است.

EV : نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

۱. کل سازه ساختمان هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده اند.
۲. تیر هایی که دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر می باشد، همراه با ستون ها و دیوار های تکیه گاهی آنها.
۳. تیر هایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بار های منتقل شده به تیر را تحمل می کنند، در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می شود.
۴. بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند[۱۶].

برای اعمال بند اول ضریب بار مرده با توجه به فرمول محاسبه بار قائم زلزله در بند ۳- ۳- ۹- ۲ در ترکیب بار هایی که شامل بار زلزله می باشد کسر یا اضافه می شود.

NDX, NDY, NLiveX, NLiveY, NLiveRX, NLiveRY, NLive500X, Nlive500Y, NSnowX, NSnowY, NLivePX, NlivePY : بار های خیالی[۱۷] مربوط به بند ۱۰- ۲- ۱- ۵- ۱- ۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

[۱۴] بند ۶- ۲- ۳- ۳ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲)
[۱۵] بند ۶- ۵- ۲- ۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲)
[۱۶] بند ۳- ۳- ۹- ۱ آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)
[۱۷] Notional Load

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

Sx : بار زلزله دینامیکی (طیف طرح) در جهت x

Spx : بار زلزله دینامیکی (طیف طرح) با ۵ درصد خروج از محوریت در جهت x

Sy : بار زلزله دینامیکی (طیف طرح) در جهت y

Spy : بار زلزله دینامیکی (طیف طرح) با ۵ درصد خروج از محوریت در جهت y

SXDRIFT : بارگزاری دینامیکی زلزله برای کنترل دریفت در جهت X

SYDRIFT : بارگزاری دینامیکی زلزله برای کنترل دریفت در جهت Y

۲- ۷- ۲- معرفی ترکیب های بارگذاری Load Combination

در این ترکیبات بارگذاری ترکیبات GSLC مربوط به بارهای ثقلی، ترکیبات ESLC مربوط به ترکیبات بارگذاری استاتیکی نیروی زلزله می باشد. و همچنین مطابق با بند ۳-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ در مورد ساختمانهای نامنظم و یا ستونهایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم باربر جانبی قرار دارند می بایست ۱۰۰درصد نیروی زلزله در هر جهت با ۳۰درصد جهت دیگر به سازه همزمان اعمال گردد. بدین منظور ملاحظات این بند در ترکیبات DESLC لحاظ گردیده اند. SP ترکیبات بار دینامیکی رلزله می باشد و DSP لحاظ کردن اثر ۱۰۰-۳۰ است. (بدلیل اینکه ترکیبات بار SP و DSP دینامیکی هستند اثر رفت و برگشت در آنها ملحوظ است و نیاز به مثبت و منفی در تِرم زلزله نیست).

جدول ۲- ۱۱ ترکیب بارگذاری

نام ترکیب بارگذاری	ترکیب بارگذاری
GSLC 1_2	$1.4Dead \pm 1.4NDX$
GSLC 3_4	$1.4Dead \pm 1.4NDY$
GSLC 5_6	$1.2Dead + 1.6Live + 1.6LiveP + 1.6Live500 + 0.5LiveR \pm 1.2NDX \pm 1.6NLiveX \pm 1.6NLivePX \pm 1.6NLive500X \pm .5NLiveRX$
GSLC 7_8	$1.2Dead + 1.6Live + 1.6LiveP + 1.6Live500 + 0.5LiveR \pm 1.2NDY \pm 1.6NLiveY \pm 1.6NLivePY \pm 1.6NLive500Y \pm .5NLiveRY$
GSLC 9_10	$1.2Dead + 1.6Live + 1.6LiveP + 1.6Live500 + 0.5Snow \pm 1.2NDX \pm 1.6NLiveX \pm 1.6NLivePX \pm 1.6NLive500X \pm .5NSnowX$
GSLC 11_12	$1.2Dead + 1.6Live + 1.6LiveP + 1.6Live500 + 0.5Snow \pm 1.2NDY \pm 1.6NLiveY \pm 1.6NLivePY \pm 1.6NLive500Y \pm .5NSnowY$
GSLC 13_14	$1.2Dead + 1.6LiveR + 0.5Live + LiveP + Live500 \pm 1.2NDX \pm 0.5NLiveRX \pm 0.5NLiveX \pm NLivePX \pm NLive500X$
GSLC 15_16	$1.2Dead + 1.6LiveR + 0.5Live + LiveP + Live500 \pm 1.2NDY \pm 0.5NLiveRY \pm 0.5NLiveY \pm NLivePY \pm NLive500Y$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

GSLC 17_18	$1.2Dead + 1.6Snow + 0.5Live + LiveP + Live500 \pm 1.2NDX \pm 0.5NSnowX \pm 0.5NLiveX \pm NLivePX \pm NLive500X$
GSLC 19_20	$1.2Dead + 1.6Snow + 0.5Live + LiveP + Live500 \pm 1.2NDY \pm 0.5NSnowY \pm 0.5NLiveY \pm NLivePY \pm NLive500Y$
ESLC 1_12	$1.41Dead + 0.5\text{Live} + \text{LiveP} + \text{Live500} \pm \begin{pmatrix} EX, EXP, EXN \\ EY, EYP, EYN \end{pmatrix} + 0.2\text{Snow} + EV$
ESLC 13_24	$0.69Dead \pm \begin{pmatrix} EX, EXP, EXN \\ EY, EYP, EYN \end{pmatrix} - EV$
DESLC 1_4	$1.4Dead + 0.5Live + LiveP + Live500 \pm (\text{EXP}, \text{EXN}) \pm 0.3EY + 0.2Snow + EV$
DESLC 5_8	$1.4\text{Dead} + 0.5\text{Live} + \text{LiveP} + \text{Live500} \pm (\text{EYP}, \text{EYN}) \pm 0.3\text{EX} + 0.2\text{Snow} + \text{EV}$
DESLC 9_12	$0.69Dead \pm (\text{EXP}, \text{EXN}) \pm 0.3EY - EV$
DESLC 12_16	$0.69Dead \pm (\text{EYP}, \text{EYN}) \pm 0.3\text{EX} - EV$
SP 1_4	$1.4Dead + 0.5Live + Lipe9 + Live500 + \begin{pmatrix} Sx, Spx \\ Sy, Spy \end{pmatrix} + 0.2Snow + EV$
SP 5_8	$0.69Dead + \begin{pmatrix} Sx, Spx \\ Sy, Spy \end{pmatrix} - EV$
DSP 1_2	$1.4Dead + 0.5Live + Lipe9 + Live500 + \begin{pmatrix} Spx + 0.3Sy \\ Spy + 0.3Sx \end{pmatrix} + 0.2Snow + EV$
DSP 3_4	$0.69Dead + \begin{pmatrix} Spx + 0.3Sy \\ Spy + 0.3Sx \end{pmatrix} - EV$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

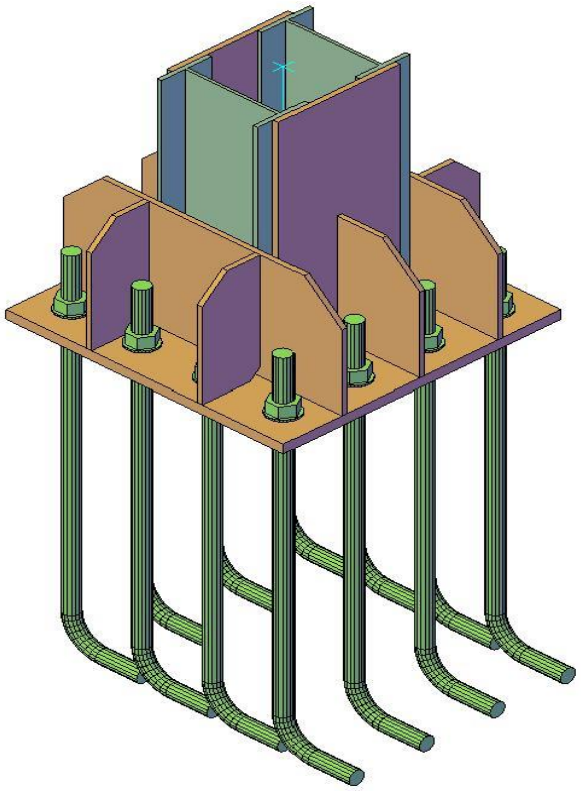
فصل چهارم : طراحی کف ستون

٤- ١- معرفی

یکی از حساس ترین بخش های تشکیل دهنده سازه های فولادی محل اتصال ستون های آن به پی است. چرا که در این نقاط کلیه بار های وارد بر سازه، پس از جمع شدن در کف ها، تیرها و نهایتا ستون ها، از طریق ورق کف ستون به فونداسیون منتقل می شود. برای طراحی کف ستون های این ساختمان از کتاب طراحی سازه های فولادی مجتبی ازهری و سید رسول میر قادری استفاده شده است.

حالات زیر برای انتقال نیرو از ستون به پای کف ستون لحاظ می شود.

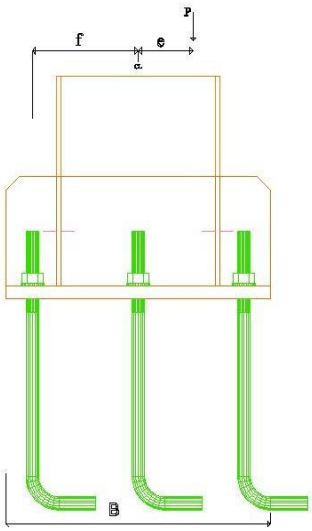
۱. برون محوری صفر $e = \frac{M}{P}$
۲. برون محوری کم $e = \frac{M}{P} \leq B/6$
۳. برون محوری بزرگ $e = \frac{M}{P} \leq B/6$



٤- ٢- نمونه محاسبات کف ستون

در این ساختمان کف ستون ها در ۴ تیپ طراحی شده است. که بعنوان نمونه نحوه محاسبات تیپ BP_1 در ادامه گزارش آمده است.
اتصال ستون 2IPE20-200-P240-10

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳



٤- ٢- ١ - مشخصات اولیه مواد

تنش نهایی فولاد $f_u = 3700\ {}^{kg}/_{cm^2}$ تنش تسلیم فولاد $f_y = 2400\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تنش نهایی میل مهار $f_u = 6000\ {}^{kg}/_{cm^2}$ تنش تسلیم میل مهار $f_y = 4000\ {}^{kg}/_{cm^2}$

مقاومت مشخصه بتن $f'_c = 250\ {}^{kg}/_{cm^2}$

٤- ٢- ٢- نیرو های طراحی کف ستون

کلیه کف ستون ها ی باربر و غیر بار بر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده باید به طور مجزا قادر به تحمل نیرو های زیر باشند[۱۸].

۱. بیشترین نیرو های داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر های خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.
۲. بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیرو های برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته .
۳. در هر دو امتداد محور های اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه های افقی مقاومت های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\sum M_{pc}}{H_s}$ که در آن $\sum M_{pc}$ مجموع لنگر های خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه می باشد. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیرو ی برشی باید بدون حضور نیرو های محوری و لنگر های خمشی در نظر گرفته شود[۱۹].
۴. در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی مجموع لنگر های خمشی زیر و بدون حضور نیرو های برشی و محوری
   i. برای مهاربندی های امتداد مورد نظر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربند.
   ii. برای ستون ها کمترین دو مقدار $1.1R_yF_yZ_c$ و بیشترین لنگر خمشی (بدون حضور نیرو های محوری و برشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته . در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم کننده مصالح ستون، F_y تنش تسلیم مصالح ستون و Z_c مدول مقطع پلاستیک ستون می باشد.

