فهرست

۱- مشخصات پروژه ۲
۱-۱ مشخصات مصالح مصرفی ۲
۱-۲ مقاومت و نوع خاک و شتاب مبنای طرح بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ۲
۱-۳ آئین‌نامه‌های مورد استفاده ۳
۲- مدل سه بعدی سازه ۳
۳- بارگذاری ۴
۳-۱- بار مرده سقف طبقات ۴
۳-۲- بار زنده ۵
۳-۳- بار برف ۵
۳-۴- بار آسانسور ۵
۳-۵- بار مرده دیوارهای پیرامونی ۵
۳-۶- نیروی زلزله ۷
۳-۶-۱- ضریب اهمیت سازه ۷
۳-۶-۲- شتاب مبنای طرح ۷
۳-۶-۳- ضریب بازتاب ساختمان ۸
۳-۶-۴- ضریب رفتار ساختمان ۱۰
۳-۶-۵- ضریب نامعینی سازه ۱۰
۳-۶-۶ - نیروی قائم ناشی از زلزله ۱۳
۴- مشخصات مصالح مصرفی ۱۴
۵- کنترل ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ ..... ۱۴
۵-۱- حداقل درزانقطاع ۱۴
۵-۲- آنالیزساختمان دردوجهت متعامد ۱۵
۵-۳- انتخاب نوع تحلیل سازه(استاتیکی یا دینامیکی) ۱۵
۵-۴- درصد مشارکت بارزنده وبار برف درمحاسبه جانبی زلزله ۱۶
۵-۵- برون مرکزی اتفاقی درهرطبقه ۱۶
۵-۶- تغییرمکان جانبی نسبی طبقات ۱۶
۵-۷- هم پایه کردن برش پایه دینامیکی و استاتیکی ۱۷
۵-۸- کنترل زلزله سطح بهره برداری ۱۷
۶- محاسبه ساختمان در برابر واژگونی ۱۷
۷- حالتهای بارگذاری و ترکیب بار در **ETABS** ۱۸
۸- طراحی پی ساختمان ۱۹
۹- طراحی دستی ۲۰
۹-۱- طراحی ستون ۲۰
۹-۲- طراحی تیر ۲۴
۹-۳- طراحی دال تیرچه بلوک ۳۱

۱– مشخصات پروژه

در این پروژه، هدف طرح یک ساختمان ۵ سقف بتنی مسلح ، با کاربری مسکونی، (واقع در شهر رشت) با استفاده از سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط ، در هر دو جهت می‌باشد.

مشخصات کلی سازه بشرح زیر می‌باشد :

سیستم فونداسیون بصورت پی گسترده با ضخامت ۶۵ سانتی متر است.

سیستم باربر قائم و جانبی، متشکل از قاب خمشی بتن آرمه متوسط می‌باشد.

سیستم سقف ساختمان بصورت سقف تیر-دال با ارتفاع حداقل ۳۰ سانتیمتر می باشد. این سقف بر اساس کاربری های مختلف، طراحی شده است.

۱–۱ مشخصات مصالح مصرفی

- ✓ بتن مصرفی در پی و سازه (شامل:تیرها، ستونها، دیوارهای برشی و سقف ها) با مقاومت مشخصه۲۱۰کیلوگرم بر سانتیمتر مربع منظور شده است.
- ✓ میلگردهای طولی یا خمشی استفاده شده جهت طراحی پی و آرماتورهای خمشی تیرها، ستونها و دیوارهای برشی(قائم و افقی)از نوع A-III و با مقاومت جاری شدن ۴۰۰۰کیلوگرم بر سانتیمتر مربع میباشد. و میلگردهای برشی برای تیرها و ستونها نیز از نوع A-II و با مقاومت جاری شدن ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع میباشد.
- ✓ فولاد مصرفی در پروفیلهای احتمالی مورد استفاده عموماً از نوع St-37-3با تنش جاری شدن حداقل برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، انتخاب شده است.

۱–۲ مقاومت و نوع خاک و شتاب مبنای طرح بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران

بر اساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ ، منطقه احداث پروژه (رشت) در پهنه‌ای با خطر نسبی زیاداز لحاظ زمین‌لرزه قرارگرفته ا ست. لذا مقدار شتاب مبنای طرح برابر A=0.3gمی‌با شد. ضمناً زمین مزبور از نوع (IV) بوده و$T_0 = 0.15$ ،$T_s = 1$و $S_0 = .1.3$ و$S = 1.75$ می‌باشد.

مقاومت مجاز و ضریب بستر خاک بشرح زیر می‌باشد:

برای بستر یاد شده $Q_a = 0.8 \frac{kg}{cm^2}$منظور شده است.(براساس گزارش ژئوتکنیک)

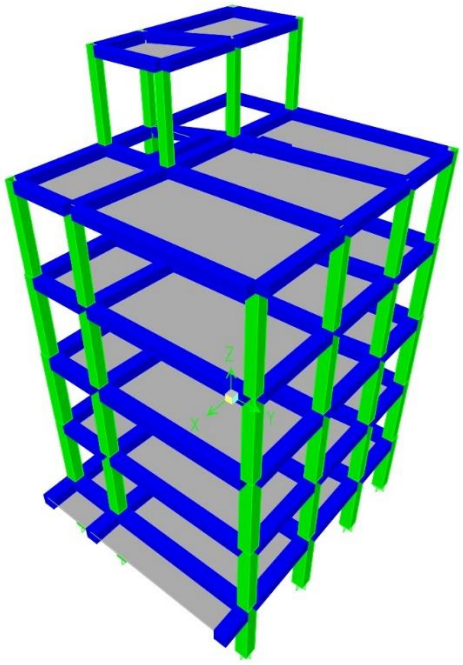
برای بستر یاد شده $K_S = 1.02 \frac{kg}{cm^3}$ منظور شده است.(براساس گزارش ژئوتکنیک)
سطح آب زیر زمینی در - متری سطح زمین قرار دارد.

