به نام یگانه معمار هستی

دفترچه محاسبات سازه فولادی بر اساس مبحث ۶ و ۱۰ ویرایش ۹۲ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

تهیه کننده: تیم مهندسی مدرن سیویلز : www.mcivils.ir

مرجع کاملترین و بروز ترین دوره های آموزشی طراحی سازه و نقشه کشی و راهسازی ویژه مهندسین عمران و معماری مطابق با آخرین ویرایش آیین نامه ها

(متفاوت ترین سایت مهندسی برای دانشجویان ومهندسین عمران و معماری)

کانال های تلگرام ما : @mcivillearnetabs2015 و @moderncivils

@mcivilss

www.mcivils.ir

دفترچه محاسبات ساختمان : سازه 6 طبقه فولادی

مشخصات مهندس محاسب

مهندس محاسب : موسی رمضانی

شماره پروانه اشتغال :

کد محاسبات :

سایت مهندسی

مشخصات ملک و مالک

نام مـــــــالک :

شمـاره پلاک ثبتی :

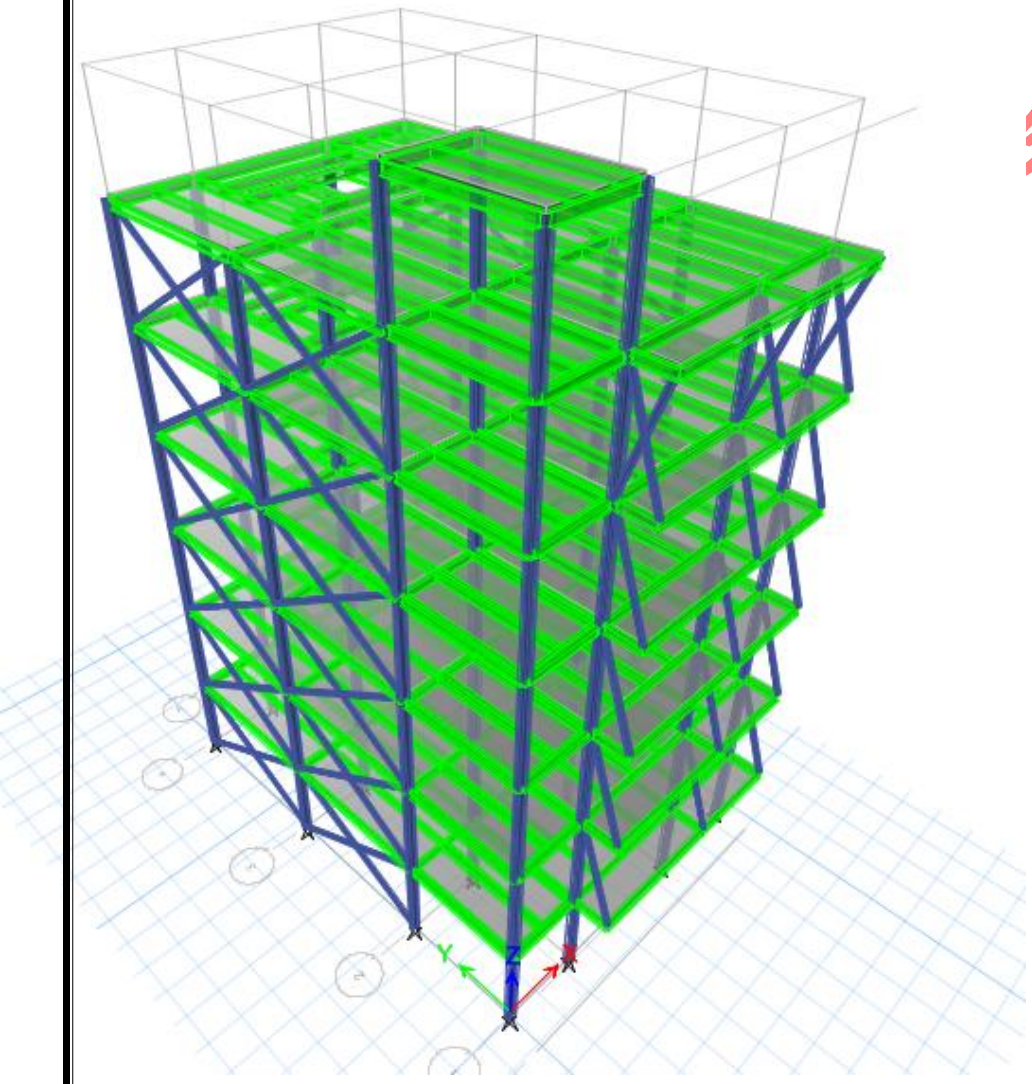
کاربری ساختمـــــان : مسکونی

تعداد طبقـات : 6 طبقه اسکلت فولادی

آدرس پروژه :

آدرس دفتر طراحی :

مدل سه بعدی سازه در ایتبس



مشخصات اولیه

مشخصات ثبتی مالک :

نام مالک

شماره پلاک ثبتی

منطقه شهرداری

شماره پرونده کامپیوتری

مساحت تقریبی

تعداد طبقات

مشخصات فنی پروژه :

نوع سازه	اسکلت فولاد
نوع سقف	کامپوزیت
سیستم سازه در جهت عرضی	قاب خمشی فولادی متوسط
سیستم سازه در جهت طولی	قاب ساده با مهاربند همگرا ویژه

سایت مهندسی MCS
www.mcivils.ir

فهرست مطالب

فصل اول: مشخصات پروژه و اصول و مبانی طراحی..... 6
1-1 معرفی پروژه و مشخصات پروژه:..... 6
1-2 اصول و مبانی طراحی 6
1-2-1 آئین نامه های طراحی 6
1-2-2 نرم افزار های مورد استفاده : 7
1-2-3 مشخصات مصالح مصرفی : 7
1-2-4 مشخصات خاک محل پروژه : 8
1-2-5 ارتفاع طبقات در نرم افزار : 8
فصل دوم : بررسی نظم کالبدی سازه مطابق استاندارد2800 ویرایش چهارم
بررسی نامنظمی در پلان : 9
بررسی نامنظمی در ارتفاع : 11
فصل سوم : بارگذاری
3-1 مقدمه:..... 12
3-2 بارهای مرده : 12
3-2-1 بار مرده در سقف بام : 12
3-2-2 بار مرده در سقف طبقات: نوع سقف کامپوزیت : 12
3-2-3 محاسبه بار مرده راه پله: 14
3-2-3-1 بخش مورب راه پله : 14
3-2-3-2 پاگرد : 14
3-2-4 دیوارهای جانبی بدون نما: 15
3-2-5 دیوارهای نمادار : 15
3-2-6 بارمرده دیوار داخلی راه پله : 16
3-2-7 دیوار جانپناه: 16
3-3 بارهای زنده: :
3-3-1 بار گسترده زنده کف ها : 17
3-3-2 ضوابط دیوار های تقسیم کننده : 17
3-3-2-1 جزییات محاسبه بار دیوار جداکننده داخلی : 17
3-4 بار برف : 18
3-4-1 سربار باران بر برف : 19
3-5 خلاصه بار های ثقلی پروژه : 20
3-6 بار گذاری زلزله و محاسبه ضریب زلزله : 21
3-6-1 نوع تحلیل : 21
3-6-2 محاسبه ضریب زلزله : 23
توضیحات محاسبه ضریب زلزله : 26
3-6-3 ضریب نامعینی سازه p: 26
3-6-4 ضریب اضافه مقاومت سازه Ω_0: 26

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

3-6-5 بارگذاری نیروی زلزله قائم : 27
3-5-6-1 بارهای خیالی : 27
3-5-6-2 نحوه اعمال بار mass خرپشته : 27
3-7 ترکیبات بار گذاری حالت استاتیکی : 28
3-7-1 الگو های بار مورد استفاده : 28
3-7-2 قاعده 100-30 : 29
3-7-3 ترکیبات بارگذاری : 29
3-7-3 -1 ترکیبات بار طراحی : 29
3-7-3 -2 ترکیبات بار کنترل خیز در تیر ها : 30
3-7-3 -3 ترکیبات بار طراحی تیر ها کامپوزیت : 30
3-7-3 -4 ترکیبات بار اثر Δ-p : 31
3-7-3 -5 ترکیبات بار , وزن موثر لرزه ای Mass Source : 31
فصل چهارم : کنترل های آیین نامه ای طراحی سازه
4-1 کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی : 32
4-2 کنترل نامنظمی پیچشی : 33
4-3 حداقل درز انقطاع در ساختمان : 35
4-4 کنترل فاصله مرکز جرم و سختی : 36
4-5 کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (Drift) : 37
4-6 کنترل واژگونی سازه : 40
4-7) کنترل ستون ها ی باربر جانبی تحت ترکیبات بار تشدید یافته : 42
فصل ششم : طراحی کف ستون 40
فصل ششم : طراحی اتصال مهاربند 42
فصل هفتم : اتصال گیر دار به ستون 48
فصل هشتم : طراحی وصله جوشی ستون 50
فصل هشتم : طراحی ورق های اتصال 54
فصل نهم : طراحی سقف کامپوزیت : 56
فصل نهم طراحی فونداسیون :
مقدمه 57
پی های سطحی 57
ترکیب بار طراحی فونداسیون و کنترل تنش زیر پی 58
برش پانچ 59
ظرفیت باربری برش پانچ ستونها 59
کنترل تنش زیر پی 60
آرماتورهای پی 63
منابع 65

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

فصل اول : مشخصات پروژه , اصول و مبانی طراحی

1-1 معرفی پروژه و مشخصات پروژه:

دفترچه محاسبات حاضر مربوط به طراحی ساختمان مسکونی 6 طبقه اسکلت فولادی میباشد با احتساب خرپشته دارای 7 سقف میباشد نوع سقف طبقات از نوع کامپوزیت میباشد کاربری طبقه همکف پارکینگ و انباری بوده و هم سطح با زمین بوده و بصورت پیلوت اجرا خواهد شد, سیستم مقاوم باربر جانبی سازه در جهت x قاب خمشی متوسط و در راستای Y مهاربند همگرا ویژه میباشد.

کاربری	مسکونی (اهمیت متوسط و مطابق بند 3-3-4 استاندارد 2800-4 ، ضریب اهمیت $I=1$)
وضعیت همکف و زیرزمین	زیرزمین ندارد (پارکینگ بصورت پیلوت در پروژه هم سطح با زمین بوده)
ارتفاع ساختمان از تراز پایه	18,5 متر
محل پروژه	تهران (پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد)
تعداد طبقات	6 طبقه
سیستم سازه	در راستای x (شمال و جنوب) قاب خمشی متوسط و در راستای Y (شرق و غرب) مهاربند همگرا ویژه
نوع سقف	کامپوزیت
ارتفاع کف تا کف طبقات	ارتفاع کف تا کف در پیلوت 2,5 متر و ارتفاع کف تا کف طبقات 3,2متر و ارتفاع خرپشته
مساحت	150مترمربع
نوع خاک محل پروژه	با توجه نوع خاک **مطابق بند 2-4-1 و جدول 2-3 استاندارد 2800 ویرایش چهارم**, خاک تیپ II
روش طراحی	$LRFD$ حالات حدی
روش تحلیل	برای اعمال نیروی زلزله به سازه از **روش تحلیل استاتیکی** خطی استفاده شده.
ضرایب نامعینی در جهت x و y سازه	مطابق بند 3-3-2-2 استاندراد 2800 چون سازه منظم در پلان بوده و در هر طرف مرکز جرم در هر دو جهت حداقل دو دهانه مقاوم باربر جانبی داریم لذا ضریب نامعینی در هر دو جهت برابر 1 میباشد. کنترل مربوط در فصل 3 انجام شده
ضریب رفتار R	مطابق بند 3-3-5-1استاندارد 2800 ویرایش 4 : جهت X (قاب خمشی فولادی متوسط) : $c_{dx} = 4$ جهت y (مهاربند همگرا ویژه فولادی) : $c_{dy} = 5$
کاهش سربار زنده	
ضخامت سقف ها و کف سازی	
وضعیت پلاک های مجاور	سمت شرق و غرب ساختمان
مقدار درز انقطاع	10 cm توضیحات فصل چهارم
نوع فونداسیون	بصورت پی نواری

www.mcivils.ir
سایت مهندسی MCS

1-2- اصول و مبانی طراحی

1-2-1- آئین نامه های طراحی

آئین نامه هاو منابع مورد استفاده در طراحی سازه اسکلت فلزی با اتصالات جوشی در این پروژه عبارتند از:

1- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش 92 جهت طراحی اسکلت سازه (تیر ها و ستون ها و مهاربند ها) و تیر های کامپوزیت و اتصالات آنها از این آئین نامه استفاده شده است.

2- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش 92 جهت طراحی عناصر بتنی ساختمان نظیر فونداسیون و هم چنین دال های سقف طبقات از این آئین نامه استفاده شده است.

3-مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش جهت بارگذاری ثقلی و محاسبه بار ها مرده و زنده و ... و استخراج وزن مخصوص مصالح و ترکیبات بار گذاری

4- آئین نامه زلزله 2800 ویرایش 4 : جهت بارگذاری زلزله و کنترل جابجایی ساختمان در اثر زلزله و برای تحلیل سازه در برابر زلزله نامه و ... استفاده شده است.

5- آیین نامه آمریکا AISC360-2010 جهت طراحی نرم افزاری و جهت طراحی اعضا و اتصالات و وصله ها

1-2-2 نرم افزار های مورد استفاده:

1. نرم افزار Etabs V 15.2.2: از این نرم افزار به منظور مدل سازی سازه و تحلیل استاتیکی آن استفاده شده است.
2. نرم افزار Safe 12.2.3: 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.
3. نرم افزار Microsoft®Word&Excel 2013 :از این نرم افزارها به منظور تهیه گزارش و دفترچه محاسبات استفاده شده است.
4. AutoCAD2014 :جهت ترسیم نقشه های اجرایی

1-2-3 مشخصات مصالح مصرفی:

مشخصات فولاد مصرفی برای اسکلت فولادی سازه و بتن مصرفی فونداسیون و دال سقف و بتن مگر:

1. فولاد مصرفی در کلیه عناصر اسکلت سازه از نوع فولاد نرمه ساختمانی ST 37 می باشد. که مقاومت جاری شدن و گسیختگی این نوع فولاد به ترتیب $fy = 2400\ kg/cm2$, $fu = 3700\ kg/cm2$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد مصرفی $Es = 2.0 \times 10^6\ kg/cm2$ و ضریب پواسون فولاد 0.3 میباشد.
2. بتن مصرفی در فونداسیون و دال از نوع C 25 می باشد. مقاومت فشاری 250 kg/cm2 و مدول الاستیسیته بتن مصرفی Es=2.65× 10^5 $kg/cm2$ و ضریب پواسون بتن 0,15 میباشد .
3. بتن مگر مصرفی از نوع C 15و با حداقل عیار 150 کیلوگرم سیمان بر متر مکعب بتن می باشد.
4. تمامی میلگرد های مصرفی در بتن از نوع S400 با مشخصات $fy = 4000\ kg/cm2$, $fu = 6000\ kg/cm2$ می باشد.

۵- بولت ها از نوع میلگرد آجدار از نوع S400 میباشد با مشخصات با مشخصات $fy = 4000\ kg/cm2$, $fu = 6000\ kg/cm2$ می باشد.

7. شفته زیر فونداسیون از نوع تر و با عیار 250 کیلوگرم آهک بر متر مکعب می باشد.

www.mcivils.ir MCS مهندسی

1-2-4- مشخصات خاک محل پروژه

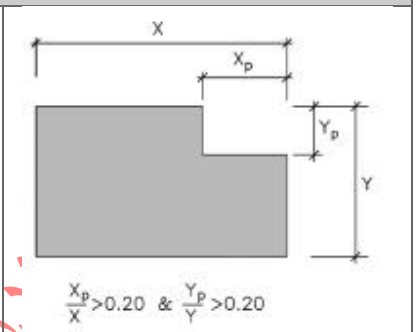
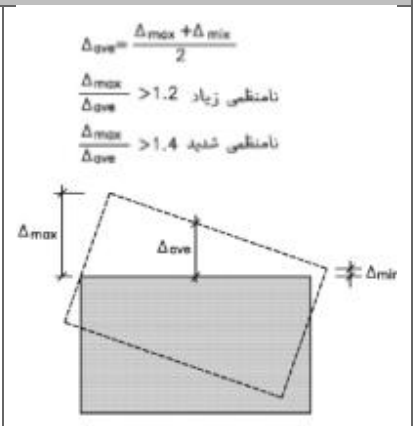
مطابق بند 2-4-1 و جدول 2-3 استاندارد2800 ویرایش چهارم: خاک محل پروژه از نوع II (خاک خیلی متراکم یا سست : شامل- شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از 30 متر) و برای این نوع زمین پارامتر ها S0=1 S=1.5 Ts=0.5 T0=0.1 می باشد. ظرفیت باربری خاک 1.5kg/cm2 میباشد. ضریب فنریت خاک برابر 3 / 1.8 میباشد.

1-2-5 ارتفاع طبقات در نرم افزار : خرپشته در نرم افزار مدل شده است :

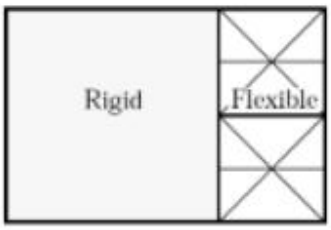
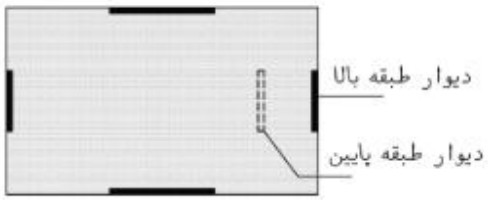
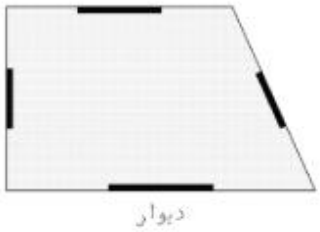
	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color m
▶	KH	3	21.5	No	None	No	0	
	RF	3.2	18.5	No	None	No	0	
	Story5	3.2	15.3	No	Story2	No	0	
	Story4	3.2	12.1	No	Story2	No	0	
	Story3	3.2	8.9	No	Story2	No	0	
	Story2	3.2	5.7	Yes	None	No	0	
	HK	2.7	2.5	No	None	No	0	
	Base		-0.2					

www.mcivils.ir

فصل دوم : بررسی نظم کالبدی سازه مطابق استاندارد2800 ویرایش چهارم

بررسی نامنظمی در پلان		
عنوان	**تمهدات بندآیین نامه**	**توضیحات محاسب**
 الف – نامنظمی هندسی دارد/ ندارد	**اثر جهات مختلف زلزله** **4-1-3**	سازه نامنظم هندسی بوده و قاعده 30-100 در ترکیبات بار اعمال شده.
	بررسی مقاومت دیافراگم **7-8-3**	**در فصل چهارم بررسی شده**
	بررسی دقیق ضریب نامعینی یا انتخاب 1,2 **3-2-2-3-الف**	**P=1 : توضیحات فصل چهارم**
 ب – نامنظمی پیچشی دارد/ ندارد زیاد /شدید	**اثر جهات مختلف زلزله** **4-1-3**	
	بررسی دقیق ضریب نامعینی یا انتخاب 1,2 **3-2-2-3-الف**	سازه منظم پیچشی میباشد
	محدودیت تحلیل استاتیکی زلزله تا 3 طبقه **3-2-2-ب**	**سازه منظم پیچشی بوده و مجاز به تحلیل استاتیکی بوده , در فصل چهارم بررسی شده**
	افزایش پیچش اتفاقی **3-3-7-3**	**نیاز به افزایش پیچش اتفاقی نیست در فصل چهارم بررسی شده**
	محدودیت اصلاح مقادیر باز تاب ها تحلیل دینامیکی **3-4-1-4-الف**	سازه منظم پیچشی میباشد
	کنترل دریفت محور های کناری **3-5-4**	سازه منظم پیچشی میباشد
	محدودیت در احداث ساختمان نامنظم شدید پیچشی 1-7-3	سازه منظم پیچشی میباشد

بررسی نامنظمی در پلان

عنوان		تمهدات بندآیین نامه	توضیحات محاسب
نامنظمی دیافراگم  A>0.5 XY پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت) پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)	دارد/ندارد	اثر جهات مختلف زلزله 4-1-3	
		بررسی مقاومت دیافراگم 7-8-3	
 ت – نامنظمی خارج از صفحه	دارد/ندارد	اثر جهات مختلف زلزله 4-1-3	
		بررسی مقاومت دیافراگم (به خصوص در محدوده تغییر محل عناصر مقاوم جانبی) 7-8-3	
		کنترل عناصر تکیه گاهی سیستم باربر جانبی قطع شده 9-3	
 ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی	دارد/ندارد	اثر جهات مختلف زلزله 4-1-3	

نتیجه بررسی نامنظمی در پلان	توضیحات
دارد/ندارد	

www.mcs

بررسی نامنظمی در ارتفاع

عنوان		تمهدات بندآیین نامه	توضیحات محاسب
نامنظمی هندسی Irregular: $L_i > 1.3L_{i+1}$	دارد/ ندارد	بررسی مقاومت دیافراگم (در محدوده دو طبقه ای که تغییر سختی جانبی دارند) 3-8-7	در فصل چهارم بررسی شده
نامنظمی جرمی Irregular: $M_i > 1.5M_{i+1}$ or $M_i > 1.5M_{i-1}$	دارد/ ندارد زیاد	محدودیت تحلیل استاتیکی زلزله 3-2-2-ب	در فصل چهارم بررسی شده
نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی Irregular: offset > L_{below} or offset > L_{above}	دارد/ ندارد	بررسی مقاومت دیافراگم (در محدوده تغییر محل عناصر مقاوم جانبی دارند) 3-8-7	
نامنظمی مقاومت جانبی طبقه ضعیف $Str_1 < 0.8\ Str_{i+1}$ Str_{i+1} Str_1 $Str_1 < 0.65\ Str_{i+1}$ طبقه خیلی ضعیف	دارد/ ندارد	محدودیت اصلاح مقادیر بازتاب های تحلیل دینامیکی بند 3-4-1-4-الف	
		محدودیت در احداث ساختمان نامنظم طبقه خیلی ضعیف 3-7-1	
نامنظمی سختی جانبی K_{i+3} K_{i+2} K_{i+1} K_i $K_i < 0.7\ K_{i+1}$ یا $K_i < 0.8/3(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})$ طبقه نرم $K_i < 0.6\ K_{i+1}$ یا $K_i < 0.7/3(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})$ طبقه خیلی نرم	دارد/ ندارد	کنترل خاص عناصر مقاوم جانبی طبقه نرم شده بند 3-9	
		محدودیت اصالح مقادیر بازتاب های تحلیل دینامیکی 3-4-1-4-الف	
		محدودیت تحلیل استاتیکی زلزله 3-2-2-ب بند	
		محدودیت در احداث ساختمان نامنظم طبقه خیلی نرم 3-7-1	

MCS
www.mcivil.ir

نتیجه بررسی نامنظمی در ارتفاع	توضیحات
دارد / ندارد	

فصل سوم : بارگذاری

3-1 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 92 ، بار مرده بر اساس فصل سوم و بار زنده بر اساس فصل پنجم مبحث مقررات ملی ساختمان ویرایش 92 می باشد. بار زلزله بر اساس آئین نامه 2800 ویرایش 4 در فایل جداگانه در همین پوشه تعیین گردیده بار باد بدلیل حاکم بودن بار زلزله لحاظ نشده است. در محاسبه بار های مرده کف ها و دیوار ها حداقل بار مرده کفسازی SDead مطابق توصیه سازمان نظام مهندسی تهران رعایت گردیده است.