۱) بیشترین نیروی داخلی (محوری - برش - خمش) تحت اثر ترکیبات بار متعارف

[۱۸] بند ۱۰- ۳- ۵- ۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
[۱۹] بند ۱۰- ۳- ۵- ۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$$P_u = 49.07\ T,\quad V_u = 0\ T,\quad M_u = 11.5\ T.M\quad e = \frac{M}{P} = 23\ cm$$

٤- ٢- ٣- تعیین ابعاد کف ستون

۲) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار تشدید یافته.

$$1.41\text{Dead} + \text{Live} + 0.2\text{Snow} + \Omega\text{E}$$

$$P_u = 87\ T$$

$$P_u \le P_p = 0.65\times0.85\times f_c'\times A_1\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \Rightarrow 87\times10^3 = 0.65\times0.85\times250\times A_1\times1$$

$$A_1 = 390\ cm^2 \Rightarrow use\ B = D = 55\ cm\ A_1 = 3025\ cm^2,\qquad f_p = \frac{87000}{55^2} = 28.7\ cm^2$$

۳) برش (بدون اثر لنگرو نیروی محوری) در هر امتداد.

$$V_u = \frac{\sum M_{pc}}{\mathrm{H_s}} = \frac{2400\times1052}{340} = 7.4\ T$$

٤- ٢- ٣- تعین سطح مقطع میل مهار کف ستون

۴) لنگر خمشی (بدون اثرنیروی محوری و نیروی برشی) مجزا در هر امتداد.

$$Min\left(1.1R_y\mathrm{F_y}\mathrm{Z_c}, \text{لنگر خمشی تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته}\right) = Min(25.2,37.3) = 25.2\ T.M$$

$$M_u = T\left(f + \frac{B}{2} - \frac{x}{3}\right), f = 20\ cm$$

با سعی خطا می توان مقدار Tرا بدست آورد و در نتیجه تعیین سطح مقطه میل مهار مورد نیاز .

$$x = 20\ cm\ , T = 58T\ \Rightarrow T = \phi F_{nt}A_{nb}, F_{nt} = 0.75\times6000 \Rightarrow\ A_{nb} = \frac{58\times10^3}{0.75^2\times6000} = 1718$$

$$A_{nb} = 4\varphi25$$

$$f_p = \frac{2T}{xB} = 105\ \frac{kg}{cm^2} < P_p = 0.65\times0.85\times f_c'\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 250\ \frac{kg}{cm^2}, \frac{A_2}{A_1} = \frac{1^2}{0.55^2} = 3.3$$

با توجه به بند ۲و ۴ ابعاد کف ستون ۵۵ در ۵۵ بدست آمده است. و ۴ تا میلگرد ۲۵ در هر طرف بعنوان مهار کششی استفاده شده است.
حال بند ۱ و ۳ را برای این کف ستون کنترل می کنیم.

کنترل بند ۱)

$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0\quad f = 20cm, B = D = 55\ cm\ , e = 23\ cm$$

$$a_1 = 3\left(\mathrm{e} - \frac{\mathrm{B}}{2}\right) = -13.5\ , a_2 = \frac{6nA_s}{D}(f + e) = 805.89\ cm,\qquad a_3 = -a_2\left(\frac{\mathrm{B}}{2} + f\right) = -228280$$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$$x=\begin{cases}29.7\\-8+34i\\-8-34i\end{cases}\ x=29.7\ \Rightarrow f_p=\frac{2P(e+f)}{xD\left(\frac{B}{2}+f-\frac{x}{3}\right)}=68\ \frac{kg}{cm^2}<250\frac{kg}{cm^2}\ \text{مناسب},T=P\frac{e+\frac{x}{3}-\frac{B}{2}}{\frac{B}{2}+f-\frac{x}{3}}=7\ T<58\ T\ \text{مناسب}$$

طول میل مهار در بتن:

طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_{d} ، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه زیر در نظر گرفته شود، در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود[۲۰].

$$l_{\mathrm{d}}=\left[\frac{0.86f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{(\frac{c+k_{tr}}{d_b})}\right]d_b=\left[\frac{0.86\times0.85\times400}{\sqrt{0.65\times25}}\frac{1\times1\times1\times1}{1.5}\right]25=1209\ mm$$

با توجه به طول ۱/۲ متری مورد نیاز برای مهار میل مهار نیاز به قلاب می باشد.

طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش l_{dh} باید حداقل برابر مقدار رابطه زیر در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید از $8d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد[۲۱].

$$l_{dh}=\left[0.24k_1k_2\beta\lambda\frac{0.85f_y}{\sqrt{0.65f_c}}\right]d_b=\left[0.24\times0.7\times1\times1\times\frac{0.85\times400}{\sqrt{0.65\times25}}\right]\times25=354\ mm$$

طول مستقیم مهار میلگر ۲۵ برابر با ۳۵۴ میلیمتر بدست آمده است. حداقل قطر خم بر اساس جدول ۹- ۲۱- ۱ بند ۹- ۲۱- ۲- ۳- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برابر با $8d_b$، ۲۰۰ میلیمتر می باشد. هم چنین طول مستقیم میلگرد بعد از خم برابر $12d_b$، ۳۰۰ میلیمتر می باشد.

٤- ۲- ٤- کنترل مقاومت میل مهار برای برش قسمت سوم بند ۱۰- ۳- ۵- ۳

با توجه به استفاده از ۴ میلگرد ۲۵ در هر طرف برای تحمل لنگر و نیروی محوری ستون در مجموع ۱۲ میلگرد ۲۵ در کف ستون استفاده می شود. بنابراین همین تعداد میلگرد باید در برابر برش مقاومت کنند.

$$V_u=\phi F_{nv}A_{nb}\Rightarrow F_{nv}=\phi F_u=0.75\times6000=4500\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$A_{nb}=\frac{V_u}{\phi F_{nv}}=\frac{7.4\times10^3}{0.75\times4500}=2.9\ cm^2<12\phi25\ \text{مناسب است}$$

٤- ۲- ۵- تعیین ضخامت ورق کف ستون

تعیین ضخامت کف ستون با توجه به تنش زیر آن در تماس با بتن فونداسیون بدست می آید. بیشترین تنش زیر کف ستون مربوط به کنترل قسمت ۴ بند ۱۰- ۳- ۵- ۳- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می باشد. توزیع تنش زیر کف ستون مثلثی است. تحت اثر این تنش کف ستون مایل به خم شدن حول محور گذرنده از بال و جان ستون مستقر بر کف ستون دارد. بنابراین مقاومت خمشی مورد نیاز با مقاومت طراحی خمشی در این محور مقایسه می شود.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

[۲۰] بند ۹- ۲۱- ۲- ۴- ۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان.

[۲۱] بند ۹- ۲۱- ۲- ۷- ۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

روش های دیگری هم برای تعیین ضخامت ورق کف ستون بر اساس تنش زیر کف ستون موجود است که روش مشروح ساده ترین آن می باشد.

عموما ضخامت کف ستون به تنهایی جواب گو نیست بنابراین از سخت کننده هایی عمود بر کف ستون و متصل به بال و جان ستون جهت بهبود عملکرد خمشی کف ستون تحت اثر فشار زیر کف ستون استفاده می شود.

$$f_{p,max} = 105\ {}^{kg}/_{cm^2}\ ,x = 20\ cm\ , M_u = \frac{1}{2}\times 105\times 55\times 20\times\left(16.5 - \frac{20}{3}\right) = 5.6\ T.M$$

ضخامت سخت کننده ها را برابر ۱۰ میلیمتر و ارتفاع آنها را برابر ۲۵۰ میلیمتر در نظر می گیریم. برای سهولت محاسبات ضخامت ۲۰ میلیمتر را برای کف ستون فرض می کنیم و این ضخامت را در محاسبات کنترل می کنیم.

تار خنثی پلاستیک , $55\times x_p = 55\times(2 - x_p) + 25\times 1\times 2 \Rightarrow x_p = 1.4\ cm$

مدول مقطع پلاستیک $Z = 25\times 1\times 13.1\times 2 + 55\times 0.6\times\frac{0.6}{2} + 60\times 1.4\times\frac{1.4}{2} = 664\ cm^3$

مقاومت خمشی طراحی $\phi_b M_n = \phi_b Z f_y = 0.9\times 664\times 2400 = 14.3\ T.M > M_u\ o.k$

مناسب است.

٤- ٢- ٥- ١- کنترل خمش ورق در چشمه های بین سخت کننده ها

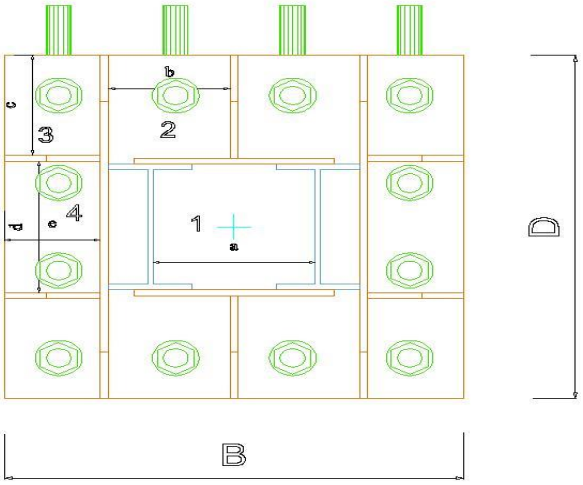
کفایت ضخامت ورق کف ستون باید برای خمش ناشی از تنش زیر کف ستون کنترل شود. خمش ایجاد شده در ورق کف ستون بر اساس تئوری ورق ها در چشمه های مختلف ورق کف ستون بدست می آید. با توجه به گیر داری که ورق سخت کننده در کف ستون ایجاد می کند شرایط متفاوتی برای خمش در ورق ایجاد می شود. که می توان با استفاده از ظرایبی از بار وارده لنگر خمشی داخلی ایجاد شده در ورق را تعیین کرد.

کنترل ضخامت ورق در چشمه ۲:

$$b = 14.5\ cm\ , c = 16\ cm\ \Rightarrow \frac{b}{c} = 0.90\ \Rightarrow \alpha_2 = 0.107\ \longrightarrow\ M_u = \alpha_2 f_p c^2 = 0.041\ T.M < \phi_b M_n$$

توزیع تنش زیر کف ستون یکنواخت نیست ولی در رابطه فوق مقدار حداکثر f_p که ۱۰۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد استفاده شده است. ضخامت ورق کف ستون در چشمه ۲ مناسب است.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳



کنترل ضخامت ورق در چشمه ۱ :

$$a = 20\ cm\ , b = 20\ cm\ \Rightarrow \frac{a}{b} = 1\ \Rightarrow \alpha_1 = 0.048\ \longrightarrow\ M_u = \alpha_1 f_p b^2 = 0.020T.M < \phi_b M_n$$

در چشمه ۱ نیز توزیع تنش مثلثی است. در رابطه بالا مقدار حداکثر f_p که ۱۰۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد استفاده شده است. ضخامت ورق کف ستون در چشمه ۱ مناسب است.

کنترل ضخامت ورق در چشمه 4 :

$$e = 11.5\ cm\ , d = 21\ cm\ \Rightarrow \frac{d}{e} = 1.82 \Rightarrow \alpha_1 = 0.13\ \longrightarrow\ M_u = \alpha_1 f_p e^2 = 0.018T.M < \phi_b M_n$$

در چشمه ۱ نیز توزیع تنش مثلثی است. در رابطه بالا مقدار حداکثر f_p که ۱۰۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد استفاده شده است. ضخامت ورق کف ستون در چشمه ۱ مناسب است

چشمه ۳ به دلیل اتکا بر دو ورق سخت کننده عملکردی یک طرفه دارد که در بخش ۴- ۲- ۵ کنترل شده است.