۱-۳ آئین‌نامه‌های مورد استفاده

- ✓ طراحی سازه‌های بتنی ACI-318-08
- ✓ طراحی قطعات بتنی براساس مبحث ۹
- ✓ بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ۶
- ✓ بارگذاری زلزله براساس استاندارد ۲۸۰۰
- ✓ طراحی قطعات فلزی براساس مبحث ۱۰

۲- مدل سه بعدی سازه

با توجه به نقشه ها معماری ارائه شده، مدل سه بعدی سازه مطابق شکل زیر می‌باشد.



۳– بارگذاری

۳–۱– بار مرده سقف طبقات

با توجه به جزئیات فوق بار مرده ناشی از کف که در محاسبات استفاده می شود به ترتیب زیر محاسبه می گردد:

جدول۱: بار مرده کف طبقات

نوع لایه	ضخامت(بر حسب متر)	وزن واحد حجم(Kg/m^3)	وزن واحد سطح(Kg/m^2)
موزائیک	0.01	2200	22
ملات	0.025	2100	52.5
بتن با پوکه معدنی	0.1	600	66
دال بتنی	0.05	2500	125
تیرچه	2*0.2*0.1	2500	100
بلوک سیمانی			120
گچ و خاک	0.015	1600	24
گچ سفید	0.005	1300	6.5
جمع			**528**

توجه : برنامه ETABS2000 وزن تمام عنا صر سازه بتنی (تیر ؛ ستون ؛ قسمت بتنی سقف تیرچه بلوک و سقف سبک) را به طور خودکار محاسبه و در محاسبات منظور می نماید .
در طراحی بار مرده کف بام را برابر 150 کیلو گرم بر متر مربع در نظر می گیریم .

برای کاربری مسـکونی بار زنده 200و همچنین بار برف شـهر رشـت، برابر با 185 کیلو گرم بر متر مربع و بار زنده راه پله برابر با 500 کیلو گرم بر متر مربع و بار زنده طره ها برابر با 300 کیلوگرم بر متر مربع تعیین شده و در نرم افزار منظور شده است.

۳–۲– بار زنده

بارهای زنده : بر اساس کاربری ساختمان 200 تعیین می‌شود

۳–۳– بار برف

بنا بر مبحث ششم از آنجا که سازه در رشت احداث میگردد و نیز رشت یکی از مناطق با آب و هوای معتدل رو به سرد میباشد بار برف را به طور دست بالا ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر میگیریم. از آنجایی که بار برف بیشتر از بار زنده بام بوده بار برف ملاک قرار می گیرد.

۳–۴– بار آسانسور

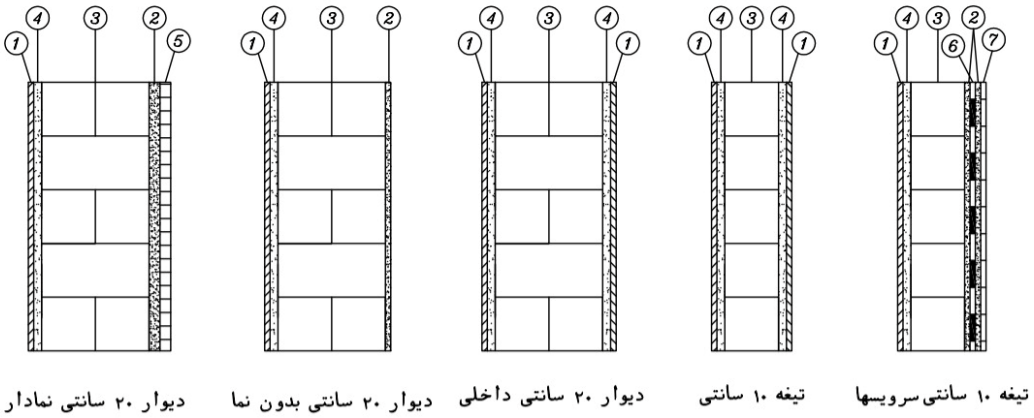
اگر طبق مبحث پانزدهم مقررات ملی نیز عمل نماییم از آنجایی که ابعاد آسانسور ۱,۵*۱,۵ است و وزن بار مرده را ۱۰۰۰-۸۰۰ کیلوگرم در نظر بگیریم و بار زنده با توجه به ابعاد آسانسور ۸۰۰ کیلوگرم است که در مجموع بار آسانسور ۱۸۰۰ کیلوگرم می شود که در جهت اطمینان ۲۰۰۰ کیلوگرم در نظر می گیریم.