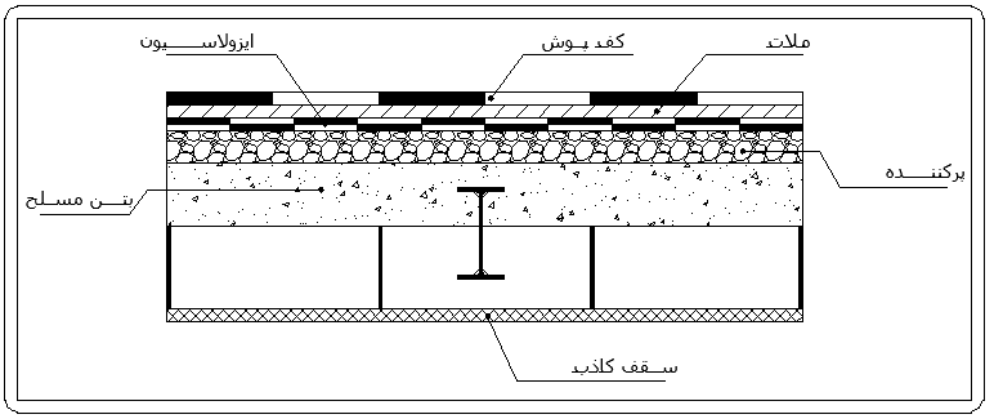
3-2 بارهای مرده :

بارمرده دیوارهای پیرامونی و دیوار های نمادار و دیوار اتاقک راه پله و جانپناه و سقف طبقات و بام و خرپشته و راه پله بصورت زیر محاسبه گردیده ذکر این نکته جایز است دیوار های نمادار بدلیل بازشو های درب و پنجره تنها 70 درصد از بار خطی آن ها لحاظ شده است .

3-2-1 بار مرده در سقف بام :

نوع سقف کامپوزیت:

سقف کامپوزیت در بام



www.civils.ir MCS حمایت مهندسی

*جدول جزییات بار مرده سقف بام و خرپشته :

جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
سنگ موزاییک	0.01	2400	1	24
ملات ماسه و سیمان	0.05	2100	1	105
دولایه قیر گونی			1	15
آسفالت	0.02	2200		44
پوکه معدنی	0.08	600		50
بتن مسلح	0.1	2500	-	250
تیر فولادی	-	-	-	15
سقف کاذب با اندود گچی				55
تاسیسات	-	-	-	10

مجموع $570\ kg/m^2$

*مقدار بار مرده کف سازی (SDead) اعمال شده به کف بام و خرپشته در نرم افزار برابر $305\ kg/m^2$ میباشد.

3-2-2 بار مرده در سقف طبقات: نوع سقف کامپوزیت

*جدول جزییات بار مرده کف طبقات :

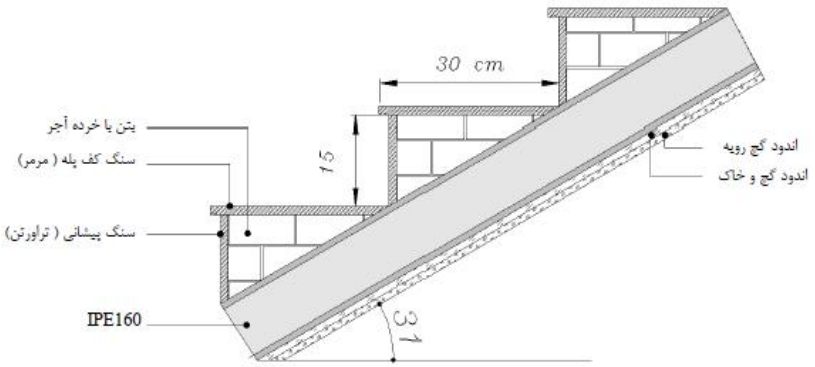
جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
کاشی سرامیکی کفی	0.01	2100	1	21
ملات ماسه و سیمان	0.04	2100	1	84
پوکه معدنی	0.08	600		50
بتن مسلح	0.1	2500	-	250
تیر فولادی	-	-	-	15
سقف کاذب با اندود گچی				55
تاسیسات				10

مجموع $485\ kg/m^2$

*مقدار بار مرده کف سازی (SDead) اعمال شده به کف طبقات در نرم افزار برابر $225\ kg/m^2$ میباشد.

3-2-3 محاسبه بار مرده راه پله:

محاسبه بار مرده راه‌پله:



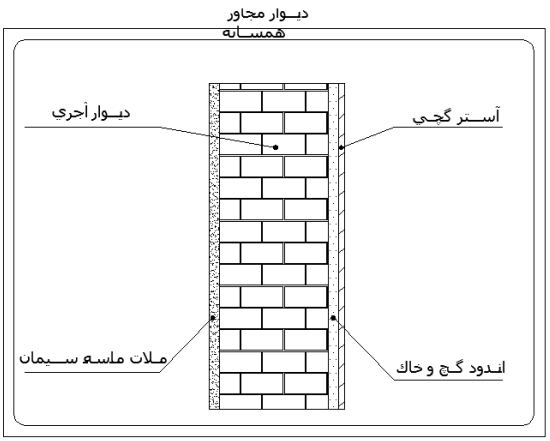
3-2-3-1 بخش مورب راه پله :

جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
سنگ مرمر کف پله	0.03	2700	1	81
سنگ تراورتن پیشانی	0.02= 0.003* 0.15	2500	1/0.3	25
بتن با خرده آجر	0.0225	1700	1/0.3	128
بتن رمپ	0.1	2500	1/cos31	292
اندود گچ و خاک	0.02	1600	1/cos31	38
اندود گچ رویه	0.01	1300	1/cos31	16
IPE160	-	15.8	2/cos31	37
مجموع $620kg/m^2$				

3-2-3-2 پاگرد:

جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم(kg/m^3)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
سرامیک	0.02	2100	42
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
بتن سبک با پوکه معدنی	0.07	1300	91
آجر فشاری با ملات گچ و خاک	0.1	1750	175
اندود گچ و خاک	0.03	1600	48
اندود گچ رویه	0.015	1300	20
وزن واحد سطح IPE	-	15.8	16
مجموع $435kg/m^2$			

www.civils.ir



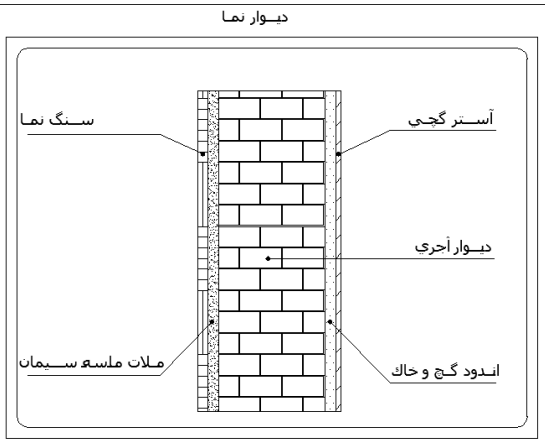
3-2-4 دیوارهای جانبی بدون نما:

بار دیوارهای پیرامونی به صورت خطی به تیرهای زیر اعمال می گردد بنابراین وزن متر مربع دیوار را در ارتفاع دیوار باید ضرب کرد تا بار به صورتخطی تبدیل شود. با توجه به ارتفاع طبقات(2.7m) خواهیم داشت

بار خطی دیوار جانبی بدون نما: $260 * 3.2 = 832 \rightarrow 835 kg/m$

جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
گچ سفید	0.01	1300	1	13
گچ و خاک	0.02	1600	1	64
آجر کاری	0.20	850	1	170
آستر سیمان	0.02	2100	1	42

مجموع: $260 kg/m^2$



3-2-5 دیوارهای نمادار :

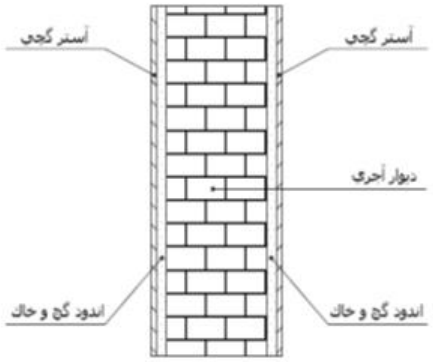
جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
گچ سفید	0.01	1300	1	13
گچ و خاک	0.02	1600	1	38
آجر کاری	0.20	850	1	170
دوغاب ماسه سیمان	0.02	2100		42
گرانیت	0.02	2800	1	56

مجموع: $315 kg/m^2$

*وجود بازشو در سمت نما باعث کاهش وزن دیوار می گردد که این مقدار حددود30% در نظر گرفته می شود. بنابراین:

بار خطی دیوار نمادار = $315 * 3.2 * 0.7 = 706 kg/m \rightarrow 710 kg/m$

3-2-6 بارمرده دیوار داخلی راه پله :

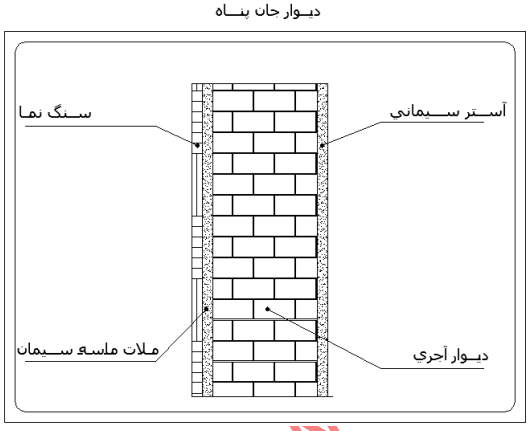


جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
گچ سفید	0.01	1300	2	26
گچ و خاک	0.02	1600	2	64
آجر کاری	0.2	850	1	170

مجموع $260 kg/m^2$

بار خطی دیوار راه پله (وزن واحد طول دیوار)=260*3.2 =832→835kg/m

3-2-7 دیوار جانپناه:



جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
آستر ماسه سیمان	0.02	2100	2	84
سنگ گرانیت	0.02	2800	1	56
آجر کاری	0.10	850	1	85

مجموع: $225 kg/m^2$

ارتفاع جانپناه= 80cm→ بار خطی= 225*0.80=180kg/m

3-3 بارهای زنده:

3-3-1 بار گسترده زنده کف ها:

حداقل بارها زنده گسترده کف ها با توجه به جدول 6-5-1 مبحث ششم 92 بارهای زنده بصورت زیر میباشند :

ردیف در جدول مبحث 6	نوع کاربری	بارگسترده(kg/m^2)
1-1	بام های معمولی تخت	150
3-3	راه‌پله و راههای منتهی به درب‌های خروجی	500
6-3	بالکن ها	1,5 برابر بار زنده کف‌اتاق‌های متصل به آنها.لازم نیست بیش از 5کیلونیوتن بر مترمربع درنظر گرفته شود.
1-4	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها- انبار- راهروها)	200
2-4	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	500
1-11	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا 4000 کیلوگرم	300

3-3-2 ضوابط دیوار های تقسیم کننده :

بند6-5-2-2 مبحث 6 مقررات ملی ساختمان : در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از 1 کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان هایی که از تیغه های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به 0,5 کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از 0,4 کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی‌که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از 2 کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به‌عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

استثناء: اگر حداقل بار زنده از 4 کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم‌کننده نیست.

3-3-2-1 جزییات محاسبه بار دیوار جداکننده داخلی:

جزئیات	ضخامت(m)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (kg/m^2)
گچ سفید	0.01	1300	2	26
گچ و خاک	0.02	1600	2	64
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	0.10	850	1	85

مجموع:$175kg/m^2$

www.mcivils.ir MCS

طبق بند6-5-2-2 مبحث 6 مقررات ملی ساختمان، در صورتیکه وزن یک متر مربع سطح تیغه های داخلی از 200کیلوگرم کمتر باشد؛ می توان بار تیغه ها را به صورت معادل یکنواخت به بار مرده سقف افزود. جهت محاسبه بار تیغه بندی از رابطه زیر استفاده می شود: مطابق مبحث ششم حداقل بار معادل تیغه 100 کیلوگرم برمترمربع میباشد.

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

در این رابطه wوزن هرمتر مربع تیغه ها L طول کل تیغه درهر طبقه ، h ارتفاع تیغه ها وA سطح کف طبقه می باشد.