٤- ٢- ٦- جوش در اتصال ورق کف ستون

طراحی جوش ها به گونه ای صورت میگیرد که انتقال بار ها را به فونداسیون میسر سازد. محل اتصال ستون به ورق کف ستون که باید بار های محوری فشاری و کششی، همچنین لنگر ها را به صفحه ستون منتقل کند پس از پخ زدن با جوش شیاری با نفوذ کامل پر می شود. ورق سخت کننده قائم در انتقال بار محوری و لنگر خمشی ستون به کف ستون مشارکت دارند. در نتیجه اتصال این اعضا به ستون نیز با جوش شیاری با نفوذ کامل خواهد بود. اما به منظور شر کت دادن ورق های سخت کننده در باربری خمشی کف ستون باید اتصال ورق کف ستون با ورق تقویتی بتواند برش ناشی از خمش را تحمل کند. دو خط جوش گوشه در دو طرف ورق تقویتی این امکان را فراهم می کند[۲۲].

[۲۲] جلد ششم طراحی سازه های فولادی، دکتر مجتبی ازهری

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

طراحی جوش گوشه اتصال ورق سخت کننده قائم به صفحه ستون.

$$x_c = \frac{25\times1\times2\times14.5 + 55\times2\times1}{25\times1\times2 + 55\times2} = 5.21\ cm$$

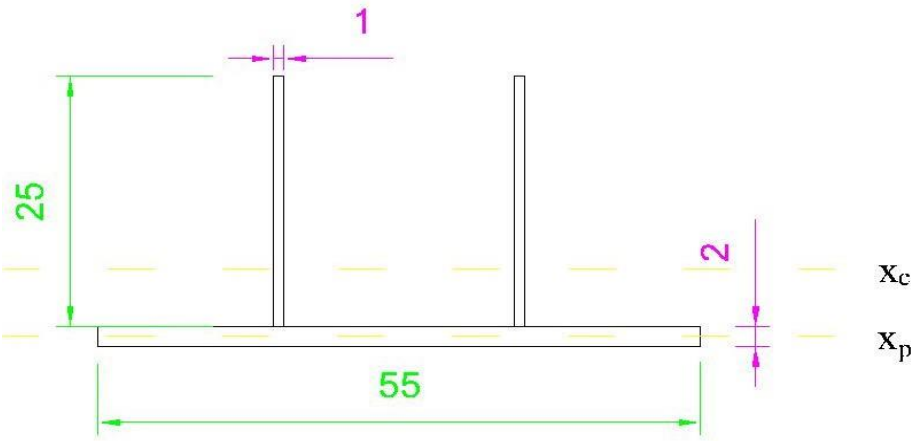
$$I = 2\times\left[\frac{25^3\times1}{12} + 25(9.3^2)\right] + \frac{55\times2^3}{12} + 55\times2\times4.21^2 = 9151\ cm^4$$

$$V = f_p B\frac{x}{2} = 105\times55\times\frac{20}{2} = 57750\ T, Q = 25\times1\times2\times9.3 = 465\ cm^3$$

$$q_a = \frac{VQ}{I} = \frac{57.75\times10^3\times465}{1\times9151} = 2934.51\ {}^{kg}/_{cm} \Rightarrow q_a = \frac{\phi R_n}{l} = \beta F_{nv}\frac{\sqrt{2}}{2}\ a_w, \beta = 0.75, F_{nv}$$
$$= 0.6F_{ue} = 2520\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$2934.41 = 4\times0.75\times2520\times\frac{\sqrt{2}}{2}\times a_w \Rightarrow a_w = 0.55\ cm\ use\ 6\ mm$$

حداقل بعد جوش گوشه بر اساس جدول ۱۰- ۲- ۹- ۲ برابر است با ۵ میلیمتر می باشد. بنابراین از جوش گوشه دو طرفه با بعد $a_w =$ 7 mm استفاده می شود.

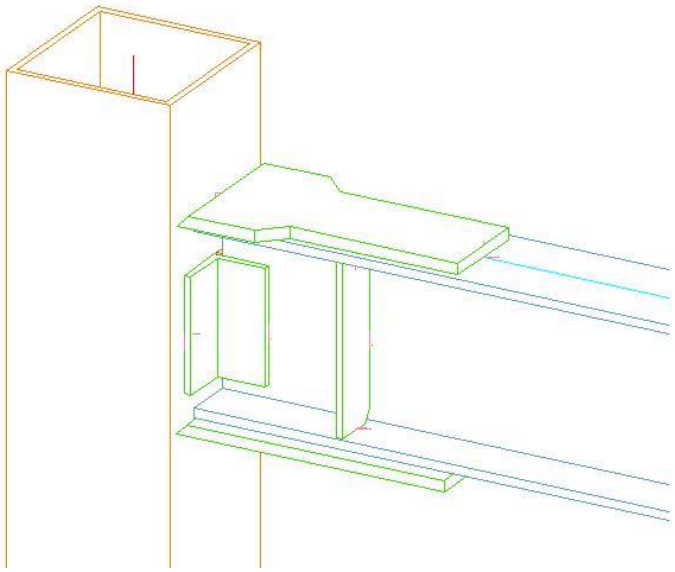


دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

فصل پنجم: اتصال گیردار به ستون

۵- ۱ مقدمه

در اتصالات صلب خمشی لنگر خمشی انتهای تیر به صورت کامل به ستون منتقل می گردد و زاویه چرخش بین تیر و ستون در محل اتصال ثابت باقی می ماند. قاب خمشی در این ساختمان از نوع متوسط است. در نتیجه باید اتصال گیردار ضوابط مربوط به شکل پذیری متوسط را ارضا کند. اتصال گیردار جوشی به کمک ورق های روسری و زیر سری فقط به قاب های خمشی متوسط محدود می شود[۲۳].



۵- ۲- نمونه محاسبات اتصال گیردار جوشی با ورق روسری و زیر سری (WPF)

در این ساختمان اتصال گیردار در۳ تیپ طراحی شده است که محاسبات اتصال گیردار تیر PG_200_150_12_8 به ستون 2IPE20-200-P240-10 در ادامه گزارش آمده است.

۱-۲-۵- مشخصات اولیه مقاطع

مشخصات ستون :

$$b = 20\ cm\ , h = 20\ cm\ , t_f = 1.2\ cm\ , t_w = 0.56\ cm, I = 10373\ cm^4, Z_c = 1052\ cm^3$$

مشخصات تیر :

$$b_f = 15\ cm, t_f = 1.2\ cm\ , h_w = 25\ cm, t_w = 0.8\ cm\ , I = 7223\ , Z_b = 596\ cm^3$$

مشخصات فولاد و الکترود مصرفی :

[۲۳] بند ۱۰- ۳- ۱۳- ۵- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$f_y = 2400\ {}^{kg}/_{cm^2}$,$f_u = 3700\ {}^{kg}/_{cm^2}$ الکترود $E60$ $F_{ue} = 4200\ {}^{kg}/_{cm^2}$

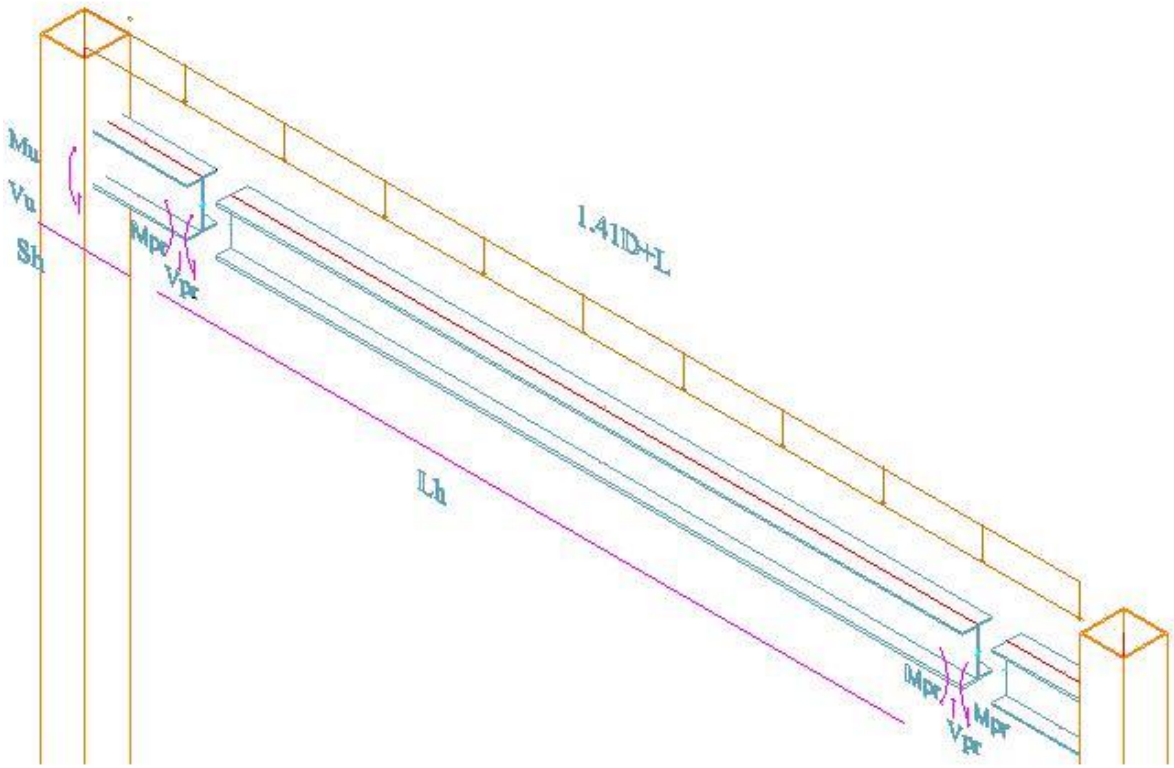
۵- ۲- ۲- نیرو های طراحی اتصال خمشی تیر به ستون

مقاومت خمشی مورد نیاز M_u و مقاومت برشی مورد نیاز V_u اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بار های ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و اترات لرزه ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr}R_yM_p$ در محل های تشکیل مفصل پلاستیک، تعین میشوند.

M_p : لنگر پلاستیک مقطع در محل مفصل پلاستیک.

R_y : مطابق تعریف بند ۱۰-۳- ۲- ۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان.

C_{pr} : ضریبی است که در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل سخت شدگی، قید های موضعی، .... است[۲۴].



محل تشکیل مفصل پلاستیک S_h در روی تیر باید در محل انتهای ورق های روسری و زیر سری (هر کدام که بزرگتر است) در نظر گرفته شود.

[۲۴] بند ۱۰- ۳- ۸- ۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$S_h = 450\ mm\ , l = 5000\ mm \Rightarrow\ l_u = l - 2S_h = 4100\ mm$

$M_{pr} = C_{pr}R_yM_p \Rightarrow C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} = 1.27 \longrightarrow C_{pr} = 1.2, R_y = 1.15, M_p = Z_bf_y = 14.3\ T.M\ \Rightarrow$

$M_{pr} = C_{pr}R_yM_p = 1.2\times1.15\times14.3 = 19.7\ T.M$

D و L بترتیب بار مرده و زنده روی تیر هستند که با توجه به بار مرده $451\ {}^{kg}/_{m^2}$ که با فرض عرض سطح بارگیر ۲/۵ متر برابر $1127\ {}^{kg}/_{m}$ و با توجه به بار زنده $200\ {}^{kg}/_{m^2}$ که با فرض عرض سطح بارگیر ۲/۵ متر برابر $500\ {}^{kg}/_{m}$.