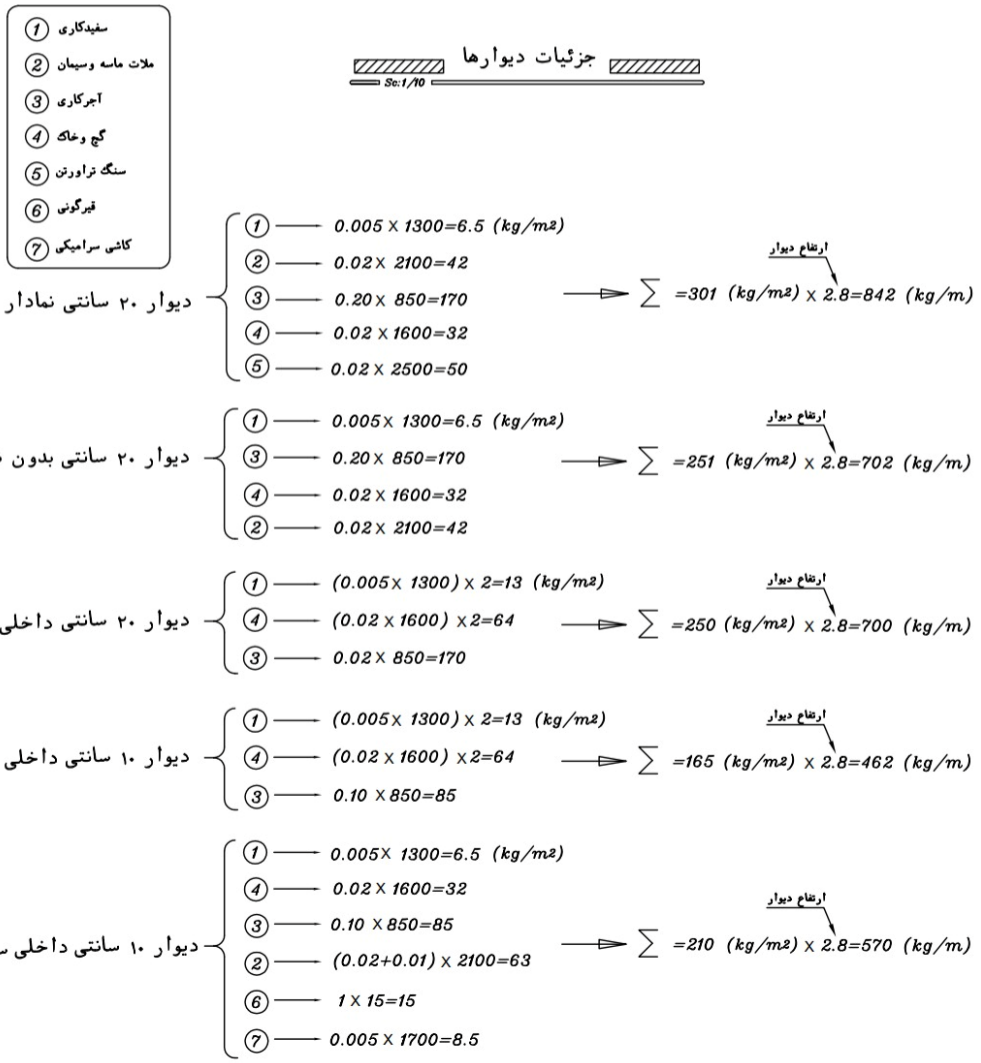
با فرض وزن ۲۰۰۰ کیلوگرم و اعمال ضریب ۲ طبق بند ۶-۳-۵-۳ مبحث ششم مقررات ملی خواهیم داشت :

$$P=2000\times2=4000\ KG$$

بار فوق به صورت نقطه ای بر چهار ستون اطراف آسانسور اعمال می شود.

۳–۵– بار مرده دیوارهای پیرامونی





ب) بارهای جانبی

براساس آیین‌نامه‌های مبحث ششم و استاندارد ۲۸۰۰ (آیین نامه طراحی ساختمانها 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.

۳-۶- نیروی زلزله

برای تعیین نیروی زلزله دو روش معادل استاتیکی و دینامیکی وجود دارد. روش دینامیکی که برای ساختمان های بالای ۵۰ متر میباشد خود دارای دو روش طیفی و تاریخچه زمانی میباشد که در روش طیفی با استفاده از طیف بازتاب زلزله و مشخصات زمین پریود ها و فرکانسهای لرزش هنگام زلزله تعیین می گردد و از روی آن شتاب مبنا تعیین می گرددو بروش آنالیز ماتریسی سازه میتوان جابجایی ها و نیروی طبقه را تعیین نمود.

برای تعیین نوع خاک از جدول شماره ۲ فصل دوم آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است.
برای تعیین T0 از جدول صفحه ۳۵ آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است .
برای تعیین ضریب رفتار ساختمان Rاز جدول شماره ۳ آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است
برای تعیین ضریب اهمیت ساختمان I.از بند ۲-۴-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است.
برای تعیین شتاب مبنای طرح Aاز بند ۲-۴-۲ آیین نامه۲۸۰۰ استفاده شده است.
با داشتن اطلاعاتی چون نوع خاک در محل و میزان اهمیت سازه،نوع سیستم و ضریب رفتار سیستم در هر جهت می توان شتاب مبنا و برش پایه را در دو جهت تعیین نمود و با داشتن وزن هر طبقه و تقسیم برش پایه به ازای وزن هر طبقه مقادیر نیروی زلزله را در هر جهت تعیین می کنیم.

۳-۶-۱- ضریب اهمیت سازه

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ گروه بندی ساختمانها بر حسب اهمیت

I=1

۳-۶-۲- شتاب مبنای طرح

نسبت شتاب مبنای طرح A

در صـــورت عدم مطالعات لرزه خیزی برای ســـاختمان مورد مطالعه می توان از جدول زیر مقدار A (نسبت شتاب مبنای طرح) را با توجه به لرزه خیزی های مختلف انتخاب نمود:

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرحA	انتخاب
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵	
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰	✓
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵	
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰	

شهر رشت در پهنه بندی خطر نسبی زیاد زلزله قراردارد.