طبقه	طول پارتیشن (m)	ارتفاع پارتیشن (m)	مساحت طبقه
طبقه اول	22	3	118

بار معادل طبقه اول= $\frac{175*22*3}{118} = 100$

3-4 بار برف :

برای محاسبه بار برف مطابق بند6-7-2 مبحث ششم مقررات از رابطه زیر استفاده میکنیم :

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = ۰/۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۱-۷-۶)$$

که در آن:

I_s = ضریب اهمیت طبق بخش ۶-۷-۳

C_e = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_t = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

Is ضریب اهمیت ساختمان است .باتوجه به اینکه کار بری ساختمان مسکونی میباشد. ودرگروه3 (با اهمیت متوسط) در جه بندی میشود مطابق جدول 6-2-1 مبحث ششم برابر است با : **Is=1**

Ce ضریب برف گیری است که طبق بند6-7-4 مبحث ششم تعیین میشود. با توجه به اینکه سازه مورد بررسی در داخل شهر اجرا خواهد شد ساختمان شهری تلقی میشود که جزو گروه ناهمواری زیاد محسوب خواهد شد(بند6-7-4-1 مبحث ششم) وهمچنین ساختمان جزودسته نیمه برف گیر میباشد .بنابراین طبق جدول6-7-2 داریم : **Ce=1**

ضریب شرایط دمایی Ct مطابق جدول 6-7-3 مبحث ششم **برابر 1 میباشد.**

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۲
متوسط	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
کم	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

ضریب شیب Ce مطابق بند 6-7-6 مبحث ششم برای برای بام تخت **برابر 1 میباشد.**

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

تمام ساختمان‌های به‌جز موارد زیر	۱٫۰
سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱٫۱
سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش	۱٫۲
سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود	۱٫۳

باتوجه به اینکه شهر تهران مطابق جدول 6-7-1 مبحث ششم در منطقه با برف زیاد(منطقه 4-شهر تهران) قرار دارد مطابق بند6-7-1 بار برف بر روی زمین برابر 150kg/m2 میباشد :

$$P_g = 150\ kg/m^2$$

در نتیجه بار برف بدست می آید:

بار برف متوازن

$$P_r = 0.7 C_s\ C_t\ C_e\ I_s\ P_g \qquad p_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 150 = 105\ kg/m^2$$

3-4-1 سربار باران بر برف :

مطابق بند 6-7-12 مبحث ششم در مناطق با برف زمین 100 کیلوگرم بر مترمربع و کمتر ولی بیشتر از 25 کیلوگرم بر متر مربع (مناطق 2 و 3) برای بام با شیب کمتر از w/15 درجه (wبر حسب متر می باشد)، سربار باران به مقدار 25 کیلوگرم بر متر مربع به بار برف متوازن اضافه خواهد شد. این بار لازم نیست همراه با اثر انباشتگی، لغزش، بار برف نامتوازن، بار برف حداقل و یا بار بارگذاری جزیی برف درنظر گرفته شود.

www.civils.ir

3-5 خلاصه بار های ثقلی پروژه :

3-5-1) خلاصه بار های ثقلی کف طبقا ت و بام و خرپشته :

*درجدول زیر منظور از بار مرده کف ها بار مرده کف سازی SDead بوده و از وزن دال بتنی و تیر صرفنظر شده .

طبقه	بار کف سازی SDead (kg/m2)	بار زنده (kg/m^2)	بار معادل گسترده تیغه ها (بار زنده)	بار برف (kg/m^2)
بام و خرپشته	305 kg/m2	150 kg/m2	-	105 kg/m2
طبقات تیپ مسکونی	205 Kg/m2	200 kg/m2	100 kg/m2	-
طبقه همکف (پارکینگ)	-	-	-	-
طبقه زیر زمین (پارکینگ)	-	-	-	-

3-5-2) خلاصه بار مرده وارد بر کف راه پله :

راه پله	بار مرده (kg/m^2)	بار زنده (kg/m^2)
رمپ راه پله	620	500
پاگرد راه پله	435	500

3-5-3) خلاصه بار های خطی وارد بر دیوار ها :

موقعیت دیوار	ارتفاع دیوار (m)	نوع دیوار	بار واحد سطح (kg/m2)	بار مرده خطی ناشی از دیوار (kg/m)
دیوار اطراف خرپشته	0.4	دیوار جان پناه	225	90
دیوار جان پناه بام	0.8	دیوار جانپناه	225	180
دیوارها در طبقات تیپ	3.2	دیوار پیرامونی دارای نما و 30٪ بازشو	315	710
	3.2	دیوار پیرامونی بدون نما		
دیوار ها در طبقه زیرزمین				

3-5-4) بار های زنده در کف ها :

ردیف در جدول مبحث 6	نوع کاربری	بارگسترده (kg/m^2)
1-1	بام های معمولی تخت	150
3-3	راه‌پله و راههای منتهی به درب‌های خروجی	500
6-3	بالکن ها	1,5 برابر بار زنده کف‌اتاق‌های متصل به آنها.لازم نیست بیش از 5کیلونیوتن بر مترمربع درنظر گرفته شود.
1-4	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها- انبار- راهروها)	200
2-4	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	500
1-11	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا 4000 کیلوگرم	300

3 -6 بار گذاری زلزله و محاسبه ضریب زلزله :

براســاس آیین‌نامه‌های مبحث شــشــم 92 و اســتاندارد 4-2800 (آیین نامه طراحی ســاختمانها در برابر زلزله) از بین بار باد و زلزله، بحرانی‌ترین آنها می‌باید بر سازه اعمال گردد که با توجه به وزن بالای سازه نیروی ناشی از زلزله بحرانی‌تر از باد می‌باشد.

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

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

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

3-6-1 نوع تحلیل : محاسبه نیروی جانبی زلزله در این ساختمان با توجه به اینکه شرایط بند 3-2-2-2- آئین نامه 2800 ویرایش 4 را ارضا میکند طبق روش استاتیکی معادل انجام شده است. با توجه به ارتفاع و تعداد طبقات این ساختمان از تراز پایه میتوان از روش تحلیل استاتیکی معادل برای آنالیز و طراحی استفاده نمود ضمنا با توجه کنترل هایی که در فصل های بعدی انجام گردیده ساختمان شامل هیچ گونه نامنظمی پیچشی و یا نامنظمی جرمی و نامنظمی سختی جانبی (طبقه نرم و خیلی نرم) نمیباشد .

***تعیین برش پایه با استفاده از روش استاتیکی معادل**

نیروی برش پایه طبق بند 3-3-1-1 آئین نامه 2800 ویرایش 4 (برابر مقدار زیر است. این نیرو در هر یک از دو امتداد اصلی ساختمان اعمال می شود.

$$Vu = CW$$

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

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

A : شتاب مبنای طرح

B : ظریب بازتاب ساختمان

C : ضریب زلزله

Ru: 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 برف8 بار زنده باید بصورت تخفیف نیافته اعمال شود.

www.mcivils.ir MCS

I: ضریب اهمیت ساختمان

2-6-3 محاسبه ضریب زلزله :

سیستم سازه در دو جهت سازه متفاوت میباشد ضریب زلزله را بطور جداگانه برای هر طرف محاسبه می کنیم :

***مشخصات پروژه جهت محاسبه ضریب زلزله :**

- نوع خاک محل پروژه : تیپ 2
- ارتفاع ساختمان از تراز پایه : 18,5 متر
- سیستم مقاوم جانبی در جهت x : قاب خمشی فولادی متوسط
- سیستم مقاوم جانبی سازه در جهت Y : قاب ساده فولادی به همراه مهاربند همگرا ویژه
- ساختمان منظم میباشد.
- جداگر ها میانقابی مانعی برای حرکت قاب ایجاد نمی کنند و دتایل جداگر ها میانقابی در نقشه های اجرایی لحاظ گردیده است .
- محل احداث سازه :تهران (منطقه با لرزه خیزی خیلی زیاد)
- کاربری ساختمان : مسکونی (اهمیت متوسط)

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

برگ محاسبات	عنوان	محاسب	کارفرما
ساختمان 6 طبقه فولادی (تهران)	محاسبه ضریب زلزله C براساس استاندارد2800 ویرایش 4	موسی رمضانی	

ردیف	محاسبات	جهت X	جهت Y	بند مربوطه
1	**I**: ضریب اهمیت ساختمان : کاربری ساختمان مسکونی بوده و در گروه ساختمان ها با اهمیت متوسط میباشد.		**I=1**	**4-3-3**
2	**A** : نسبت شتاب مبنا طرح : محل احداث سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد(تهران) میباشد.		**A=0.35**	**2-2**
3	R_u: ضریب رفتار سازه : سیستم ها باربر جانبی مورد استفاده در پروژه : در راستای **X** (شمالی و جنوبی) : سیستم قاب خمشی متوسط در راستای **Y** (شرقی و غربی) : سیستم قاب ساده+ مهاربند همگرا ویژه	R_{ux} = 5	R_{uy} = 5.5	**1-5-3-3**
4	خاک محل پروژه از نوع تیپ 2 بوده (شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت)و ساختمان در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد میباشد :	**S0=1 S=1.5 Ts=0.5 T0=0.1**		**جدول2-2 4-2**
5	H_m : ارتفاع ساختمان از تراز پایه : وزن خرپشته از 25٪ وزن بام کمتر بوده و در نتیجه ارتفاع ساختمان از تراز پایه تا روی بام درنظر گرفته میشود.	H_m = 18.5 m		**2-1-3-3**
6	**P** : ضریب نامعینی : چون سازه منظم در پلان بوده و در هر طرف مرکز جرم در جهت X دارای حداقل دو دهانه قاب خمشی و در جهت Y در هر طرف مرکز جرم دارای دو دهانه مهاربند همگرا ویژه بوده , لذا سیستم سازه در هر دو جهت دارای نامعینی کافی میباشد.	**Px=1**	**Py=1**	**2-3-3** بند 2-2-3-3
7	جداگر ها میانقابی مانعی برای حرکت قاب ایجاد نمی کنند و دتایل اجرایی جداگر ها میانقابی در نقشه های اجرایی لحاظ گردیده است . **T_a محاسبه زمان تناوب تجربی:** درجهت x (قاب خمشی متوسط) : $T_{ax} = 0.08(18.5)^{0.75} = 0.7136$ در جهت y (سیستم قاب ساده+ مهاربند همگرا ویژه) : $T_{ay} = 0.05(18.5)^{0.75} = 0.446$ **T_m : زمان تناوب تحلیلی ساختمان :** درجهت X: $T_{mx} = 1.402$ درجهت Y: $T_{my} = 0.544$ **مطابق بند3-3-1 استاندارد2800** میتوان زمان تناوب تحلیلی رو در محاسبات نیرو منظور نمود ولی زمان تناوب تحلیلی ساختمان در هیچ حالت نباید از **1/25** برابر حالت تجربی بیشتر شود. بنابراین: در جهت X: $T_x = min(1.25\,T_{تجربی} ، T_{تحلیلی}) = 0.891$ در جهت y: $T_y = min(1.25\,T_{تجربی} ، T_{تحلیلی}) = 0.544$	T_x = 0.891	T_y = 0.544	**3-3-3**

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

ردیف	محاسبات	جهت X	جهت Y	بند مربوطه
8	**B** : ضریب بازتاب ساختمان : **B_1** ضریب شکل طیف: **N** ضریب اصلاح طیف : $B = N \cdot B_1$ $\begin{cases} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)\left(\frac{T}{T_0}\right) & \Leftarrow \quad 0 \le T \le T_0 \\ B_1 = S + 1 & \Leftarrow \quad T_0 \le T \le T_S \\ B_1 = (S+1) \times \left(\frac{T_S}{T}\right) & \Leftarrow \quad T \ge T_S \end{cases}$ $\begin{cases} N = 1 & \Leftarrow \quad T < T_S \\ N = 1 + (T - T_S)\left(\frac{0.7}{4 - T_S}\right) & \Leftarrow \quad T_S < T < 4\,\text{sec} \\ N = 1.7 & \Leftarrow \quad T \ge 4\,\text{sec} \end{cases}$ جهت X (قاب خمشی متوسط) : محاسبات ضریب بازتاب : $B_1 = (S + 1)(T_S/T) \qquad T \ge T_S$ $B_1 = (1.5 + 1)(0.5/0.891) = 1.4 \quad T = 0.891 \ge T_S = 0.5$ $B_1 = 1.4$ $\rightarrow N = 1 + (T - T_S)\left(\frac{0.7}{4 - T_S}\right) \qquad T_S \le T \le 4$ $N = 1 + (0.891 - 0.5)(\frac{0.7}{4-0.5}) = 1.078$ $N = 1.078$ $B = B_1 \times N = 1.4 \times 1.078 = 1.509$ $B = 1.509$ جهت Y (قاب ساده+ مهاربند همگرا ویژه) : محاسبات ضریب بازتاب : $B_1 = (S + 1)(T_S/T) \qquad T \ge T_S$ $B_1 = (1.5 + 1)(0.5/0.544) = 2.29 \quad T = 0.544 \ge T_S = 0.5$ $B_1 = 2.29$ $\rightarrow N = 1 + (T - T_S)\left(\frac{0.7}{4 - T_S}\right) \qquad T_S \le T \le 4$ $N = 1 + (0.0.544 - 0.5)(\frac{0.7}{4-0.5}) = 1.009$ $N = 1.009$ $B = B_1 \times N = 2.29 \times 1.009 = 2.26$ $B = 2.26$	$B_{1x} = 1.4$ $N_x = 1.078$ $B_x = 1.509$	$B_{1y} = 2.29$ $N_y = 1.009$ $B_x = 2.26$	3-2 1-3-2 2-3-2