طبق توضیحات مشروح در بالا برای بدست آوردن برش و مقاومت خمشی مورد نیاز باید از ترکیب بار هایی که نیروی زلزله دارند استفاده کرد. از ترکیب بار $1.4D + L + E$ که بیشترین مقدار را حاصل می دهد استفاده شده است. از تعادل استاتیکی نیرو های روی تیر می توان V_u و M_u را بدست آورد.

$V_{pr} = \frac{(1.41D + L)}{2}l_u + \frac{2M_{pr}}{l_h} = \frac{1.41\times1127 + 500}{2}\times4.1 + \frac{2\times4.1\times10^3}{4.1} = 11.7\ T$

$V_u = V_{pr} + (1.41D + L)S_h = 11700 + (1.41\times1127 + 500)\times0.45 = 12.7\ T$

$M_u = \frac{(1.41D + L)S_h^2}{2} + M_{pr} + V_{pr}S_h = \frac{(1.41\times1127 + 500)0.45^2}{2} + 19.7\times10^3 + 12700\times0.45$
$= 25.1\ T.M$

۵- ۲- ۳- طراحی ورق روسری و زیرسری

می توان با تبدیل لنگر خمشی مورد نیاز M_u به یک کوپل نیرو (نیروی کششی، فشاری) ورق های روسری و زیر سری را برای نیروی فشاری و کششی طراحی کرد.

$C = T = \frac{M_u}{d_b} = \frac{25.1\times10^5}{28.4} = 88\ T$ نیروی کششی و فشاری

چون اتصال لرزه ای است، هر دو ورق فوقانی و تحتانی را باید برای فشار و کشش هر کدام بحرانی تر است طراحی کرد. چون $\frac{KL}{r}$ ورق ها کمتر از ۲۵ است. لذا مقاومت فشاری اسمی برابر است با :

$P_n = f_yA_g \Rightarrow C \le \varphi f_yA_g\ \Rightarrow \varphi = 1, A_g \ge \frac{C}{\varphi f_y}, A_g \ge 36\ cm^2$

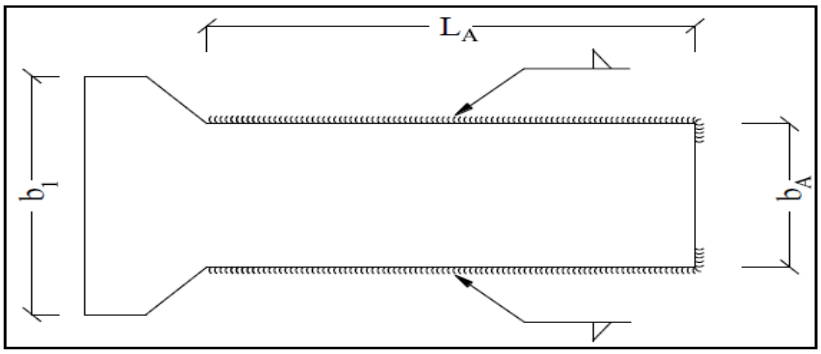
$b_1 = 24\ cm\ , b_A = 13\ cm, \longrightarrow A_g = b_1t_T \Rightarrow\ t_T = \frac{36}{24} = 1.5\ cm\ use\ t_T = 2\ cm$

$C = \varphi R_n \longrightarrow \varphi = 0.9, R_n = \beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}\ a_wl_w, a_w = 1.2\ mm\ \longrightarrow l_w = \frac{C}{\varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}\ a_w}\ \downarrow$

$\downarrow\ l_w = \frac{88\times10^3}{0.9\times0.6\times4200\frac{\sqrt{2}}{2}\times1.2} = 60\ cm\ \Rightarrow\ L_A = 25\ cm\ \rightarrow 2L_A + b_A = 63 > 60\ O.K$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

طول قسمت اریب ورق بالا سری برابر ۱۰ سانتیمتر و قسمت افقی منتهی به ضلع b_1 برابر۵ سانتیمتر می باشد.

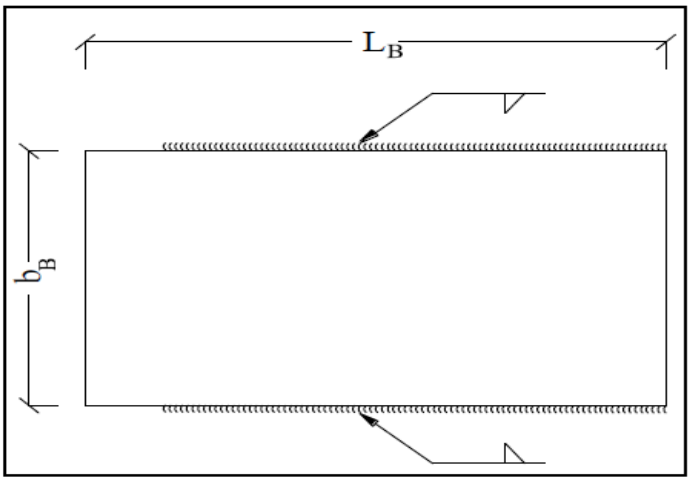


$$b_B = 24\ cm \longrightarrow A_g = b_B t_B \Rightarrow t_B = \frac{36}{30} = 1.5\ cm\ use\ t_B = 1.5\ cm$$

$$T = \varphi R_n \longrightarrow \varphi = 0.9, R_n = \beta F_{nw} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w l_w, a_w = 1.2\ mm \longrightarrow l_w = \frac{T}{\varphi \beta F_{nw} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w} \downarrow$$

$$\hookrightarrow l_w = \frac{88 \times 10^3}{0.9 \times 0.6 \times 4200 \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1.2} = 60\ cm \Rightarrow use\ L_B = 30\ cm$$

use Plate 240X300X15 بعنوان ورق زیر سری



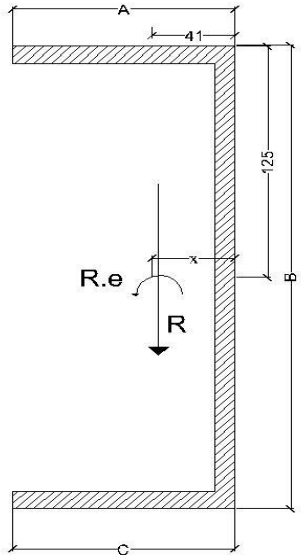
طول ورق بالاسری مجموعا برابر ۴۰ خواهد شد. که از فرض اولیه برای محل مفصل پلاستیک کمی کمتر است.

۵- ۲- ٤ - طراحی ورق نبشی جان

$$V_u \leq \varphi V_n \longrightarrow \varphi V_n = 0.6 \times 2400 A_w = 0.6 \times 2400 \times l \times t \longrightarrow l = 22\ cm \downarrow$$

$$\hookrightarrow t \geq \frac{V_u}{\varphi \times 0.6 \times 2400 \times 25}, \varphi = 0.9, t \geq 0.45\ use\ L\ 100x100x10 (L = 22)$$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳



جوش اتصال نبشی به جان تیر برای نیروی برشی V_u و لنگر پیچشی $R.e$ طراحی می شود. طول نوار جوش در اضلاع نبشی را فرض کرده و سپس بعد نوار را بدست می آوریم.

$$C = A = 10\ cm, B = 22\ cm$$

مرکز هندسی نوار جوش $x_c = \frac{10\times5\times2}{10+10+22} = 2.27\ cm$

$$V_u = R\ , T = R.e\ \longrightarrow e = 10 - x_c = 7.73\ cm\ \Rightarrow R = 12.7\ T\ , T = 1\ T.M$$

$$I_x = 2\times(10\times11^2) + \frac{22^3}{12} = 3307\ cm^4$$

$$I_y = 2\times\left(\frac{10^3}{12} + 10\times(5-2.27)^2\right) + 25\times2.27^2 = 443\ cm^4$$

$$f_{vy} = \frac{R}{A+B+C} = \frac{12.7\times10^3}{42} = 302\ {}^{kg}/_{cm}\ , f_{Ty} = \frac{Tx}{J} = \frac{1\times10^5\times2.27}{3307+443} = 60\ {}^{kg}/_{cm}$$

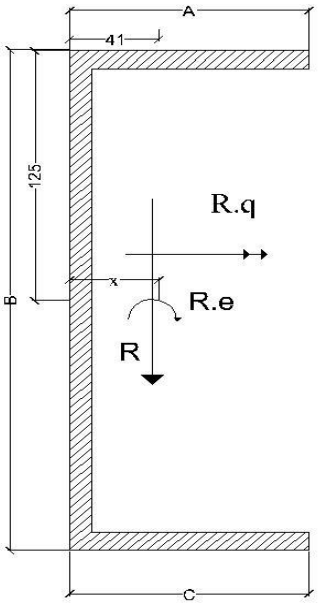
$$f_{Tx} = \frac{Ty}{J} = \frac{1\times10^5\times7.73}{3307+443} = 206\ {}^{kg}/_{cm}$$

برآیند تنهای برشی $f_v = \sqrt{(f_{vy}+f_{Ty})^2 + {f_{Tx}}^2} = \sqrt{(302+60)^2+206^2} = 416\ {}^{kg}/_{cm}$

$$f_v = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w\ \longrightarrow\ a_w = \frac{f_v}{\varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{416}{0.75\times0.75\times0.6\times4200\times0.707} = 0.41\ cm\ a_w = 5\ mm$$

با توجه به جدول ۱۰- ۲- ۹- ۲- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ۸ میلیمتری جان تیر و ۱۰ میلیمتری نبشی اتصال برابر ۵ میلیمتر می باشد.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳



$C = A = 10\ cm, B = 22\ cm$

مرکز هندسی نوار جوش $x_c = \frac{10\times5\times2}{10+10+22} = 2.27\ cm$

$R = V_u$, پیچش $T = R.e$, لنگر $M = R.q, \longrightarrow e = 10 - x_c = 7.73\ cm\ , q = 10 - x_c = 7.73\ cm$

$R = 12.7\ T\ \ , T = 1\ T.M\ \ , M = 1\ T.M$

$I_x = 3307\ cm^4\ ,\qquad I_y = 443\ cm^4$

$f_{vy} = 302\ {}^{kg}/_{cm}\ ,\qquad f_{Ty} = 60\ {}^{kg}/_{cm}\ ,\qquad f_{Tx} = \frac{Ty}{J} = \frac{1\times10^5\times7.73}{3307+443} = 206\ {}^{kg}/_{cm}$

برآیند تنشها برشی $f_v = 416\ {}^{kg}/_{cm}$

تنش عمودی ناشی از لنگر خمشی $f_m = \frac{M\frac{B}{2}}{I_x} = \frac{1\times10^5\times11}{3307} = 326\ {}^{kg}/_{cm}$

برآند نهایی تنشهای برشی و عمودی $F = \sqrt{{f_m}^2 + {f_v}^2} = \sqrt{326^2 + 416^2} = 528\ {}^{kg}/_{cm}$

$$F = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w \longrightarrow a_w = \frac{F}{\varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{528}{0.75\times0.75\times0.6\times4200\times0.707} = 0.5\ cm\ a_w = 5\ mm$$