۳-۶-۳- ضریب بازتاب ساختمان

ضریب بازتاب ساختمان

ضـریب بازتاب سـاختمان بیانگر نحوه پاسـخ سـاختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$B=B_1N$

$$B1 = S0 + (S - S0 + 1)\left(\frac{T}{T_0}\right) \qquad 0 \le T \le T_0$$

$$B1 = 1 + S \qquad T_0 \le T \le T_S$$

$$B1 = (1 + S)\left(\frac{T_S}{T}\right) \quad T \ge T_S$$

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط For A=0.25 & 0.2		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد For A=0.35 & 0.3		انتخاب
			S	S_0	S	S_0	
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱	
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱	
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱	✓

ضریب اصلاح طیف، N به شرح زیر تعیین می‌شود :

الف) برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N = 1 \qquad T \le T_S$

$N = \frac{0.7}{4 - T_S}(T - T_S) + 1 \qquad T_S \le T \le 4 \quad Sec$

$N = 1.7 \quad T \ge 4Sec$

ب) برای پهنه های با خطر نسبی خیلی متوسط و کم

$N = 1 \qquad T \le T_S$

$N = \frac{0.4}{4 - T_S}(T - T_S) \qquad T_S \le T \le 4 \quad Sec$

$N = 1.4 \quad T \ge 4Sec$

محاسبه پریود طبیعی سازه

$T = 0.05H^{\frac{3}{4}}$ (ثانیه)

نوع مصالح	**پریود تجربی قابها**
سایر سیستم های مقاوم	$T = 0.05H^{\frac{3}{4}}$ (ثانیه)
محاسبه وزن خرپشته و مقایسه با وزن بام (انتخاب H از تراز پایه بر حسب متر)	18.76

اعمال ضریب ۱,۲۵ طبق تبصره زیر

تبصره ۱: بجای استفاده از روابط بالا برای محاسبه پریود سازه میتوان از روشهای تحلیلی نیز استفاده نمود ولی در هر صورت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر بالا بیشتر باشد.

تبصره ۲: در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان بتن آرمه اثر ترک خوردگی اعضا در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی موثر اعضا را برابر مقادیر زیر در نظر گرفت :

- **در تیرها :** $I_e = 0.5I_g$
- **در ستونها و دیوارها :** $I_e = I_g$
- مطابق توضیحات فوق فایل Etabs ای با نام Tx&Ty ساخته شده است که در آن ضرایب به شرح فوق تغییر یافته است و سپس دوره تناوب سازه بدست آمده است :

دوره تناوب تحلیلی سازه در جهت Yبرابر با ۱/۶۳۵ می‌با شد که از ۱/۲۵ برابر دوره تناوب ا صلی ساختمان بی شتر می‌با شد و بنابراین برای محا سبه ضریب زلزله در جهت Yاز مقدار ۱/۲۵ دوره تناوب تجربی ا ستفاده شده ا ست اما در جهت X مقدار دوره تناوب تحلیلی از ۱/۲۵ دوره تناوب تجربی کمتر می‌با شد، لذا برای جهت X از دوره تناوب تجربی بدون ضریب ۱/۲۵ ا ستفاده شده است.

$$Tx = Min\begin{cases} 1.25\times T(above\ \ e.q.) \Rightarrow 1.25\times 0.217 = 0.271 \\ T(Analysis\ \ Metod)\begin{cases} T_x = 0.86Sec \end{cases} \end{cases} \Rightarrow Tx = 0.973Sec$$

$$Ty = Min\begin{cases} 1.25\times T(above\ \ e.q.) \Rightarrow 1.25\times 0.217 = 0.271 \\ T(Analysis\ \ Metod)\begin{cases} T_y = 1.635Sec \end{cases} \end{cases} \Rightarrow Ty = 1.2168Sec$$

۳-۶-۴- ضریب رفتار ساختمان

- **ضریب رفتار ساختمان، R_u**

با توجه به بند های آیین نامه:

سیستم قاب قمشی- قاب خمشی بتن آرمه متوسط

Ru=5

۳-۶-۵- ضریب نامعینی سازه

مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب نامعینی سازه برابر با یک خواهد بود.

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی V محاسبه شده در بندهای قبلی بصورت زیر در ارتفاع ساختمان توزیع میگردد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^{\ K}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\ K}} (Vu)$$

K : ضریبی است که با توجه زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست می‌آید :

$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5<T<2.5\ Sec$

مقدار K برای مقادیر T کوچک تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

تبصره : درصورتیکه وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر اینصورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

تعیین ضریب زلزله جهت آنالیز سازه:

ضریب زلزله مطابق آئین‌نامه ۲۸۰۰ برابر است با:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad C_{\min} = 0.12AI = 0.0432$$

مقدار ضریب زلزله در جهت X

ارتفاع از تراز پایه (متر)	**H =**	**19.2**
نسبت شتاب مبنای طرح	A =	0.3
پارامتر	T_0 =	0.15
پارامتر	T_s =	1
پارامتر	S =	1.75
پارامتر	S_0 =	1.1
زمان تناوب	T =	0.71
ضریب شکل طیف	B_1 =	2.75
ضریب اصلاح طیف	N =	1
ضریب بازتاب ساختمان	B =	2.75
ضریب اهمیت ساختمان	I =	1
ضریب رفتار ساختمان	R_u =	5
ضریب زلزله	C =	0.165
ضریب توانی توزیع نیروی زلزله	K =	1.19
تغییر مکان نسبی مجاز	Drift $_a$ =	0.0044
ضریب زلزله کنترل تغییر مکان نسبی	C $_{Drift}$ =	0.1098
ضریب توانی توزیع نیروی زلزله جدید	K $_{Drift}$ =	1.50
نسبت حداکثر	$\Delta_{max}/\Delta_{ave}$	1.160
ضریب بزرگنمایی	Aj =	1.00
بار مرده و کل سربار(کیلوگرم بر متر مربع)	Wp =	758
نیروی قایم زلزله (کیلوگرم بر متر مربع)	Fv =	136

مقدار ضریب زلزله در جهت Y

C_Y= 0.165

۳-۶-۶ – نیروی قائم ناشی از زلزله

مقدار نیروی قائم از رابطه زیر بدســت می‌آید. در مورد بالکن ها و پیش آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = 0.6AIW_P$$

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برش پایه منظور شده اند.