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

ردیف	محاسبات	جهت X	جهت Y	بند مربوطه
9	**C: ضریب زلزله :** **تبصره:** میتوان زمان تناوب تحلیلی رو در محاسبات نیرو منظور نمود ولی زمان تناوب تحلیلی ساختمان در هیچ حالت نباید از **1/25** برابر حالت تجربی بیشتر شود. **محاسبه ضریب زلزله با زمان تناوب T_x و T_y** بدست آمده در مرحله قبل : **محاسبه ضریب زلزله در جهت X:** $C_x = \frac{ABI}{R_U} = \frac{0.35 \times 1.509 \times 1}{5} = 0.1056$ محاسبه ضریب زلزله در جهت y : $C_y = \frac{ABI}{R_U} = \frac{0.35 \times 2.26 \times 1}{5.5} = 0.1438$ **محاسبه ضریب C با زمان تناوب تحلیلی T_m جهت استفاده در کنترل دریفت :** **محاسبه ضریب C برای کنترل دریفت در جهت X:** $C_{x\,Drift} = \frac{ABI}{R_U} = \frac{0.35 \times 1.051 \times 1}{5} = 0.0735$ محاسبه C برای کنترل دریفت در جهت y: $C_{y\,Drift} = \frac{ABI}{R_U} = \frac{0.35 \times 2.26 \times 1}{5.5} = 0.1438$ **باتوجه به استاندارد 2800 حداقل مقدار ضریب برش پایه از رابطه زیر بدست میاید که ضریب محاسبه شده ما از ضریب حداقل بیشتر میباشد:** $Cminx = 0.12AI = 0.12 \times 0.35 * 1 = 0.042$ $Cminy = 0.12AI = 0.12 \times 0.35 * 1 = 0.042$	$C_x = 0.1056$ $C_{x\,Drift} = 0.0735$	$C_Y = 0.1438$ $C_{y\,Drift} = 0.1438$	**3-3-3**
10	**ضریب K :** k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود: $K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5\ Sec \qquad (۳-۷)$ مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود. $Kx = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 0.891) + 0.75 = 1.1955$ $Ky = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 0.544) + 0.75 = 1.022$ محاسبه k برای کنترل دریفت با زمان تناوب تحلیلی T_m: $Kx\ drift = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 1.402) + 0.75 = 1.451$ $Ky\ drift = 0.5T + 0.75 = (0.5 \times 0.544) + 0.75 = 1.022$	$Kx = 1.1955$ $Kx\ drift = 1.451$	$Ky = 1.022$ $Ky\ drift = 1.022$	**6-3-3** **3-5-3**

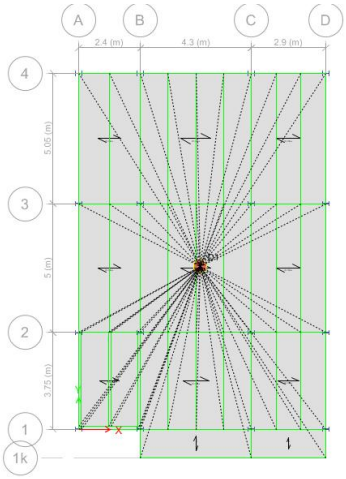
www.mcivils.ir سایت مهندسی MCS

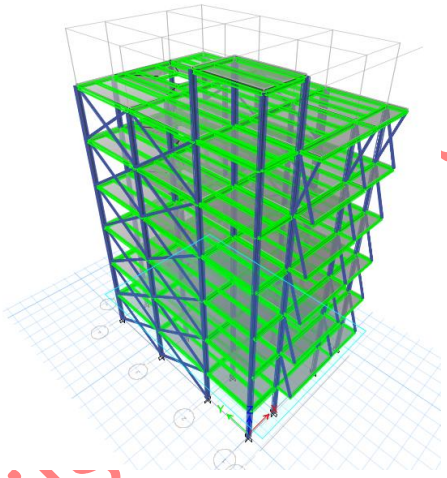
توضیحات محاسبه ضریب زلزله :

مطابق بند 3-3-3-1استاندارد 2800 ویرایش 4 در ساختمان های متعارف در کلیه موارد میتوان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیرو منظور نمود ،ولی مقدار آن در هر حالت نباید از 1.25 برابر مقادیر بدست آورده از روابط تجربی بیشتر گردد. در فصل چهارم کنترل زمان تناوب اصلی انجام شده و مشخص گردیده در جهت X مقدار زمان تناوب تحلیلی بیشتر از زمان تناوب افزایش یافته میباشد لذا برای محاسبه ضریب زلزله طراحی جهت X از زمان تناوب افزایش یافته استفاده گردید ولی در راستای Y مقدار زمان تناوب تحیلی از زمان تناوب افزایش یافته کمتر بوده و لذا جهت محاسبه ضریب زلزله طراحی جهت Y از زمان تناوب تحلیلی استفاده گردیده است .

مطابق بند 3-5-3 استاندارد 2800 در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه مقدار برش پایه را میتوان بدون منظور نمودن محدودیت برای زمان تناوب تحلیلی اصلی ساختمان تعیین نمود. البته ساختمان هایی با اهمیت خیلی زیاد را باید با در نظر گرفتن تبصره مذکور بررسی کرد. در این سازه با توجه به این که کاربری ساختمان مسکونی(اهمیت متوسط) میباشد ضریب C برای کنترل دریفت با زمان تناوب تحلیلی محاسبه گردیده است .

3-6-3 ضریب نامعینی سازه ρ:





مطابق بند 3-3-2-1 استاندارد 2800 ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با 1,2 افزایش داده شود.

مطابق بند 3-3-2-2 استاندارد 2800 مطابق بند چون سازه منظم در پلان بوده و در هر طرف مرکز جرم در جهت X دارای حداقل 2 دهانه قاب خمشی و در جهت Y در هر طرف مرکز جرم دارای دو دهانه مهاربند همگرا ویژه بوده ، لذا سازه از نامعینی کافی برخوردار بوده و ضریب نامعینی در هر دو جهت برابر 1 میباشد.

سیستم سازه در هر دو جهت دارای نامعینی کافی میباشد بنابراین : **Px=1 Py=1**

3-6-4 ضریب اضافه مقاومت سازه Ω_0:

مطابق بند 3-3-10 استاندارد 2800 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 Ωo ضرب گردند.

مطابق جدول بند 3-4 استاندارد 2800 ضریب اضافه مقاومت برابر است با :

در جهت x (قاب خمشی فولاد متوسط) : $\Omega o=3$

در جهت Y (قاب ساده+ مهاربند همگرا ویژه) : $\Omega o=2$

کنترل ستون ها تحت ترکیبات بار تشدید یافته در فصل چهارم بررسی گردیده است.

www.mcivil.ir

3-6-5 بارگذاری نیروی زلزله قائم :

مطابق بند 3-3-9-1استاندارد2800 وبررایش 4: بدلیل احداث سازه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (تهران) نیروی زلزله قائم باید به کل سازه اعمال گردد . همچنین بدلیل وجود پیش آمدگی (بالکن) بصورت طره در ساختمان نیروی زلزله قائم به پیش آمدگی ها نیز اعمال گردیده.

مطابق بند 3-3-9-2 استاندارد2800 زلزله قائم از رابطه زیر محاسبه میشود که در آن W_p در سازه هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده باشند بار مرده میباشد :

$$F_{vu} = 0.6AIW_p$$

در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد : $Ez = 0.6AI(Dead) \rightarrow Ez = 0.6 * 0.35(Dead) \rightarrow Ez = 0.21(Dead)$

جهت اعمال بار قائم، یک نوع بار قائم معرفی شده است (Ez) و براساس بارهای مرده و زنده موجود بار قائم محاسبه شده و به کنسولها اعمال شده است و به صورت صد درصدی با نیروهای افقی زلزله ترکیب شده است.

اعمال بار زلزله قائم، می تواند با اعمال افزایش یا کاهش بار مرده به مقدار لازم و متناسب با علامت بار زلزله قائم، در ترکیب بار مربوطه صورت گیرد، لذا ضریب 0,21 که در بار مرده ضرب شده است در ترکیب بار لرزه ای کسر یا اضافه می شود.

3-6-5-1 بارهای خیالی :

مطابق بند10-2-1-5-1-1 مبحث دهم 92 در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق‌مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه هایی که بارهای ثقلی عمدتاًتوسط ستون ها، دیوارها یا قاب های قائم تحمل می شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی‌اولیه در مدل سازی می توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_y = 0.002Y_i$$

که در آن :

Ni : بار جانبی فرضی در طبقه i

Yi : بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

بار های خیالی در نرم افزار و همچنین در ترکیبات بار طراحی لحاظ گردیده است .

3-6-5-2 نحوه اعمال بار mass خرپشته :

علاوه بر مدلسازی خرپشته و اعمال بار مرده و زنده آن، جرم لرزه ای آن تحت حالت بار Mass از نوع other در تراز بام اعمال گردیده بدین منظور سطح کل خرپشته در بار D+0.2L ضرب گردیده(D بار ها مرده و L بار های زنده (بار زنده بام و بار زنده برف) و برتعداد ستون های خرپشته تقسیم گردیده . سپس بار حاصل بصورت نقطه ای در تراز بام و در محل ستونهای خرپشته اعمال گردیده (روش فوق بصورت تقریبی بوده و برای دقت بیشتر، بعد از استخراج برش پایه استاتیکی از فایل فوق، برای تحلیل دینامیکی بار Mass از مدل حذف گردد).

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

3-7 ترکیبات بار گذاری حالت استاتیکی :

3-7-1 الگو های بار مورد استفاده :

بار های مورد استفاده در نرم افزار و ترکیبات بار طراحی عبارتند از :

ردیف	نام بار	نوع بار و توضیحات
1	Dead	بارهای مرده قبل از گیرش بتن : (وزن اسکلت سازه و وزن بتن سقف که توسط نرم افزار محاسبه میگردد.)
2	SDead	بارمرده کف سازه سازی(بار مرده ثانویه SDead)
2	Live	بار زنده کف هایی که دارای بار زنده 500کیلوگرم بر مترمربع و یا بیش از 500 کیلوگرم بر مترمربع هست (کف پارکینگ و محل اجتماع عمومی)
3	RLive	بار زنده کف های با بار زنده کمتر از 500 کیلوگرم بر مترمربع (به استثنا کف پارکینگ و محل اجتماع عمومی) برای این بار در برخی از ترکیبات بار مطابق بند 6-2-3-3 مبحث ششم 92 از ضریب 0,5 استفاده شده است.
4	LiveP	بار زنده دیوار های جداکننده (دیوار ها پارتیشن)
5	LRoof	بار زنده بام
6	LSnow	بار زنده برف
7	EX	زلزله جهت X بدون خروج از مرکزیت اتفاقی
8	EY	زلزله جهت Y بدون خروج از مرکزیت اتفاقی
9	EXnp	زلزله ها جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت و منفی برابر 0.05 : با توجه به اینکه ایتبس 2015 اثر زلزله های با خروج از مرکزیت مثبت و منفی را هم زمان در یک الگوی بار میتواند لحاظ کند, بمنظور سهولت و تسریع کنترل, بجای تعریف دو الگوی بار Exn و Exp , یک الگوی بار به نام Exnp در نرم افزار تعریف گردیده و اثر خروج از مرکزیت هر دو زلزله در ایتبس اعمال شده است .
10	EYnp	زلزله ها جهت y با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت و منفی برابر 0.05 : با توجه به اینکه ایتبس 2015 اثر زلزله های با خروج از مرکزیت مثبت و منفی را هم زمان در یک الگوی بار میتواند لحاظ کند, بمنظور سهولت و تسریع کنترل , بجای تعریف دو الگوی بار Eyn و Eyp , یک الگوی بار به نام Eynp در نرم افزار تعریف شده و اثر خروج از مرکزیت هر دو زلزله در ایتبس اعمال شده است .
11	EZ	بار زلزله قائم که مطابق توضیحات قبلی در بخش 3-5-6-1 به ترکیبات بار لزه ای و به سازه اعمال گردیده است.
12		NDeadX ، NDeadY ، NSDeadX، NSDeadY ، NLiveX ، NLiveY ، NRLiveXو NRLiveY ، NLivePY، NLivePX و NLRoofX ، NLRoofY ، NLSnowX، NLSnowY بار های خیالی مطابق مطابق بند 10-2-1- 5-1-1 مبحث دهم 92 در ترکیبات بار ثقلی لحاظ گردیده است.
13	Mass	بار اصلاح جرم : این بار در ترکیبات بار طراحی مشارکت ندارد صرفا طبق توضیحات قبلی در بارگذاری سازه جهت اصلاح جرم طبقات استفاده گردیده است .