با توجه به جدول ۱۰- ۲- ۹- ۲- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ۸ میلیمتری جان تیر و ۱۰ میلیمتری نبشی اتصال برابر ۵ میلیمتر می باشد.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۵- ۲- ۵- کنترل تسلیم موضعی جان تیر در مقابل نیروی متمرکز[۲۵] (عکس العمل تکیه گاهی)

$$V_u \le \varphi R_n = \varphi F_y t_{wb}(2.5K + l_b)\,,\ V_u = 12.7\ T$$

l_b برابر طول اتکایی بار متمرکز است. با توجه به اینکه برش از طریق نبشی جان به ستون منتقل می شود طولی از نبشی که در جان تیر جوش می شود بعنوان l_b استفاده می شود. K برابر ضخامت بال تیر می باشد.

$$\varphi R_n = \varphi F_y t_{wb}(2.5K + l_b),\ \ l_b = 10\ cm\,, K = 1.2\ cm\,, t_{wb} = 0.8\ cm\ \downarrow$$

$$\hookrightarrow \varphi R_n = 1\times2400\times0.8(2.5\times1.2 + 10) = 24.9\ T\ \Rightarrow\ V_u < 24.9\ T\ o.k$$

۵- ۲- ٦- کنترل لهیدگی جان تیر در مقابل نیروی متمرکز فشاری[۲٦] (عکس العمل تکیه گاهی)

$$\frac{l_b}{d} = \frac{10}{27} = 0.37 > 0.2 \leftarrow \varphi R_n = \varphi 0.4 {t_{wb}}^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2\right)^1 \left(\frac{t_{wb}}{t_{fb}}\right)^2\right]\sqrt{\frac{E F_y t_{fb}}{t_{wb}}}\,, \varphi = 0.75\downarrow$$

$$\hookrightarrow\ \varphi R_n = 0.75\times0.4\times0.8^2\left[1 + \left(4\frac{10}{27} - 0.2\right)^1 \times \left(\frac{0.8}{1.2}\right)^2\right]\times\sqrt{\frac{2\times10^6\times2400\times1.2}{0.8}} = 25\ T\ \downarrow$$

$$\hookrightarrow V_u = 12.7\ T,\quad V_u < 25\ T\ o.k$$

۵- ۲- ۷- کنترل خمش موضعی بال ستون در مقابل نیروی کششی[۲۷]

$$T \le \varphi R_n,\qquad \varphi R_n = \varphi 6.25\ F_y {t_f}^2\ \Rightarrow \varphi = 0.9,\qquad \text{لازم } t_{fc} \ge 0.4\sqrt{\frac{T}{0.9F_y}}\ \longrightarrow\ t_{fc} \ge 2.55\ cm$$

بدلیل اینکه ضخامت بال برابر ۱ سانتیمتر است نیاز به سخت کننده داریم.

۵- ۲- ۸- کنترل تسلیم موضعی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری و کششی

$$C,T \le \varphi R_n = \varphi F_y t_{wc}(2.5K + l_b)\,,\ \ C,T = 88\ \ T$$

l_b برابر طول اتکایی بار متمرکز است که برابر عرض ورق روسری یا زیر سری است. t_{wc} برابر با ضخامت جان ستون است که با توجه به اینکه ستون از نوع جعبه ای است t_{wc} بابر دو برابر ضخامت جان ستون است. K برابر ضخامت بال ستون می باشد.(ضخامت پروفیل بعلاوه ضخامت ورق تقویتی)

$$\varphi R_n = \varphi F_y t_{wc}(5K + l_b),\ \ l_b = 24\ cm\,, K = 2.2\ cm\,, t_{wc} = 2\times0.56 = 1.2\ cm\ \downarrow$$

$$\hookrightarrow \varphi R_n = 1\times2400\times1.2(5\times2.2 + 24) = 100\ T\ \Rightarrow\ C,T < 100\ T\ o.k$$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

[۲۵] بند ۱۰- ۲- ۹- ۱۰- ۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
[۲٦] بند ۱۰- ۲- ۹- ۱۰- ۲ مبحث دهم مقررات ملس ساختمان
[۲۷] بند ۱۰ -۲- ۹- ۱۰- ۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

۵- ۲- ۹- کنترل لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی فشاری

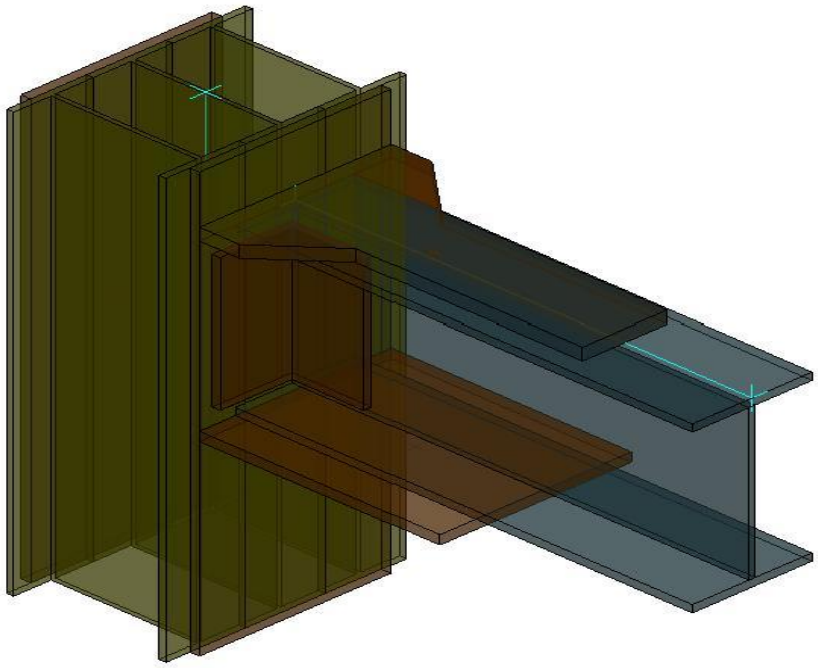
$$\frac{l_b}{d}=\frac{27}{20}=1.35>0.2 \leftarrow \varphi R_n=\varphi 0.4{t_{wc}}^2\left[1+\left(\frac{4l_b}{d}-0.2\right)^1\left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_yt_{fc}}{t_{wc}}}\,,\varphi=0.75\downarrow$$

$$\hookrightarrow \varphi R_n=0.75\times0.4\times1.2^2\left[1+\left(4\frac{27}{20}-0.2\right)^1\times\left(\frac{2.2}{1.2}\right)^{1.5}\right]\times\sqrt{\frac{2\times10^6\times2400\times2.2}{1.2}}=485\,T\downarrow$$

$$\hookrightarrow C,T=88\,T,\quad C,T<485\,T\;o.k$$

از بند ۵- ۲- ۷ - نتیجه حاصل شد که باید برای جلوگیری از خمش بال ستون در مقابل نیروی کششی سخت کننده (ورق پیوستگی) تعبیه شود.

در حالتیکه ستون از نوع دوبل IPE می باشد از یک پروفیل سوم بعنوان سخت کننده استفاده میشود.جوش پروفیل به ورق تقویتیستون باید از نوع انگشتانه باشد.



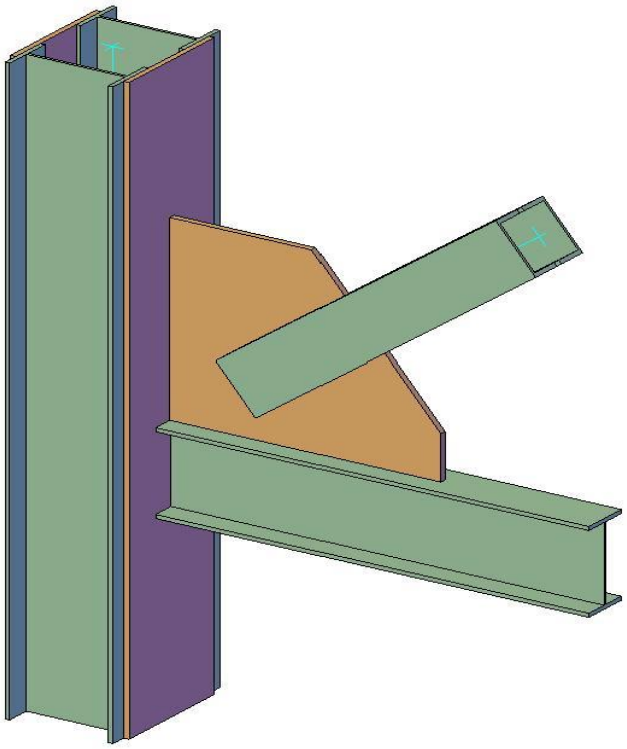
دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

فصل ششم : اتصال مهاربند به ستون و تیر

٦- ١- مقدمه

اتصالات اعضای مهاری یکی از حساس ترین بخش های یک سازه فولادی است. زیرا اگر این اتصالات در هنگام زلزله دچار شکست شوند باعث ایجاد طبقه نرم می شود. بنابراین لازم است در هنگام طراحی و اجرای این بخش از سازه توجه و دقت لازم فراهم شود. عملکرد مهاربند بدلیل ماهیت رفت و برگشتی زلزله هم درکشش باید عمل کند و هم در فشار که اتصال مهاربند به تیر و ستون نیز باید توان تحمل کشش و فشار را داشته باشد.

طراحی اتصال مهاربند بر اساس ضوابط مندرج در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲) و روش ویتمور انجام شده است که در ادامه گزارش ارائه شده است.



٦- ٢- نمونه محاسبات طراحی اتصال مهاربند به تیر و ستون

در این ساختمان اتصال مهاربند در ۲ تیپ طراحی شده است که محاسبات اتصال مهاربند 2 UNP12_12 به ستون 2IPE22-220-P240-10و IPE18 در ادامه گزارش آمده است.

٦- ٢- ١- مشخصات مصالح و مقاطع مصرفی

مشخصات مهاربند :

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$UNP\ 120 \longrightarrow b = 55\ mm, \quad h = 120\ mm, \quad t_f = 9\ mm, \quad t_w = 7\ mm$

$2UNP\ 120 \longrightarrow A = 26.8\ cm^2, \quad r = 4.65\ cm, \quad L = 6\ m\ , \quad k_x = k_y = 1$

بدلیل اینکه بادبند از نوع قطری است. ضریب طول موثر بابر با ۱ می باشد.

مشخصات تیر :

$b = 9.1\ cm\ , \quad h = 18\ cm\ , \quad t_f = 0.8\ cm\ , \quad t_w = 0.53\ cm, \quad I = 1940\ cm^4, \quad Z_c = 166\ cm^3$

مشخصات ستون :

$b_f = 10\ cm, \quad t_f = 0.85\ cm\ , \quad \mathrm{h} = 20\ cm, \quad t_w = 0.56\ cm\ , \quad I = 10373\ , \quad Z_b = 1052\ cm^3$

مشخصات فولاد و الکترود مصرفی :

$f_y = 2400\ {}^{kg}/_{cm^2}\ , \quad f_u = 3700\ {}^{kg}/_{cm^2}\ , \quad$ الکترود $E60\ F_{ue} = 4200\ {}^{kg}/_{cm^2}$

٦- ٢- ٢- نیرو های طراحی اتصال مهاربند

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها در قاب های مهاربندی شده همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار الف و ب کمتر در نظر گرفته شود[۲۸].