Wp : در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد ســایر بندها بار مرده به اضــافه کل ســربار است. نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست. نیروهای قائم و افقی زلزله باید **همزمان** با بارهای مرده و زنده ترکیب شــده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

$$F_V = 0.6AIW = 0.6\times0.30\times1.2\times W_P = 0.216W_P$$

که در بالا W_P بار مرده می‌باشد.

جهت اعمال بار قائم، یک نوع بار قائم معرفی شــده اســت (Ez) و براســاس 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.

۴– مشخصات مصالح مصرفی

مشخصات طراحی(بتن)		مشخصات تحلیل (بتن)	
مقدار مشخصه	نام مشخصه	مقدار مشخصه	نام مشخصه
$Kg/cm^2$4000	تنش تسلیم ، F_y	$Kg/m^3$255	جرم واحد حجم،M
Kg/cm^2	مقاومت فشاری بتن،f'_c	$Kgf/m^3$2500	وزن واحد حجم، W
$Kg/cm^2$3000	تنش جاری شـــدن آر ماتور عرضی	Kg/cm^2	مدول الاستیسیته بتن، Ec
		$Kg/cm^2$91175	مدول برشی بتن،Gc
		0.15	ضریب پواسون بتن، ϑ

مشخصات طراحی(فولاد)		مشخصات تحلیل (فولاد)	
مقدار مشخصه	نام مشخصه	مقدار مشخصه	نام مشخصه
۲۴۰۰ Kg/cm^2	تنش تسلیم ،st37-F_y	۸۰۰ Kg/m^3	جرم واحد حجم،M
۳۷۰۰ Kg/cm^2	تنش نهایی ،st37-F_u	۷۸۵۰ Kgf/m^3	وزن واحد حجم، W
۳۶۰۰ Kg/cm^2	تنش تسلیم ،st52-F_y	۲۱۰۰۰۰۰۰ Kg/cm^2	مدول الاستیسیته فولاد، Es
۵۲۰۰ Kg/cm^2	تنش نهایی ،st52-F_u	۰/۳	ضریب پواسون بتن، ϑ

۵– کنترل ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰

۵–۱– حداقل درزانقطاع

بر اساس ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ در ساختمان های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد

بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰:
در ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان های بیشتر از هست طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح در طبقه(با در نظر گرفتن اثر P-Δ) 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 از ساختمان با زمین مجاور باید برابر ۷۰ درصد مقدار تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح در آن طبقه از ساختمان در نظر گرفته شود.

تغییر مکان جانبی واقعی طبقه با استفاده از تحلیل خطی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ با تقریب خوبی با رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu}$$

در این رابطه:

Δ_M= تغییر مکان جانبی واقعی طبقه
c_d= ضریب بزرگنمایی مطابق آیین نامه ۲۸۰۰
Δ_{eu}=تغییر مکان جانبی طبقه زیر اثر زلزله طرح
در این پروژه $c_d = 4.5$ می باشد.

مقدار درز انقطاع از مرز مشترک دو ساختمان مجاور با ضرب کردن عدد بزرگنمایی و ضریب ۰/۷، مطابق جدول زیر به دست می آیند که به صورت طبقه ای ارائه شده است.

جدول- مقادیر درز انقطاع از مرز مشترک دو ساختمان مجاور در دو جهت عمود بر هم

Story	X Direction	Y Direction
7	11.6	28.8
6	9.4	23.9
5	7.3	19.1
4	5.0	13.5
3	3.1	8.5
2	1.6	4.3
1	0.6	1.4

۵-۲- آنالیزساختمان دردوجهت متعامد

مطابق ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ این سازه با توجه به نامنظمی سیستم های غیر موازی و تلاقی سیستم های باربر جانبی عمود برهم، بایستی در دوجهت عمود بر هم آنالیز شده و نتایج آنها با یکدیگر ترکیب شوند. در این سازه اثر جهت دوم به کمک ترکیب ۳۰ درصد زلزله متعامد لحاظ شده است.

۵-۳- انتخاب نوع تحلیل سازه(استاتیکی یا دینامیکی)

با توجه به مفاد آیین نامه، سازه های دارای ارتفاع بیش از ۵۰ متر بایستی تحلیل دینامیکی شوند. در این پروژه تحلیل طیفی بر اساس طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع III در نظر گرفته شده است.

۵–۴– درصد مشارکت بارزنده وبار برف درمحاسبه جانبی زلزله

درصد مشارکت بار زنده و برف بر اساس آیین نامه لحاظ شده است. بدین ترتیب درصد مشارکت بارزنده فروشگاهها برابر ۲۰ درصد است.

۵–۵– برون مرکزی اتفاقی درهرطبقه

با توجه به اینکه ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی نشده است، درصد برون مرکزی اتفاقی برابر ۵ درصد در تمامی طبقات لحاظ شده است . نیازی به ضریب افزایشی نیست.

۵–۶– تغییرمکان جانبی نسبی طبقات

تغییر مکان جانبی واقعی طبقه با استفاده از تحلیل خطی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ با تقریب خوبی با رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{eu}$$

در این رابطه:

Δ_M= تغییر مکان جانبی واقعی طبقه

c_d= ضریب بزرگنمایی مطابق جدول ۳-۴ آیین نامه ۲۸۰۰

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

در این پروژه $c_d = 4.5$ می باشد.