3-7-2 قاعده 30-100 :

مطابق بند 3-1-4 استاندارد 2800 ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود . به طور کلی می توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر بطور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قراردارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از 20 درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود و یا می توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با 30 درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (3-3-7)، در امتدادی که 30 درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

در این پروژه اثر قاعده 100-30 در ترکیبات بار طراحی لحاظ گردیده است .

3-7-3 ترکیبات بارگذاری :

3-7-3-1 ترکیبات بار طراحی :

ترکیبات بارگذاری مربوط به طراحی سازه های فولادی به روش LRFD بر اساس مبحث 6 مقررات 92 بند 6-2-3-3 به شرح ذیل ارائه می گردد. لازم به ذکر است اعمال بار زلزله قائم، می تواند با اعمال افزایش یا کاهش بار مرده به مقدار لازم و متناسب با علامت بار زلزله قائم، در ترکیب بار لرزه ای در جدول زیر لحاظ گردیده همچنین مطابق بند 3-1-4 استاندارد 2800 در مورد ساختمانهای نامنظم و یا ستونهایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم باربر جانبی قرار دارند می بایست 100درصد نیروی زلزله در هر جهت با 30درصد جهت دیگر به سازه همزمان اعمال گردد. که در ترکیبات بار لرزه ای زیر اعمال گردیده است., همچنین بار های خیالی مطابق بند 10-2-1- 5-1-1 مبحث دهم 92 در ترکیبات بار ثقلی لحاظ گردیده است,ضریب نامعینی طبق توضیحات بخش 3-6-3 دفترچه محاسبات برابر یک میباشد.

بین بار زنده بام و برف ، مطابق محاسبات بار زنده بام به دلیل غالب و بیشتر بودن ، در نظر گرفته شده است .

ترکیبات بارگذاری مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد		
نوع	شماره	
ثقلی	Comb 1	1.4(Dead + SDead + NDeaDX + NSDeadX)
	Comb 2	1.4(Dead + SDead - NDEADX - NSDeadX)
	Comb 3	1.4(Dead + SDead + NDeadY + NSDeadY)
	Comb 4	1.4(Dead + SDead - NDeadY - NSDeadY)
	Comb 5	1.2(Dead + SDead + NDEADX + NSDeadX) + 1.6 (Live + RLive + LiveP + NLiveX + NRLiveX + NLivePX) + 0.5(Live roof + NLRoofX یا LSnow + NLSnowX)
	Comb 6	1.2(Dead + SDead – NDEADX – NSDeadX) + 1.6 (Live + RLive + LiveP – NLiveX – NRLiveX – NLivePX) + 0.5(Live roof – NLRoofX یا LSnow – NLSnowX)
	Comb 7	1.2(Dead + SDead + NDeadY + NSDeadY) + 1.6 (Live + RLive + LiveP + NLiveY + NRLiveY + NLivePY) + 0.5(Live roof + NLRoofY یا LSnow + NLSnowY)
	Comb 8	1.2(Dead + SDead – NDeadY – NSDeadY) + 1.6 (Live + RLive + LiveP – NLiveY – NRLiveY – NLivePY) + 0.5(Live roof –NLRoofY یا LSnow – NLSnowY)

www.mcivil.ir MCS سایت مهندسی

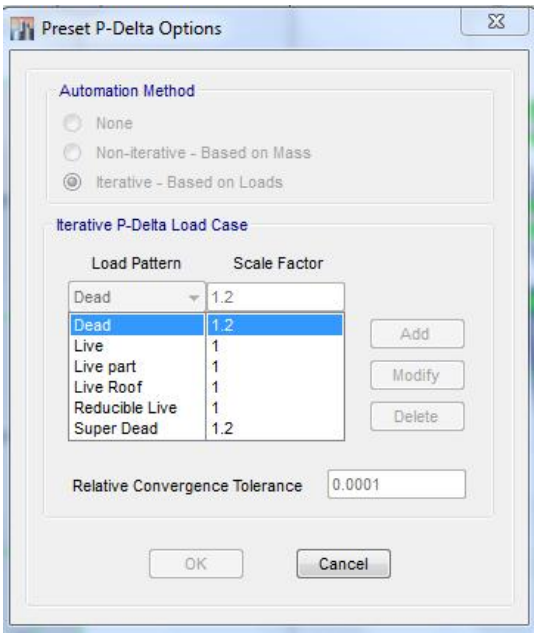
	Comb 9	1.2(Dead + SDead + NDEADX + NSDeadX) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP + NLiveX + NRLiveX + NLivePX) + 1.6(Live roof + NLRoofX یا LSnow + NLSnowX)
	Comb 10	1.2(Dead + SDead – NDEADX – NSDeadX) + 1 (Live + 0.5 RLive + LiveP – NLiveX – NRLiveX – NLivePX) + 1.6(Live roof – NLRoofX یا LSnow – NLSnowX)
	Comb 11	1.2(Dead + SDead + NDeadY + NSDeadY) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP + NLiveY + NRLiveY + NLivePY) + 1.6(Live roof + NLRoofY یا LSnow + NLSnowY)
	Comb 12	1.2(Dead + SDead – NDeadY – NSDeadY) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP – NLiveY – NRLiveY – NLivePY) + 1.6(Live roof – NLRoofY یا LSnow – NLSnowY)
لرزه ای	Comb 13	1.41(Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (Exnp + 0.3Ey + Ez)
	Comb 14	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (– Exnp – 0.3Ey + Ez)
	Comb 15	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (– Exnp + 0.3Ey + Ez)
	Comb 16	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (+ Exnp – 0.3Ey + Ez)
	Comb 17	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (Eynp + 0.3Ex + Ez)
	Comb 18	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (– Eynp – 0.3Ex + Ez)
	Comb 19	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (– Eynp + 0.3Ex + Ez)
	Comb 20	1.41 (Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 0.2(LSnow) +1 (+ Eynp – 0.3Ex + Ez)
	Comb 21	0.69(Dead + SDead) +1 (Exnp + 0.3Ey – Ez)
	Comb 22	0.69 (Dead + SDead) +1 (– Exnp – 0.3Ey – Ez)
	Comb 23	0.69 (Dead + SDead) +1 (– Exnp +0.3Ey – Ez)
	Comb 24	0.69 (Dead + SDead) +1 (+ Exnp – 0.3Ey – Ez)
	Comb 25	0.69 (Dead + SDead) +1 (Eynp + 0.3Ex – Ez)
	Comb 26	0.69 (Dead + SDead) +1 (– Eynp – 0.3Ex – Ez)
	Comb 27	0.69 (Dead + SDead) +1 (– Eynp +0.3Ex – Ez)
	Comb 28	0.69 (Dead + SDead) +1 (+ Eynp – 0.3Ex – Ez)
	Comb 29	–Ez

3-7-3 -2 ترکیبات بار کنترل خیز در تیر ها:

ترکیبات بار مورد استفاده جهت کنترل خیز در تیر ها	
B1	1(Dead + SDead)
B2	1(Dead + SDead + Live +Rlive + livep)
B3	1(Dead + SDead + Live +Rlive + liveP + LRoof یا LSnow)

3-7-3 -3 ترکیبات بار طراحی تیر ها کامپوزیت:

ترکیبات بار مورد استفاده طراحی تیر ها کامپوزیت		
Construction	UDCmpC1	1.4 Dead
	UDCmpC2	1.2 Dead + 1.6 (0.2Live +0.2 RLive + 0.2LiveP + 0.2Live roof)
strength	UDCmpS1	1.4(Dead + SDead)
	UDCmpS2	1.2(Dead + SDead) + 1.6 (Live + RLive + LiveP) + 0.5 LSnow
	UDCmpS3	1.2(Dead + SDead) + 1.6 (Live + RLive + LiveP) + 0.5 LRoof
	UDCmpS4	1.2(Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 1.6LSnow
	UDCmpS5	1.2(Dead + SDead) + 1 (Live +0.5 RLive + LiveP) + 1.6LRoof
Deflection	UDCmpD1	1(Dead + SDead)
	UDCmpD2	1(Dead + Sdead) + 1(Live +Rlive + livep)



3-7-3 -4 ترکیبات بار اثر $p-\Delta$:

1.2(Dead + SDead)+ 1(Live + Rlive+ liveP + LRoof)

3-7-3 -5 ترکیبات بار , وزن موثر لرزه ای Mass Source :

$Define \rightarrow Mass\ Source$:

1(Dead + SDead +live part)+ 0.2(Live + Rlive + Live roof یا live snow)+ 1 Mass

www.mcivils.ir MCS سایت مهندسی

فصل چهارم: کنترل های آیین نامه ای طراحی سازه

4-1 کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:

مطابق بند 3-3-3-1استاندارد2800 ویرایش 4 در ساختمان های متعارف در کلیه موارد میتوان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیرو منظور نمود ,ولی مقدار آن در هر حالت نباید از 1.25 برابر مقادیر بدست آورده از روابط تجربی بیشتر گردد.
مطابق بند 10-2-1-5-1-2 مبحث دهم 92 در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای‌تعیین مقاومت های مورد نیاز اعضاء محدود می گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیرکنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضاء و کف هامحاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.
لذا جهت کنترل زمان تناوب اصلی از فایل اصلی save as گرفته شده و در فایل جدید که با نام project-period ذخیره گردیده و در این کنترل از اثرا ضرایب کاهش سختی صرف نظر گردیده است.

در امتداد محور	مقدار زمان تناوب تجربی $T_{تجربی}$	مقدار زمان تناوب حداکثر $1.25\,T_{تجربی}$	مقدار زمان تناوب تحلیلی $T_{تحلیلی}$	زمان تناوب مورد استفاده در محاسبه ضریب زلزله طراحی $T = min(1.25\,T_{تجربی}\ ،\ T_{تحلیلی})$
در جهت x (قاب خمشی متوسط)	0.7136	0.891	1.402	**0.891**
در جهت Y سیستم همگرا ویژه	0.446	0.557	0.544	**0.544**

توضیحات: همانطور که در جدول بالا مشخص گردید در جهت X زمان تناوب مقدار زمان تناوب تحلیلی بیشتر از زمان تناوب حداکثر میباشد لذا برای محاسبه ضریب زلزله طراحی جهت X از زمان تناوب افزایش یافته استفاده گردید ولی در راستای Y مطابق مقدار زمان تناوب تحیلی از زمان تناوب افزایش یافته کمتر بوده و لذا جهت محاسبه ضریب زلزله طراحی جهت Y از زمان تناوب تحلیلی استفاده گردیده است .

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	1.402	0.7557	0.00000612
Modal	2	0.604	0.0041	0.0388
Modal	3	0.544	0.0006	0.6541
Modal	4	0.494	0.1094	0.0014
Modal	5	0.434	0.00004268	0.1061
Modal	6	0.293	0.0466	0.00004636
Modal	7	0.235	0.0027	0.00002864
Modal	8	0.219	0.0124	0.0001
Modal	9	0.196	0.0039	0.0003
Modal	10	0.178	0.0182	0.0024
Modal	11	0.174	0.0002	0.1368
Modal	12	0.14	0.0133	5.645E-07
Modal	13	0.116	0.0312	0.00000963
Modal	14	0.115	0.0014	0.0002
Modal	15	0.099	0	0.0359
Modal	16	0.085	6.522E-07	0.0001
Modal	17	0.074	0	0.0142
Modal	18	0.07	0	0.0001

www.mcs-ir.com

4-2 کنترل نامنظمی پیچشی :

مطابق بند 1-7-1-ب استاندارد 2800 در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن A_j = 1 بیشتر از 20 درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی"زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از 40درصد باشد، نامنظمی"شدید" پیچشی توصیف می شود.