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

$$P = R_y F_y A_g, R_y = 1.2, \longrightarrow R_y F_y A_g = 1.2 \times 2400 \times 26.8 = 77\ T$$

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

$$P = 52\ T$$

$$\text{نیروی طراحی} = min(\ 77\ ,52\ ) = 52\ T$$

٦- ٢- ٣- طراحی ورق اتصال مهاربند

طبق روش ویتمور تنش های حداکثر یکنواخت در ورق اتصال در قاعده ای ذوزنقه ای رخ می دهد که ساق های آن با وسایل اتصال زاویه ۳۰ درجه می سازد. بدلیل اینکه ماهیت زلزله رفت و برگشتی است نیروی فشاری و کششی در سیکل های مختلف بر ورق اتصال وارد می شود. در حالت فشاری فاصله آزاد بین مهاربند تا کنج ستون و تیر مانند ستون چه ای در مقابل نیروی فشاری عمل می کند که باید در مقابل کمانش مقاومت کافی را داشته باشد.

با توجه به هندسه ورق اتصال عرض موثر ویتمور برابر با $b_e = 37$ سانتیمتر و طول ستونچه تحت فشار برابر $L = 20$ سانتیمتر بدست می آید.

[۲۸] بند ۱۰- ۳- ۱۰- ۳ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

عرض موثر ویتمور $\rightarrow P = 52\times10^3 \Rightarrow P < \varphi f_y b_e t \longrightarrow t > \dfrac{P}{\varphi f_y b_e} \Rightarrow t > 0.65\ cm$

$$\frac{kL}{r} \longrightarrow k = 1, L = 20\ cm, r = 0.3t = 0.3\times1.2 = 0.36 \Rightarrow \frac{kL}{r} = 55$$

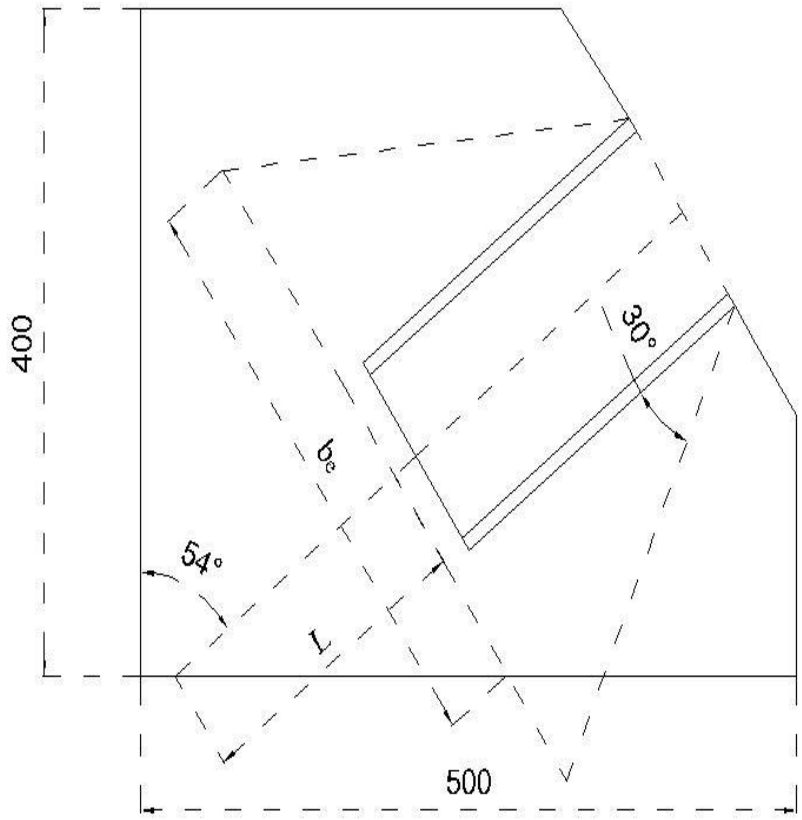
$$F_e = \frac{\Pi^2 E}{(\frac{kL}{r})^2} = 6525\,\frac{kg}{cm^2} \longrightarrow F_{cr} = [0.658^{\frac{f_y}{F_e}}]f_y = 2064\,\frac{kg}{cm^2} \longrightarrow \varphi P_n = \varphi F_{cr} A_g$$

↳ $\varphi P_n = 0.9\times2064\times12\times1.2 = 26.7\ T < 52$ نیاز به سخت کننده است

دو عدد ورق سخت کننده با ضخامت ۱ سانتیمتر و طول ۱۰ سانتیمتر عمود بر ورق اتصال در راستای محور مهاربند با عرض ۲۰ سانتیمتر در راستای مهاربند استفده می کنیم.

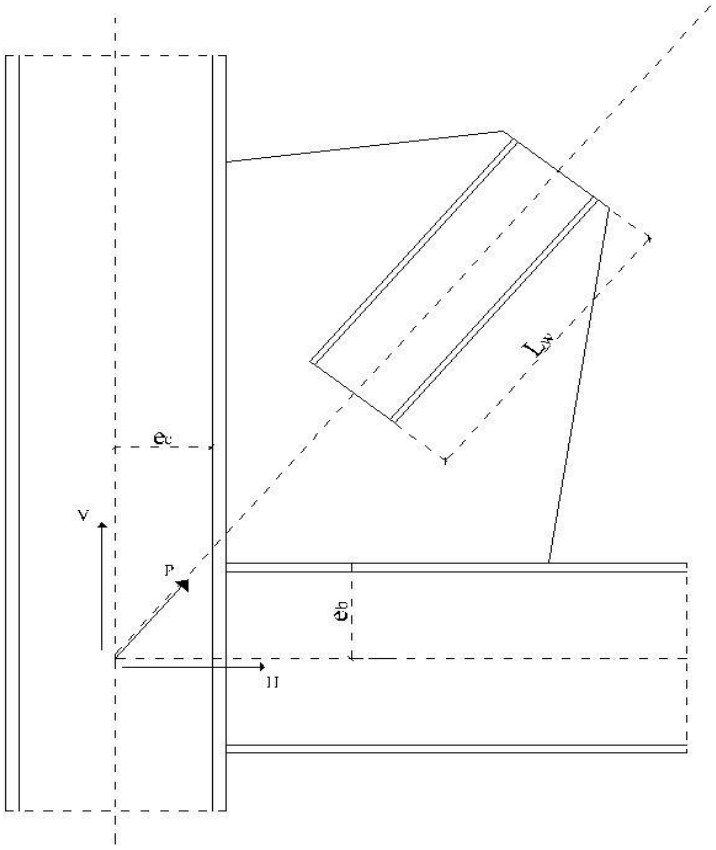
$$I = \frac{20^3\times1}{12}\times2 + \frac{12\times1.2^3}{12} = 1334\ cm^3 \longrightarrow r = 6.3\ cm \longrightarrow \frac{kL}{r} = 3.3 \Rightarrow F_{cr} = 2400\ \frac{kg}{cm^2}$$

↳ $\varphi P_n = 0.9\times2400\times(10\times1\times2 + 12\times1.2) = 73\ T > 52\ T$ مناسب است



با اضافه کردن سخت کننده عمود بر ورق اتصال ظرفیت محوری ستونچه مفروض را به طور چشمگیری افزایش می دهیم.

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳



ابعاد ورق اتصال به طول جوش و بعد آن در اتصال به تیر و ستون بستگی دارد. برای جلوگیری از ایجاد لنگر ناشی از خروج محوریت نیروی محوری بادبند باید محور گذرنده از وسط ستون، تیر و مهاربند از یه نقطه بگذرد. با تجزیه نیروی محوری بادبند و انتقال آن به محور مماس بر اتصال ورق به تیر و ستون طول و بعد جوش گوشه اتصال ورق را بدست می آوریم.

جوش گوشه اتصال ورق به ستون و تیر تحت اثر برش و لنگر خمشی خواهد بود.

$$H = P\sin 54 = 52\times 0.8 = 41\ T, \qquad V = P\cos 54 = 52\times 0.58 = 30\ T$$

$$e_b = 8\ cm, \qquad e_c = 10.5\ cm$$

نیروی خمشی و برشی در اتصال ورق به تیر:

$$V_u = H, M_u = He_b, V_u = 41\ T, M_u = 41\times 0.08 = 3.3\ \text{T.M}$$

نیروی خمشی و برشی در اتصال ورق به ستون:

$$V_u = V, M_u = Ve_b, V_u = 30\ T, M_u = 52\times 0.105 = 3.2\ \text{T.M}$$

٦- ٢- ٣- ١- طراحی جوش ورق اتصال در راستای تیر

با توجه به نیرو ها طول ورق اتصال بادبند در جهت تیر را برابر $l_w = 50$ سانتیمتر انتخاب می کنیم پس برای بدست آوردن بعد جوش دو طرفه داریم:

$$I = 2\frac{{l_w}^3}{12} = \frac{50^3}{12}\times 2 = 20833\ cm^4 \longrightarrow f_m = \frac{M_u l_w}{2I} = 396\ {}^{kg}/_{cm}$$

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$$l_w = 50 \longrightarrow f_v = \frac{V_u}{2l_w} = 410 \ {}^{kg}/_{cm} \Rightarrow F = \sqrt{{f_m}^2 + {f_v}^2} \Rightarrow F = \sqrt{396^2 + 410^2} = 570 \ {}^{kg}/_{cm}$$

$$F = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w \longrightarrow a_w = \frac{F}{\varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{570}{0.75\times0.75\times0.6\times4200\times0.707} = 0.58\ cm\ use\ a_w$$
$$= 6\ mm$$

٦- ٢- ٣- ٢- طراحی جوش ورق اتصال در راستای ستون

با توجه به نیرو ها طول ورق اتصال بادبند در جهت ستون را برابر $l_w = 40$ سانتیمتر انتخاب می کنیم پس برای بدست آوردن بعد جوش دو طرفه داریم:

$$I = 2\frac{{l_w}^3}{12} = \frac{40^3}{12}\times2 = 10666\ cm^4 \longrightarrow f_m = \frac{M_u l_w}{2I} = 600 \ {}^{kg}/_{cm}$$

$$l_w = 70 \longrightarrow f_v = \frac{V_u}{2l_w} = 375 \ {}^{kg}/_{cm} \Rightarrow F = \sqrt{{f_m}^2 + {f_v}^2} \Rightarrow F = \sqrt{600^2 + 375^2} = 707 \ {}^{kg}/_{cm}$$

$$F = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w \longrightarrow a_w = \frac{F}{\varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}} = \frac{707}{0.75\times0.75\times0.6\times4200\times0.707} = 0.7\ cm\ use\ a_w$$
$$= 7\ mm$$

٦- ٢- ٣- ٣- طراحی جوش مهاربند به ورق اتصال

جوش اتصال مهاربند به ورق اتصال توسط چهار ردیف جوش گوشه انجام می شود. این جوش تحت اثر برش در راستای محور جوش است. با توجه به نیروی طراحی جول جوش را برابر $l_w = 20$ سانتیمتر در نظر میگیریم. پس برای بدست آوردن بعد جوش داریم:

$$V_u = P = 52\ T \longrightarrow l_w = 25 \longrightarrow F = f_v = \frac{V_u}{4l_w} = 520 \ {}^{kg}/_{cm}$$

$$F = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w \longrightarrow a_w = \frac{F}{\varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}} = 0.52cm \longrightarrow use\ a_w = 6\ mm$$

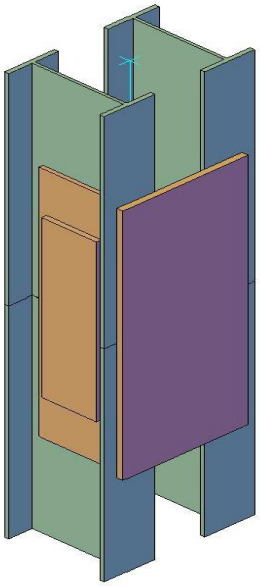
دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

فصل هشتم: طراحی وصله جوشی ستون

۸ – ۱– مقدمه

در اجرای سازه های فولادی مواردی رخ می دهد که لازم است تیر ها و یا ستون ها را به یکدیگر وصله کنیم. هر چند اجرای وصله در اعضای سازه های فولادی مستلزم صرف هزینه است. لیکن انجام آن در بعضی مواقع اجتناب ناپذیر است. مواردی که استفاده از وصله در سازه های فولادی ضروری است به قرار زیر است.