مقدار Δ_M که با احتساب اثر P-Δ به دست می آید نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

- در ساختمان های تا ۵ طبقه : $\Delta_a = 0.025h$
- در ساختمان های بیش از ۵ طبقه : $\Delta_a = 0.020h$

با احتساب مقدار ضریب بزرگنمایی مقدار دریفت در طبقات نباید بیش از مقدار زیر باشد:

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{eu} < .02h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{5} (= .004)$$

مطابق بند ۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی طبقات، می توان محدودیت تبصره بند ۳-۳-۱ را نادیده گرفت. با در نظر گرفتن این موضوع، زلزله Ey دستخوش تغییر خواهد شد:

$$Ty, Drift = T_y = 1.635 Sec$$

ضریب زلزله برابر است با:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad C_{min} = 0.12AI = 0.0432$$

۵–۷– هم پایه کردن برش پایه دینامیکی و استاتیکی

با عنایت به عدم وجود نامنظمی پیچشی در تمامی حالات مورد بررسی برش پایه دینامیکی با ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی هم پایه شده اند.

۵–۸– کنترل زلزله سطح بهره برداری

با توجه به مفاد آیین نامه ۲۸۰۰ جهت کنترل زلزله سطح بهره برداری، فایلی با شرایط زیر تهیه شده است:

-ضریب زلزله به صورت $C = \frac{ABI}{5}$ اعمال شده است.

-ضرایب کاهش مقاومت اعمال نشده اند.

-ترکیبات بارگذاری در سطح بهره برداری بدون اعمال ضریب در نظر گرفته شده اند.

۶– محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن موثر لرزه ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن موثر لرزه ای اضافه می شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

با توجه به مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه ای برای روش ضرایب بار و مقاومت، ضریب کاهش مقاومت برای واژگونی برابر با ۰٫۶۵در نظر گرفته می شود. بر این اساس به منظور جوابگویی ساختمان در برابر واژگونی، رابطه $\emptyset M_r \geq M_o$ باید برقرار باشد.

$\emptyset$: ضریب کاهش مقاومت

M_r : مجموع لنگر مقاوم ساختمان

M_O : مجموع لنگر واژگونی ساختمان

برای محاسبه لنگر مقاوم نیاز به مرکز جرم تجمعی سازه می باشد. در جدول زیر نحوه محاسبه مختصات مرکز جرم تجمعی نشان داده شده است. این نقطه جهت محاسبه لنگر واژگونی مورد نیاز است. برای محاسبه مرکز جرم تجمعی از رابطه اساسی مرکز جرم استفاده شده است.

$$, y_{cm} = \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i} \quad x_{cm} = \frac{\sum W_i x_i}{\sum W_i}$$

	ممان مقاوم	ممان محرک
فونداسیون	4026.6	-
ROOF	741.7	1068.2
STORY5	1621.8	1665.7
STORY4	1234.4	850.4
STORY3	1518.0	632.7
STORY2	1446.6	320.7
STORY1	1546.8	137.1
G-F	1808.1	34.6
جمع	13944.1	4709.4
مقدار با اعمال ضریب کاهش مقاومت	9063.6	4709.4
نتیجه	OK	

۷– حالتهای بارگذاری و ترکیب بار در ETABS

حالت ها و عناوین بارها به قرار زیر است :

ردیف	نوع بار	نام بار
۱	مرده	DEAD
۲	زنده	LIVE
۳	زلزله جهت طولی	EX
۴	زلزله جهت با پیچش مثبت طولی	EXP
۵	زلزله جهت با پیچش منفی طولی	EXN
۶	زلزله جهت عرضی	EY
۷	زلزله جهت طولی با پیچش مثبت عرضی	EYP
۸	زلزله جهت عرضی با پیچش منفی عرضی	EYN
۹	خرپشته	WALL
۱۰	برف	SNOW

۱۱	طیف طرح جهت طولی	SPECX
۱۲	طیف طرح جهت عرضی	SPECY

۸- طراحی پی ساختمان

با استفاده از نرم افزار SAFE این طراحی صورت گرفته است.

مفروضات:

بر اساس روش طراحی پی یک جسم الاستیک و نشست‌های زیر المان خاک غیر یکنواخت فرض می‌گردند نشست در وسط بیشتر از کنارین است و این در حالی‌است که نرم افزار SAFE پی را به صورت جسم الاستیک مدل می‌کند و جابجایی در کنارین بیشتر از وسط می‌باشد (علت این امر استفاده از یک مدول بستر ثابت است.) لذا برای کنترل تنش زیر المان خاک باید بیشترین مساحتی که تنش استاندارد رعایت شده است ملاک کار قرار گیرد.نتایج آنالیز و طراحی سازه در ادامه آورده شده است.

ظرفیت باربری مجاز برای پی گسترده با توجه به ابعاد (ضرایب شکل) برابر ۰/۸ کیلوگرم بر سانتی متر مربع برآورد شده است .

کنترل برش پانچینگ در فونداسیون:

بر اساس مبحث ۹ مقدار Vc برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه زیر می باشد:

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_0 d$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1\right) v_c b_0 d$$

$$V_{c3} = 2 v_c b_0 d$$

$$v_c = 0.63 \phi \sqrt{f_c} = 0.63 \times 0.6 \times \sqrt{210} = 5.47 kg/cm^2$$

$$V_u = 1.25 Dead + 1.5 Live$$

کنترل ستون point 3 :

$$P_u = Dead + 1.2 Live + 1.2 E = 400.07 + 1.2 \times 38.06 + 1.2 \times 486.55 = 1029.6 kn$$

$$\beta_c = 1, \alpha_s = 15, b_0 = 266 cm, f_c = 210 kg/cm^2, d = 58 cm$$

$$V_c = \min\{1.1,1.2,1.4\} = 1.1ton$$
$$= 0.667mpa\ \frac{P_u \times 1000}{b_0 \times d}\ V_u =$$
$$=> V_c > Vu => ok$$

۹– طراحی دستی

۹–۱– طراحی ستون

و تعیین مقادیر فولادهای مقاطع در طبقات مختلف و طراحی نقاط هم پوشانی:

مقادیر بارهای نهایی ستونها با استفاده از جداول حاصله برای حالت بحرانی و با توجه به نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگرخمشی ستون تعیین شده اند. و در موارد لازم تشدید لنگر برای ستونهای لاغر اعمال شده است. طراحی بر مبنای آیین نامهٔ بتن ایران انجام گرفته است.