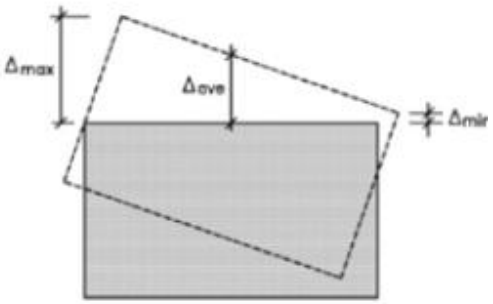
نامنظمی های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند.

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}$$

$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \leq 1.2$ منظم پیچشی

$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1.2$ نامنظمی زیاد پیچشی

$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} > 1.4$ نامنظمی شدید پیچشی



همانطور که در جداول زیر مشخص گردید در جهت X وY مقادیر Rtio برای تمامی طبقات کمتر از 1,2 میباشد بنابراین سازه منظم پیچشی میباشد:

در جهت X و Y مقادیر Rtio برای تمامی طبقات کمتر از 1,2 میباشد سازه منظم پیچشی بوده :

TABLE: Diaphragm Max/ Avg Drifts

Story	Load Case/ Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
RF	EXnp 1	Diaph D1 X	0.004853	0.00482	1.007
RF	EXnp 2	Diaph D1 X	0.005275	0.004948	1.066
Story5	EXnp 1	Diaph D1 X	0.005957	0.005955	1
Story5	EXnp 2	Diaph D1 X	0.006285	0.005977	1.051
Story4	EXnp 1	Diaph D1 X	0.006857	0.00683	1.004
Story4	EXnp 2	Diaph D1 X	0.007181	0.006852	1.048
Story3	EXnp 1	Diaph D1 X	0.007436	0.007369	1.009
Story3	EXnp 2	Diaph D1 X	0.007692	0.007384	1.042
Story2	EXnp 1	Diaph D1 X	0.006727	0.00665	1.012
Story2	EXnp 2	Diaph D1 X	0.006933	0.006658	1.041
HK	EXnp 1	Diaph D1 X	0.003391	0.003327	1.019
HK	EXnp 2	Diaph D1 X	0.003523	0.003312	1.064

www.mcs.ir سایت مهندسی MCS

TABLE: Diaphragm Max/ Avg Drifts					
Story	Load Case/ Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
RF	EYnp 1	Diaph D1 Y	0.000962	0.00091	1.058
RF	EYnp 2	Diaph D1 Y	0.000995	0.000906	1.099
Story5	EYnp 1	Diaph D1 Y	0.001242	0.001169	1.062
Story5	EYnp 2	Diaph D1 Y	0.001277	0.001165	1.096
Story4	EYnp 1	Diaph D1 Y	0.001426	0.001339	1.065
Story4	EYnp 2	Diaph D1 Y	0.001462	0.001335	1.095
Story3	EYnp 1	Diaph D1 Y	0.001479	0.001387	1.066
Story3	EYnp 2	Diaph D1 Y	0.00152	0.001384	1.098
Story2	EYnp 1	Diaph D1 Y	0.001395	0.001283	1.087
Story2	EYnp 2	Diaph D1 Y	0.001381	0.001275	1.083
HK	EYnp 1	Diaph D1 Y	0.001289	0.001199	1.074
HK	EYnp 2	Diaph D1 Y	0.001291	0.001195	1.08

سایت مهندسی عمران

***بررسی ضوابط بند 1-7-3 و بند 3-2-2 و بند 3-3-7-3 استاندارد 2800 ویرایش چهارم در رابطه با نامنظمی پیچشی در سازه :**

۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطرنسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.

***سازه مورد بررسی منظم پیچشی بوده و شامل محدودیت این بند نمیباشد.**

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

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

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

***سازه مورد بررسی منظم پیچشی بوده و شامل محدودیت این بند نمیباشد.و میتوان از تحلیل استاتیکی استفاده نمود.**

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

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

***سازه مورد بررسی منظم پیچشی بوده و شامل محدودیت این بند نمیباشد.**

3-4 حداقل درز انقطاع در ساختمان :

مطابق بند 1-4-1 استاندارد 2800 ویرایش 4: برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر، ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند . برای تأمین این منظور، در ساختمان های با هشت طبقه وکمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد.

درزانقطاع = $0.005h$

h=18.5 m : ارتفاع طبقه از تراز پایه

درزانقطاع = $0.005 * 8.5 = 9.2\ cm = 10\ cm$

بند 3-5-3 6-5-3 6-5-3 استاندارد 2800 در ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر پی دلتا) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر 70% مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

www.mcivils.ir MCS

4-4 کنترل فاصله مرکز جرم و سختی : دقت نمایید کنترل زیر اجباری نیست ولی در ساختمان های تا 5 طبقه و یا کوتاه تر از 18 متر میتوانید برای بند زیر کنترل نماییدمطابق بند زیر در استاندار 2800 در ویرایش چهارم در در ساختمان ها تا 5 طبقه یا کوتاه تر از 18 متر در صورتی که فاصله بین مرکز جرم و سختی در هر یک از دو امتداد x و y از 5 درصد بعد ساختمان در آن جهت کمتر باشد میتوان از برون مرکزیت اتفاقی 5 درصد در آن امتداد نیست .

مطابق بند 3-3-7-4 استاندارد 2800:

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

*سازه مورد بررسی (6 طبقه اسکلت فلزی) با توجه به تعداد طبقات شامل تخفیف بند بالا نمیباشد و در این سازه حداقل برون مرکزیت اتفاقی 0.05 در هر دو جهت در الگو های بار زلزله لحاظ گردیده :

Story	بعد حداکثر سازه در X	بعد حداکثر سازه در Y
	m	m
RF	10	15.1
Story2,3,4,5	10	15.1
hK	10	15.1

TABLE: Centers of Mass and Rigidity

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM -XCR فاصله بین مرکز جرم تجمعی و مرکز سختی	YMMC-YCR فاصله بین مرکز جرم تجمعی و مرکز سختی	درصد خروج از مرکزیت بعد X	درصد خروج از مرکزیت بعد Y
	m	m	m	m	m	m	m	m
RF	4.3117	5.7298	4.6992	6.679	0.3875	0.9492	3.9	6.3
Story5	4.5117	5.9837	4.7024	6.6981	0.1907	0.7144	1.9	4.7
Story4	4.5801	6.0738	4.7058	6.6189	0.1257	0.5451	1.3	3.6
Story3	4.6144	6.1184	4.7014	6.5585	0.087	0.4401	0.9	2.9
Story2	4.6353	6.1457	4.6768	6.5101	0.0415	0.3644	0.4	2.4

$$\text{درصد خروج از مرکزیت بعد y} = \frac{YMMC-YCR}{Ly} * 100$$

$$\text{درصد خروج از مرکزیت بعد y} = \frac{XMMC-XCR}{Lx} * 100$$

www.mcs.ir MCS مهندسی

4-5 کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (Drift) :

مطابق بند 3-5-1 استاندارد 2800-4 تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان های جانبی واقعی مراکز جرم کف های بالا و پائین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند آیین نامه تعیین شده تجاوز نماید . این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیر خطی سازه قابل محاسبه است، ولی می توان آن را با تقریب مناسبی از رابطه زیر بدست آورد.

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

Δ_m: تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d: ضریب بزرگ نمایی مطابق بند 3-3-5-1 استاندارد 2800

Δ_{eu}: تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح

مطابق بند 3-5-2 استاندارد 2800 مقدار Δ_m که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_m بدست می آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز کند.

$\Delta_a \leq 0.025\ h$ در ساختمان های تا 5 طبقه

$\Delta_a \leq 0.020\ h$ در سایر ساختمان ها

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

به نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه به ارتفاع طبقه، نسبت تغییر مکان طبقه (Drift) ، گفته میشود, بنابراین :

دریفت مجاز در ساختمان ها تا ۵

$$\Delta_m = C_d \Delta_e \leq 0.025h \rightarrow \begin{cases} \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.025}{C_{dx}} & \text{در جهت x :} \\ \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.025}{C_{dy}} & \text{در جهت y :} \end{cases}$$

دریفت مجاز در سایر ساختمان ها

$$\Delta_m = C_d \Delta_e \leq 0.025h \rightarrow \begin{cases} \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{C_{dx}} & \text{در جهت x :} \\ \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{C_{dy}} & \text{در جهت y :} \end{cases}$$

C_d: ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان جانبی مطابق بند 3-3-5-1 و جدول 3-4 استاندارد 2800 برای این پروژه عبارت است از :

جهت X (قاب خمشی فولادی متوسط) : $C_{dx} = 4$

جهت y (مهاربند همگرا ویژه فولادی) : $C_{dy} = 5$

همچنین سازه مورد بررسی 6 طبقه میباشد , بنابر این نسبت دریفت مجاز برای این پروژه عبارت است از :

$$\Delta_m = C_d \Delta_e \leq 0.025h \rightarrow \begin{cases} \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{4} \\ \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{5} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq 0.005 & \text{جهت } X \\ \frac{\Delta_{eu}}{h} \leq 0.004 & \text{جهت } Y \end{cases}$$

www.mci
سایت مهندسی عمران

مطابق بند 3-5-4 استاندارد 2800 در ساختمان های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، به جای تفاوت بین تغییر مکان های جانبی مراکز جرم‌کف ها، باید تفاوت بین تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

همانطور که در بخش 2-4 کنترل نامنظمی پیچشی انجام گردید و این سازه منظم پیچشی میباشد.

مطابق بند 3-5-3 استاندارد 2800 در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، مقدار برش پایه را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (3-3-1) تعیین کرد . ولی درساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی بایدرعایت شود. در هر حال، رعایت حداقل‌برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد : $T = min\,(1.25\,T_{تجربی} \cdot T_{تحلیلی})$

در ساختمان های با اهمیت کم و متوسط و زیاد : $T = T_{تحلیلی}$

بنابراین با توجه به این سازه مورد بررسی بااهمیت متوسط (مسکونی) میباشد لذا از زمان تناوب اصلی در کنترل دریفت استفاده گردیده :

این کنترل در همان فایل اصلی طراحی project-main تحت حالات بار DRXP و DRXN و DRYP و DRYN و با بکار گیری زمان تناوب اصلی ساختمان و با درنظر گرفتن پیچش تصادفی ایجاد گردیده هست .

*با توجه به حداکثر دریفت سازه مطابق محاسبات فوق، مطابق جداول زیر سازه در هر دو جهت از لحاظ دریفت **(Avg Drift)** جوابگو میباشند.