- طول استاندارد نیمرخ به صورت معمول ۱۲ متر است. هنگامیکه طول دهنه تیر و یا ارتفاع ستون از طول نیمرخ های استاندارد بیشتر باشد تیر یا ستون را باید در محل مناسب وصله کرد.
- در مواردی که نیرو های طراحی در تیر یا ستون در یک ناحیه به طور چشمگیری از بقیه نواحی بزرگتر است، استفاده از مقطع با ظرفیت باربری بالا در ناحیه مورد نظر همراه با وصله نمودن آن به نواحی مجاور ضروری می باشد[۲۹].
- در اجرای سازه های فولادی جوش ها از اهمیت بسیار زیادی برخوردار هستند. معولا جوش های مربوط به اتصال گیردار در محل پروژه و بر روی کار انجام می شود. جوش های نفوذی اتصال گیردار نیازمند دقت و حوصله کافی جوشکار است. معمولا این جوش ها بدلیل ارتفاع ستون نظارت توسط مهندس ناظر بعد از عملیات ریختن سقف انجام می شود که دیر هنگام است. توصیه می شود قسمتی از تیر در کارگاه به ستون جوش شود و بقیه تیر در محل پروژه توسط پیچ یا جوش وصله شود. چنین روشی کمک می کند جوش های نفوذی اتصال گیردار در محل کارگاه زیر نظر مستقیم مهندس ناظر انجام شود و همچنین جوشکار از امنیت بیشتری برخوردار خواهد بود.
- محدودیت هایی مثل حمل و نقل اعضای فولادی و یا جلوگیری از دور ریز زیاد مصالح ایجاب میکند از وصله در تیر یا ستون استفاده کنیم.



دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

[۲۹] فصل دهم از جلد ششم کتاب طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی و مقاومت مجاز، ازهری، میر قادری

۸ – ۲- نمونه طراحی وصله جوشی ستون

در این سازه وصله جوشی ستون در ۲ تیپ طراحی شده است که در این فصل جزئیات محاسبه تیپ ۱ که اتصال ستون 2IPE20-200 به ستون 2IPE20-200 می باشد در ادامه شرح داده شده است.

مشخصات ستون Box30x15 :

$$b = 10\ cm\ , h = 20\ cm\ , t_f = 0.85\ cm\ , t_w = 0.53\ cm, Z_{b-33} = 442174\ , Z_{b-22} = 570712\ mm^3$$

مشخصات فولاد و الکترود مصرفی :

$$f_y = 2400\ {}^{kg}/_{cm^2}\ , f_u = 3700\ {}^{kg}/_{cm^2}\ ,$$ الکترود $E60\ F_{ue} = 4200\ {}^{kg}/_{cm^2}$

۸ – ۳- نیرو های طراحی وصله ستون

وصله کلیه ستون ها، شامل ستون های غیر باربر جانبی باید قادر به تحمل نیرو های زیر باشند.

- ✓ بیشترین نیروی داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف
- ✓ بیشترین نیرو های محوری (بدون حضور نیرو های برشی و لنگر خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته
- ✓ نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\sum M_p}{H_s}$ که در آن $\sum M_p$ مجموع لنگر های خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد تنظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محور های اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیرو های محوری و لنگر عای خمشی در نظر گرفته شود.
- ✓ لنگر خمشی حداقل برابر $R_y M_p$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تعیین شده مصالح ستون و M_p لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محور های اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیرو های محوری و برشی در نظر گرفته شود[۳۰].

۱- بیشترین نیرو های حاصل از ترکیبات بار متعارف

$$P_u = 4\ T, \qquad M_{u-22} = 5\ \ T.m\ , \qquad M_{u-33} = 2.5\ \ T.m$$

۲- بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار تشدید یافته

$$P_u = 0.8\ T$$

۳- نیروی برشی

$$V_u = \frac{\sum M_p}{H_s} = \frac{2\times2400\times570}{290} = 9.5\ T$$

۴- لنگر خمشی

$$M_{u-22} = R_y M_p = 1.2\times2400\times570 = 16.4\ \ T.m$$

$$M_{u-33} = R_y M_p = 1.2\times2400\times442 = 12.7\ \ T.m, \qquad M_u = \max(16.4,12.7) = 16.4\ \text{T.m}$$

[۳۰] بند ۱۰- ۳- ۵- ۲-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

۸ – ٤- طراحی ورق اتصال بال و جان

شرایط وصله ستون دوبل IPE با Box متفاوت است. ستون دوبل عموما در سازه هایی بکار میروند که تعداد طبقات زیر ۴ است و سیستم مقاوم جانبی نیز معمولا در یک راستا بادبندی و در یک راستا خمشی است. معمولا جان های ستون دوبل موازی با سیستم خمشی قرار میگیرند و بال های ستون که ضخامت بیشتری دارند پذیرای ورق های تقویتی ستون خواهد بود. اگر در راستای عمود بر بال ستون نیاز به ورق تقویتی باشد عموما دیگر در این حالت ستون دوبل تنها برتری خود که برتری اقتصادی است را نسبت به ستون Box از دست می دهد و استفاده از ستون Box ارجحیت پیدا می کند. وصله ستون های دوبل عموما در طبقه ای قرار می گیرد که ورق تقویتی ستون مورد نیاز نباشد تا وسایل اتصال وصله بدون واسطه به ستون جوش شوند و شرایط اجرایی بهتری فراهم باشد.

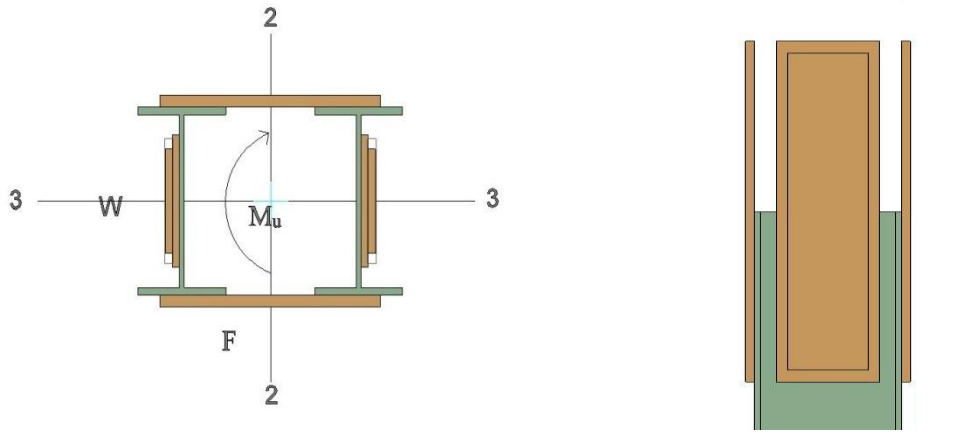
در ستون دوبل بدلیل اینکه ضخامت جان تیر نا چیز است.(ضخامت جان پروفیل) طرح جوش مناسب برای ورق اتصال جان دشوار است. در این حالت دو راه حل وجود دارد. یا طول جوش زیادی را در نظر گرفت و یا از ورق های مضاعف استفاده کرد. حالت دوم مناسب تراست چون جوشکاری طویل در اتصال بدلیل ایجاد تنش های پسماند و هم چنین احتمال بیشتر در ترک خوردن جوش زیاد مقبول نیست.

بدلیل اینکه ستون تحت اثر زلزله در دو راستا می باشد بال های ستون در یک راستا تحت اثر لنگر هستند در راستای متعامد تحت اثر برش و با عوض شدن راستای زلزله بال و جان ستون عوض می شوند. به زبان ساده تر در وصله ستون ورق های اتصال باید هم برای نیروی لنگر خمشی و هم برای برش طراحی شوند.

در طراحی وصله ایتدا ورق های اتصال با لنگر و نیروی برشی بند ۳ و ۴ مشروح در قسمت قبل طراحی می شوند و سپس با نیرو های بند ۱ و ۲ کنترل می شوند. طراحی وصله ستون و انتخاب حدس اولیه درست نیازمند تجربه در طراحی و اجرای اتصالات جوشی می باشد تا طراح بتواند ابعاد ورق و جوش را مناسب انتخاب کند که هم جوابگوی نیرو های طراحی باشد و هم جواب گوی الزامات اجرایی.

۸ – ۴- ۱- طراحی ورق اتصال برای لنگر

عمده انتقال لنگر توسط ورق اتصال بال انجام می شود. برای تعیین سهم ورق های اتصال جان و بال در انتقال لنگر می توان لنگر خمشی M_u را به نسبت ممان اینرسی تقسیم کرد. با فرض ۱ سانتی متر ضخامت ورق ها و عرض ۲۵ سانتی متر سهم ورق بال تعیین می شود.باید توجه داشت که ورق های اتصال باید به طور مجزا توان تحمل لنگر و برش مذکور را داشته باشند.



هم چنین ضخامت ۱سانتی متر و عرض ۱۴ سانتی متر(ورق جان) و ۱۱سانتی متر (ورق مضاعف)

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$$I=\frac{14^3\times1}{12}\times2+\frac{11^3\times1}{12}\times2+2(25\times1)\times11^2=6618.2\ cm^3,\quad \frac{I_w}{I}=0.09,\quad M_f=(1-0.09)M_u=14.7\ T.m$$

$$T_u=C_u=\frac{M_f}{d}=\frac{14.7\times1000}{0.22}=66.2\ T,\qquad \text{ورق ضخامت } t_f=\frac{66.2\times1000}{0.9\times2400\times25}=1.2\ cm\ use\quad t=1.2\ cm$$

همان طور که پیشتر گفته شد ورق های جان نیز باید برای تحمل لنگر کنترل شوند. بدین منظور محور لنگر عوض می شود.

$$I=\frac{25^3\times1}{12}\times2+2(14\times1)\times10^2+2(11\times1)\times11^2=8806\ cm^3,\quad \frac{I_w}{I}=0.62,\quad M_w=(0.66)M_u=10.82\ T.m$$

$$T_u=C_u=\frac{M_f}{d}=\frac{10.82\times1000}{0.22}=49.2\ T,\qquad \text{سهم ورق جان مضاعف}=\frac{49.2}{2}=24.6\ T,\quad \text{سهم ورق جان}=\frac{49.2}{2}=24.6\ T,$$

همان طور که پیشتر ذکر شد. ورق اتصال جان دارای ورق مضاعف است که باید سهم هر یک از ورق ها از نیروی محوری ناشی از لنگر تعیین شود. میتوان برای تعیین این سهم نیروی محوری C_u را تقسیم بر ۲کرد یا نسبت به سطح تعیین شود.

$$\text{ضخامت ورق جان } t_f=\frac{24.6\times1000}{0.9\times2400\times14}=0.8\ cm\ use\quad t=0.8\ cm$$

$$\text{ضخامت ورق جان } t_f=\frac{24.6\times1000}{0.9\times2400\times11}=1\ cm\ use\quad t=1\ cm$$

علت استفاده از ورق مضاعف به این دلیل است که ضخامت جان ستون کفاف اتصال جوشی یک ورق یا ضخامت حدود ۱۶ میل را نمی دهد و به اصطلاح ورق می سوزد به همین دلیل ابتدا یک ورق را با ضخامت مناسب برای اتصال به جان ستون جوش می دهیم و سپس روی آن ورق مضاعف را جوش می دهیم. طبیعی است که ورق دوم برای براورده کردن فضای مناسب برای جوش باید ابعاد کمتری از ورق اول داشته باشد.