بعلت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی در حول هر دو محور x و y ستونها در حالت خمش دو محوره(Biaxial Bending) می باشند. در این حالت چون امکان طرح مستقیم سطح مقطع میلگردها وجود ندارد, لذا آرایش و سطح مقطع میلگردها برای یک لنگر تک محوره معادل(M_{equ}) طراحی شده و سپس برای ترکیبات مختلف خمش دو محوره کنترل شده است. برای این چنین ستونهایی میلگردها بطور یکنواخت در محیط مقطع توزیع شده اند. بعنوان مثال برای طراحی ستون C10 واقع در طبقهٔ اول گامهای زیر را طی می کنیم:

گام اول: با توجه به جداول بارهای نهایی ستونها و ترکیبات بار بحرانی comb11 برای ستون C10 بترتیب زیر محاسبه شده اند.

N_U= -1647 KN

M_{Ux}= 10.7 KN.m

M_{Uy}= 312 KN.m

VU= -147KN

گام دوم: کنترل ابعاد مقطع بر اساس آیین نامه:

عرض مقطع نباید کمتر از 0.3 بعد دیگر آن و 250 mm باشد.√

نسبت عرض به طول آزاد ستون نباید کمتر از 1/25 باشد. √

$\frac{500}{3100}$ =0.16 > 0.04

گام سوم: طراحی میلگرد طولی

با توجه به بحث های فوق تلاشهای نهایی طراحی برای این ستون مساوی زیر خواهد شد:

M_{Ux}= 10.7 KN.m

M_{Uy}= 312 KN.m

$\frac{M_{Ux}}{M_{Uy}} = \frac{10.7}{312} = 0.03 \leq \frac{b}{h}$ ➔ $M_{ueqx} = M_{Uy} + 0.55\, M_{Ux}$ = 318 KN.m

پس طراحی را برای لنگر M_{Ueqx}=318 KN.m انجام می دهیم.

با توجه به ملایم بودن شرایط مقدار پوشش برابر با 40 میلیمتر کفایت می کند. در اینجا 60 در نظر گرفته شده است و چون بعد ستون برابر 500میلیمتر است پس:

$$\gamma = \frac{h - d - d'}{h} = \frac{500 - 60 - 60}{500} = 0.76$$

$$m = \frac{\varphi_s f_y}{0.85\, \varphi_c\, f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$\frac{N_U}{\varphi_c\, f_c bh} = \frac{1647 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 500 \times 500} = 0.366$$

$$\frac{M_U}{\varphi_c\, f_c bh^2} = \frac{318 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 500 \times 500^2} = 0.141$$

با توجه به مقادیر فوق و نمودارهای اندرکنش طراحی برای ستون ها $m\rho$=0.25 می باشد در نتیجه ρ=1.1

با توجه به شرایط لازم برای شکل پذیری بالا ρ_{min}=0.8%, ρ_{max}=8% می باشد . پس درصد فولاد مناسب می باشد.

ρ=1.1%

$A_{st}=\rho \times A_g = 0.011 \times 500 \times 500 = 2750 mm^2$

با در نظر گرفتن14آرماتور در مقطع ستون

14 Φ16 → A_{st}=2814 mm^2

کنترل N_{rmax}

$N_{rmax}=0.8[0.85\Phi_c f_c bh + A_{st}(\Phi_s f_y - 0.85\Phi_c f_c)] = 0.8 \times [0.85 \times 0.6 \times 30 \times 500 \times 500 + 2814 \times (0.85 \times 400 - 0.85 \times 0.6 \times 30)] =$

3790 KN > 1647 KN O.K.

در نتیجه ابعاد مقطع برای برای تحمل بار محوری 1647 KN کفایت می کند.

$e_{min} = 15 + 0.03\ h = 30$

$m\rho = (400 \times 12 \times \pi \times 9^2) / (0.6 \times 30 \times 500^2) = 0.25$

$$e_y = \frac{M_{Ux}}{N_U} = \frac{10.7 \times 10^3}{1647} = 6.5 < emin \rightarrow e_y = 30$$

$$e_x = \frac{M_{Uy}}{N_U} = \frac{318 \times 10^3}{1647} = 193 > emin$$

$$\gamma = 0.76$$

گام چهارم: کنترل آرماتور طولی طراحی شده برای خمش دومحوره:

$$\frac{e_y}{h} = \frac{30}{500} = 0.06$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{193}{500} = 0.39$$

در نتیجه با استفاده از نمودارهای طراحی داریم:

$$\frac{N_{rxo}}{\varphi_c f_c bh} = 0.92 \rightarrow N_{rxo} = 0.92 \times 0.6 \times 30 \times 500 \times 500 = 4140KN$$

$$\frac{N_{ryo}}{\varphi_c f_c bh} = 0.42 \rightarrow N_{ryo} = 0.42 \times 0.6 \times 30 \times 500 \times 500 = 1890KN$$

$N_{ro} = 0.85\Phi_c f_c \times (A_g - A_{st}) + A_s \Phi_s f_y = 0.85 \times 0.6 \times 30 \times (500 \times 500 - 2814) + 2814 \times 0.85 \times 400 = 4738KN$

و چون $N_U > 0.1\Phi_c f_c bh = 0.1 \times 0.6 \times 30 \times 500 \times 500 = 450$ KN پس طبق نتایج برسلر خمش دو محوره روی سطح شکست S_2 کنترل می شود:

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{ryo}} + \frac{1}{N_{rxo}} - \frac{1}{N_{ro}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{1890} + \frac{1}{4140} - \frac{1}{4738} \rightarrow N_r = 1788 > 1647 \text{ KN}$$

مشاهده می شود که مقطع رضایت بخش است، در نتیجه برای این ستونها میلگردهای طولی 14Φ16 کفایت می کند. با توجه به پوشش 60 میلیمتر فرض شده، فاصله میلگردهای طولی برابر با 25 میلیمتر محاسبه می شود که قابل قبول است.