جدول کنترل دریفت ساختمان در جهتX :

TABLE: Diaphragm Max/ Avg Drifts

Story	Load Case/ Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
RF	DRXnp 1	Diaph D1 X	0.0037	0.003618	1.023
RF	DRXnp 2	Diaph D1 X	0.003618	0.003574	1.012
RF	DRXnp 3	Diaph D1 X	0.003869	0.003662	1.056
Story5	DRXnp 1	Diaph D1 X	0.004426	0.004336	1.021
Story5	DRXnp 2	Diaph D1 X	0.004349	0.004331	1.004
Story5	DRXnp 3	Diaph D1 X	0.00454	0.004342	1.046
Story4	DRXnp 1	Diaph D1 X	0.004909	0.004833	1.016
Story4	DRXnp 2	Diaph D1 X	0.004877	0.004828	1.01
Story4	DRXnp 3	Diaph D1 X	0.005039	0.004838	1.042
Story3	DRXnp 1	Diaph D1 X	0.004462	0.004398	1.015
Story3	DRXnp 2	Diaph D1 X	0.004458	0.004395	1.014
Story3	DRXnp 3	Diaph D1 X	0.004593	0.004401	1.044
Story2	DRXnp 1	Diaph D1 X	0.004238	0.004175	1.015
Story2	DRXnp 2	Diaph D1 X	0.004233	0.004173	1.014
Story2	DRXnp 3	Diaph D1 X	0.004363	0.004176	1.045
HK	DRXnp 1	Diaph D1 X	0.002367	0.002323	1.019
HK	DRXnp 2	Diaph D1 X	0.00238	0.002328	1.022
HK	DRXnp 3	Diaph D1 X	0.002458	0.002317	1.061

www.mcivils.com سایت مهندسی MCS

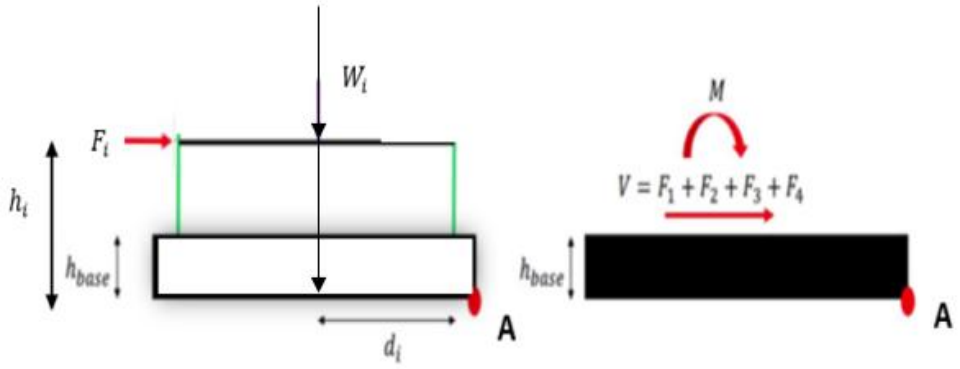
جدول کنترل دریفت ساختمان در جهتY :

TABLE: Diaphragm Max/ Avg Drifts					
Story	Load Case/ Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
RF	DRYnp 1	Diaph D1 Y	0.000752	0.000747	1.006
RF	DRYnp 2	Diaph D1 Y	0.000805	0.00075	1.073
RF	DRYnp 3	Diaph D1 Y	0.000809	0.000744	1.086
Story5	DRYnp 1	Diaph D1 Y	0.000991	0.000983	1.008
Story5	DRYnp 2	Diaph D1 Y	0.001057	0.000986	1.072
Story5	DRYnp 3	Diaph D1 Y	0.001067	0.000981	1.088
Story4	DRYnp 1	Diaph D1 Y	0.001155	0.001143	1.01
Story4	DRYnp 2	Diaph D1 Y	0.001227	0.001145	1.071
Story4	DRYnp 3	Diaph D1 Y	0.001246	0.001141	1.092
Story3	DRYnp 1	Diaph D1 Y	0.001225	0.001212	1.01
Story3	DRYnp 2	Diaph D1 Y	0.0013	0.001214	1.071
Story3	DRYnp 3	Diaph D1 Y	0.001321	0.00121	1.091
Story2	DRYnp 1	Diaph D1 Y	0.00116	0.001154	1.005
Story2	DRYnp 2	Diaph D1 Y	0.001261	0.001157	1.09
Story2	DRYnp 3	Diaph D1 Y	0.001241	0.00115	1.079
HK	DRYnp 1	Diaph D1 Y	0.001084	0.001081	1.003
HK	DRYnp 2	Diaph D1 Y	0.001164	0.001083	1.075
HK	DRYnp 3	Diaph D1 Y	0.001166	0.001079	1.081

www.mcivils.ir
MCS سایت مهندسی

6-4 کنترل واژگونی سازه:

مطابق بند 3-3-8استاندارد2800 ویرایش چهارم : 3-3-8 محاسبه ساختمان در برابر واژگونی لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجمـو ع حاصلضـرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسـبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه ای ساختمان است که بـرا ی تعیـین نیروی جانبی به کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه ای اضـافه می شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.



لنگر مخرب $M_O = \sum F_i h_i$

لنگر مقاوم $M_R = \sum w_i d_i$

$M_R \geq M_O$

f_i : نیروی جانبی زلزله در طبقه i

h_i :فاصله نیروی جانبی زلزله در طبقه i تا لبه بیرونی پی(نقطه A)

W_i : وزن موثر لرزه ای در طبقه i

d_i : فاصله افقی مرکز جرم در طبقه i تا لبه بیرونی پی (نقطه A)

h_f : ضخامت شالوده : ضخامت شالوده در این پروژه 0.9 متر میباشد.

در محاسبه لنگر مقام در جهت اطمینان از وزن شالوده و خاک روی آن صرفنظر گردیده. ضخامت شالوده در این پروژه 0,9 متر میباشد.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
		tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m	tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m
KH	D1	0.83794	0.83794	1.1909	1.8892	0.83794	0.83794	1.1909	1.8892
RF	D1	13.81258	13.81258	4.4952	5.9596	14.65052	14.65052	4.3062	5.7268
Story5	D1	13.96378	13.96378	4.7174	6.2473	28.6143	28.6143	4.5069	5.9808
Story4	D1	13.98615	13.98615	4.7162	6.2552	42.60046	42.60046	4.5756	6.0709
Story3	D1	14.05938	14.05938	4.716	6.2576	56.65983	56.65983	4.6104	6.1172
Story2	D1	14.12782	14.12782	4.7139	6.2639	70.78765	70.78765	4.6311	6.1465
HK	D1	14.23521	14.23521	4.7112	6.3163	**85.02286**	**85.02286**	**4.6445**	**6.1749**

جرم موثر لرزه ای کل سازه — مختصات مراکز جرم تجمعی

وزن موثر لرزه ای کل $W = 85.022 * 9.81 = 834.046\ ton$

لنگر مقاوم در جهت X $M_{Rx} = 834.046 * min(4.64\ or\ (9.6 - 4.64)) = 3869.973\ ton.m$

لنگر مقاوم در جهت Y $M_{Ry} = 834.046 * min(6.1749\ or\ (13.8 - 6.1749)) = 5150.150\ ton.m$

www.mcs.ir MCS

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/ Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
HK	EX	Bottom	0	-26.1541	0	161.202	0.0038	-381.3084
HK	EXnp 1	Bottom	0	-87.1804	0	602.3353	0.0291	-1270.9121
HK	EXnp 2	Bottom	0	**-87.1804**	0	472.3444	-0.0038	**-1271.1437**

نیروی برش پایه جهت X — لنگر مخرب Y

$M_{ox} = My + Vx * h_f$

لنگر واژگونی زیرشالوده در جهت X $M_{ox} = 1271.1437 + (87.1804 * 0.9) = 1349.660\ ton.m$

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/ Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
HK	EY	Bottom	0	0	-39.4046	-183.2943	536.9213	-0.0168
HK	EYnp 1	Bottom	0	0	-131.3485	-674.0721	1789.7222	-0.1658
HK	EYnp 2	Bottom	0	0	**-131.3485**	-547.8897	**1789.7532**	0.0536

پایه جهت Yنیروی برش — لنگر مخرب X

$M_{oy} = Mx + Vy * h_f$

لنگر واژگونی زیرشالوده در جهت Y $M_{oy} = 1789.7532 + (131.3485 * 0.9) = 1907.966\ ton.m$

لنگر مقاوم در هر دو جهت X و Y از لنگر واژگونی بزرگتر بوده و از لحاظ واژگونی سازه مشکلی ندارد:

$M_R > M_0$

$M_{Rx} = 3869.97 > M_{0X} = 1349.660$ $\quad \frac{M_{Rx}}{M_{0X}} = \frac{3869.97}{1349.66} = 2.86$

$M_{Ry} = 5150.150 > M_{0y} = 1907.966$ $\quad \frac{M_{Ry}}{M_{0y}} = \frac{5150.150}{1907.966} = 2.69$

www.mcivils.ir MCS

4-7) کنترل ستون ها ی باربر جانبی تحت ترکیبات بار تشدید یافته :

مطابق بند 10-3-5-1-1 مبحث دهم ویرایش 92: کلیهٔ ستون ها باربر جانبی لرزه ای باید باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته باشند, برای ستون های باربر جانبی لرزه ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

مطابق بند 3-9 استاندارد 2800 ویرایش 4: در مواردی که سازه دارای نـامنظمی در پـلان از نـو ع " نـامنظمی خـارج از صـفحه " یـا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند، ستون ها، تیرها، خرپاها و یا کف هایی که این اعضـا را تحمـل می کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشـدید یافتـه ΩoE طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی‌که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.

ضریب اضافه مقاومت Ωo : مطابق بند 3-3-10 استاندارد 2800 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 Ωo ضرب گردند.

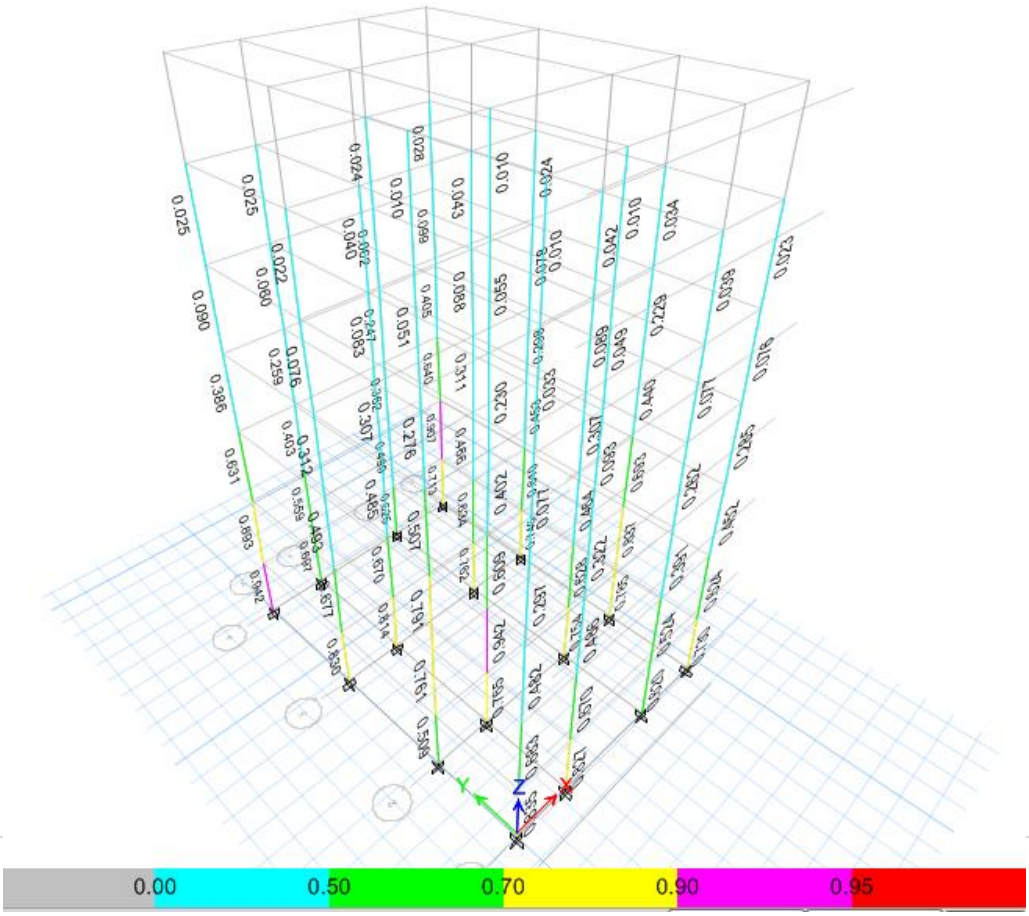
مطابق جدول بند 3-4 استاندارد 2800 ضریب اضافه مقاومت برابر است با :

در جهت x (قاب خمشی فولاد متوسط) : Ωo=3

در جهت Y (قاب ساده+ مهاربند همگرا ویژه) : Ωo=2

ستون های باربر جانبی تحت ترکیبات بار تشدید یافته مورد کنترل قرار گرفته و فایل مربوط به این کنترل با نام project-amp به پیوست ارایه گردیده و ضرایب اضافه مقاومت در ضرایب زلزله ضرب گردیده است.

MCS سایت مهندسی



4-8)کنترل صلبیت کف ها

4-9)کنترل نامنظمی جرمی

4-10)کنترل تیر ضعیف و ستون قوی در قاب خمشی ویژه

4-11)کنترل های سیستم مهاربند همگرا ویژه SCBF

4-11)کنترل های سیستم مهابند واگرا ویژه EBF

تهیه کننده : تیم مهندسی مدرن سیویلز : www.mcivils.ir

مرجع کاملترین و بروز ترین دوره های آموزشی طراحی سازه و نقشه کشی و راهسازی ویژه مهندسین عمران و معماری مطابق با آخرین ویرایش آیین نامه ها

(متفاوت ترین سایت مهندسی برای دانشجویان ومهندسین)

کانال های تلگرام ما : @mcivillearnetabs2015 و @moderncivils

@mcivilss