۸ – ۴- ۲- طراحی ورق اتصال برای برش

با توجه به استفاده از جفت ورق در هر راستا سهم هر ورق نصف V_u لست.

$$\mathrm{t}_w=\frac{V_u}{2\times0.9\times0.6\times2400\times25}=0.14\ cm<1.2\ o.k$$

$$\mathrm{t}_w=\frac{V_u}{2\times0.9\times0.6\times2400\times14}=0.26\ cm<(1+0.8)\ o.k$$

۸ – ۴- ۳ - کنترل اتصال برای نیروهای ترکیبات بار متعارف

بدلیل اینکه در هرراستا دو ورق استفاده می شود نیروی محوری تقسیم بر چهار (دو رق بال و ورقهای جان) می شود. در انتقال نیروی محوری هر چهار ورق به طور مساوی سهم دارند. به دلیل اینکه لنگر در هر دو راستا اختلاف چندانی با یکدیگر ندارند هر دو لنگر را با اثر همزمان بررسی میکنیم.

برای کنترل اتصال در این قسمت فرض می کنیم مجموعه اتصال تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر دو محوره قرار دارد. بدین رو ازرابطه زیر برای کنترل اتصال استفاده ی کنیم[۳۱].

$$\frac{P_u}{P_c}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{u-22}}{M_{c-22}}+\frac{M_{u-33}}{M_{c-33}}\right)$$

$$P_c=0.9AF_y=0.9\times104.4\times2400=225\ T$$

[۳۱] بند ۱۰- ۲- ۷- ۲-۱ - مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

$$M_{c-22} = 0.9ZF_y \Rightarrow Z_{22} = 25\times1.2\times20.6\times2 + \frac{11^2}{4}\times2 + \frac{14^2}{4}\times2 = 1394\ cm^3$$

$$M_{c-22} = 0.9ZF_y = 0.9\times2400\times1394 = 30.1\ T.m,\ \ Z_{33} = 1244,\qquad M_{c-33} = 26.8\ T.m$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{u-22}}{M_{c-22}} + \frac{M_{u-33}}{M_{c-33}}\right) = \frac{4}{225} + \frac{8}{9}\left(\frac{5}{30.1} + \frac{2.5}{26.8}\right) = 0.24 < 1\ o.k$$

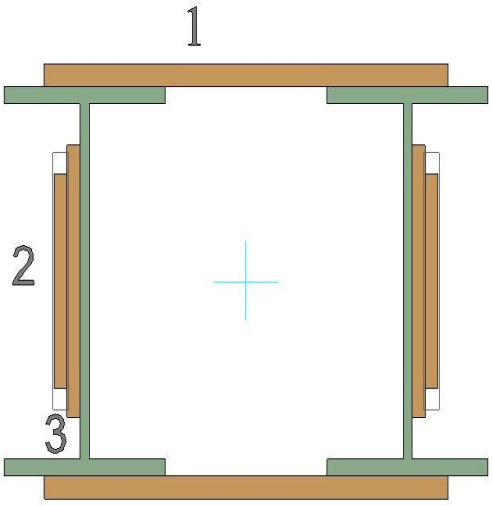
۸ – ۴- ۴ – کنترل اتصال برای نیرو محوری ترکیب بار تشدید یافته

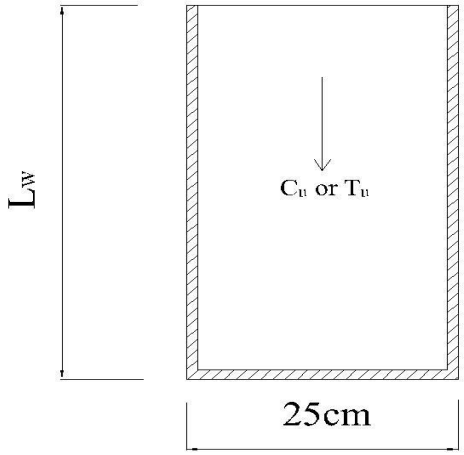
نیروی محوری تشدید یافته بامقاومت محوری اتصال مقایسه می شودکه از مناسب بودن اتصال حکایت دارد.

$$C_u = P_u = 0.8\,T\,,\qquad \phi P_n = 0.9AF_y = 225\ T\ \ C_u = P_u < \phi P_n\ \ \rightarrow o.k$$

۸ – ٤- ۵- طراحی جوش ورق های اتصال

جوش اتصال ورق شماره ۱ برای انتقال لنگر و برش ناشی از بند ۸- ۳ طراحی میشود. جوش اتصال ورق ۱ در حالت نیرو های ترکیب بار عادی تحت اثر برش و پیچش خواهد بود. که با توجه به ناچیز بودن نیرو ها از ان صرف نظرشده است. (کنترل کننده نبودن این نیرو ها را در بند ۸- ۴- ۳ مشاهده کردیم).





تحت اثر لنگر $f_v = \dfrac{66\times1000}{25+2\times L_w},\ \ f_v = 0.6\beta\phi F_u\dfrac{\sqrt{2}}{2}a_w,\qquad if\ a_w = 8\ mm,\qquad L_w = 28\ cm$

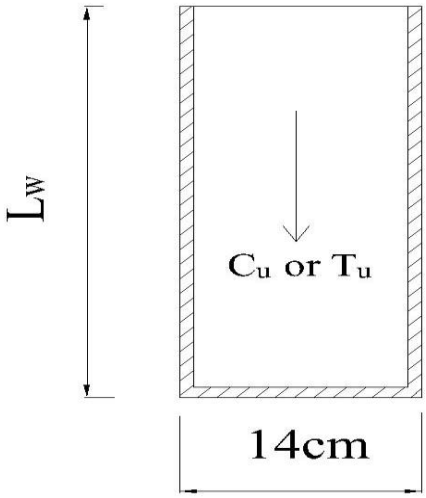
تحت اثر برش $f_v = \dfrac{0.5V_u}{25+2\times L_w},\ \ f_v = 0.6\beta\phi F_u\dfrac{\sqrt{2}}{2}a_w,\qquad if\ a_w = 8\ mm,\qquad L_w = -9.5\ cm$, غ .ق .ق

تحت اثر ترکیب بار یافته تشدید $f_v = \dfrac{0.8\times1000}{25+2\times L_w},\ \ f_v = 0.6\beta\phi F_u\dfrac{\sqrt{2}}{2}a_w,\qquad if\ a_w = 8\ mm,\qquad L_w = -24\ cm$

طول مناسب جوش برای اتصال ورق ۱ و انتقال نیرو ها برابر ۲۸ سانتی متر بدست آمده است که باید برای اتصال ورقی به طول ۶۰ سانتی متر را استفاده کرد (در هر وجه ستون)

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

هم چنین جوش اتصال ورق شماره ۳ برای انتقال لنگر و برش ناشی از بند ۸- ۳ طراحی میشود. جوش اتصال ورق ۳ در حالت نیرو های ترکیب بار عادی تحت اثر برش و پیچش خواهد بود. که با توجه به ناچیز بودن نیرو ها از ان صرف نظرشده است. (کنترل کننده نبودن این نیرو ها را در بند ۸- ۴- ۳ مشاهده کردیم) .هم چنین بدلیل حضور دو ورق در وجه، (ورق ۲ و ۳) نیرو های محوری ناشی از لنگر و نیروی برشی ناشی از برش V_u تقسیم بر ۴ می شود.

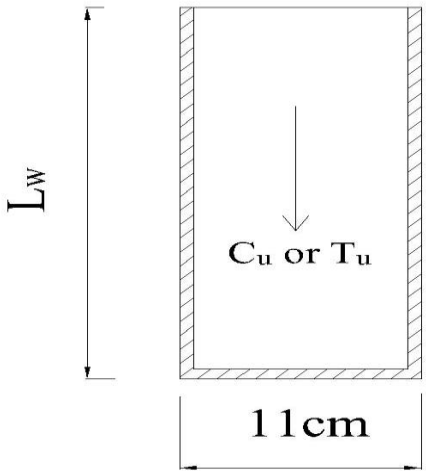


تحت اثر لنگر $f_v = \frac{33 \times 1000}{14 + 2 \times L_w}, \quad f_v = 0.6\beta\phi F_u \frac{\sqrt{2}}{2} a_w, \quad if\ a_w = 5\ mm, \quad L_w = 26\ cm$

تحت اثر برش $f_v = \frac{0.5\frac{V_u}{2}}{14 + 2 \times L_w}, \quad f_v = 0.6\beta\phi F_u \frac{\sqrt{2}}{2} a_w, \quad if\ a_w = 5\ mm, \quad L_w = -4.5\ cm$, غ .ق .ق

تحت اثر ترکیب بار یافته تشدید $f_v = \frac{0.4 \times 1000}{14 + 2 \times L_w}, \quad f_v = 0.6\beta\phi F_u \frac{\sqrt{2}}{2} a_w, \quad if\ a_w = 5\ mm, \quad L_w = -13\ cm$

طول مناسب جوش برای اتصال ورق ۱ و انتقال نیرو ها برابر ۲۶ سانتی متر بدست آمده است که باید برای اتصال ورقی به طول ۶۰ سانتی متر را استفاده کرد (در هر وجه ستون)



دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳

تحت اثر ر $f_v = \frac{33 \times 1000}{11 + 2 \times L_w}$, $f_v = 0.6\beta\phi F_u \frac{\sqrt{2}}{2} a_w$, $if\ a_w = 7\ mm$, $L_w = 18\ cm$

تحت اثر برش $f_v = \frac{0.5\frac{V_u}{2}}{14 + 2 \times L_w}$, $f_v = 0.6\beta\phi F_u \frac{\sqrt{2}}{2} a_w$, $if\ a_w = 7\ mm$, $L_w = -3\ cm$, غ .ق .ق

تحت اثر ترکیب بار یافته تشدید $f_v = \frac{0.4 \times 1000}{142 \times L_w}$, $f_v = 0.6\beta\phi F_u \frac{\sqrt{2}}{2} a_w$, $if\ a_w = 7\ mm$, $L_w = -5\ cm$

هم چنین جوش اتصال ورق شماره ۲ برای انتقال لنگر و برش ناشی از بند ۸- ۳ طراحی میشود. جوش اتصال ورق ۲در حالت نیرو های ترکیب بار عادی تحت اثر برش و پیچش خواهد بود. که با توجه به ناچیز بودن نیرو ها از ان صزف نظرشده است. (کنترل کننده نبودن این نیرو ها را در بند ۸- ۴- ۳ مشاهده کردیم) .هم چنین بدلیل حضور دو ورق در وجه، (ورق ۲ و ۳) نیرو های محوری ناشی از لنگر و نیروی برشی ناشی از برش V_u تقسیم بر ۴ می شود.

طول مناسب جوش برای اتصال ورق ۱ و انتقال نیرو ها برابر ۱۸ سانتی متر بدست آمده است که باید برای اتصال ورقی به طول ۴۰ سانتی متر را استفاده کرد (در هر وجه ستون)

دفتر طراحی ۱۱۱۴ سیرجان.. ۰۹۱۳۰۵۱۰۰۲۳