تعداد میلگردهای طولی در هر ستون برابر با 20 می باشد که در نتیجه تعداد حداقل میلگرد طولی در ستونهای مستطیلی رعایت شده است.

گام پنجم: طراحی خاموت ها

بعلت مربعی بودن سطح مقطع ستون، از خاموتهای موازی استفاده می شود که نقش آنها نگه داشتن میلگردهای طولی ستونها در جای خود و تامین تکیه گاه جانبی به منظور کوتاه کردن طول آزاد این میلگردها بکار گرفته می شوند. این خاموت ها هیچگونه مشارکتی در مقاومت نهایی یک مقطع ندارند و وظیفه آنها فقط تامین پایداری میلگردهای طولی می باشد.

مطابق مقررات آئین نامه بتن ایران، قطر حداقل خاموتها 1/3 قطر برای میلگردهای طولی نمره 30 و کمتر و قطر حداقل 10 میلیمتر برای میلگردهای طولی نمره بالاتر، می باشد. قطر خاموتها در هر حال نباید از 6 میلیمتر کمتر باشد. و همچنین آئین نامه بتن ایران مقرر می دارد که فاصلهٔ بین خاموتها نباید از 16 برابر قطر کوچک ترین میلگرد طولی، 48 برابر قطر خاموت، کوچکترین ضلع مقطع ستون و 300 میلیمتر بزرگتر باشد؛ پس:

$d_b = \max(1/3\times16 , 6) \rightarrow 8 \text{ mm}$

$s = \min(16\times16 , 48\times8 , 500 , 300) = 256 \text{ mm}$

ما در این پروژه فاصله خاموت ها را 200 mm می گیریم.

فاصله خاموتها در دو انتهای ستون در طولی مساوی 1/6 طول ستون یا بزرگترین مقطع ستون و یا 500 میلیمتر(هر کدام که بزرگترند) از نصف مقادیر مقرر شده توسط آیین نامه تجاوز نکند پس:

طول از دو انتهای ستون $= \max(1/6\times3100, 500) = 520 \text{ mm}$

فاصله خاموت ها در فاصله فوق $= 200/2 = 100 \text{ mm}$

پس در طول هایی برابر با 520 میلیمتر از دو انتهای ستون، فاصله خاموتها برابر با 100میلیمتر در نظر گرفته می شود.

گام ششم: طراحی نقاط هم پوشانی

در محلهای هم پوشانی میلگردهای طولی باید به اندازه طول پوششی ادامه داشته باشند, که این طول پوششی برابر با حداکثر مقدار 1.3 برابر طول گیرایی میلگرد طولی با قطر بزرگتر یا 300میلیمتر یا $0.07f_yd_b$ در نتیجه:

طول گیرایی میلگرد طولی با قطر بزرگتر:

$d_b=16\ mm < 25\ mm \rightarrow f_{bd}=f_{bm}=0.65\sqrt{f_c}=0.65\times\sqrt{30}=3.56\ N/mm^2$

بعلت پوشش بتنی بیشتر از قطر میلگرد طولی و فاصله مرکز به مرکز میلگردها بیشتر از 3 برابر قطر میلگرد طولی، $\lambda_1=1.0$، و چون فاصله مرکز به مرکز میلگردها بزرگتر از 5 برابر قطر میلگرد طولی و فاصله میلگرد انتهایی از لبه قطعه بزرگتر از 2.5 برابر قطر میلگرد طولی می باشد، در نتیجه $\lambda_2=1.25$ می باشد.

$f_b=\min(\lambda_1\lambda_2 f_{bd}\ ,\ f_{bm})=\min(1.0\times1.25\times3.56\ ,\ 3.56)=3.56$

$$I_{db}=\frac{d_b f_y}{4f_y}\geq 300\ mm\ \rightarrow I_{db}=\frac{16\times400}{4\times3.56}=450\geq300\ \rightarrow\ I_{db}=450\ mm$$

چون بیش از 300میلیمتر بتن تازه زیر میلگردهای فوقانی وجود دارد، $K_1=1.3$ ، و بدلیل عدم استفاده از اپوکسی برای پوشش میلگردها $K_2=1.2$ و چون سازه با شکل پذیری زیاد است $K_3=1.0$ در نتیجه:

$l_d=K_1K_2K_3l_{db}=1.3\times1.2\times1.0\times450=702mm \rightarrow 1.3l_d=1.3\times772=913\ mm$

طول پوششی$=\max(1.3l_d\ ;\ 300\ ;\ 0.07f_yd_b)=\max(913;\ 300;\ 616)=913\ mm$

در نتیجه برای این ستون به اندازه 0.95 متر طول پوششی منظور می شود.

آرایش میلگردها و خاموتها در مقاطع ستونهای مختلف در طبقه و اتصال و تبدیل ستونها با ابعاد مختلف و خاموت گذاری ستونها در طول ستون و نقاط بحرانی در نقشه های اجرائی پروژه آورده شده است.

۹-۲- طراحی تیر

تعیین مقادیر فولاد در مقاطع بحرانی و تعیین نقاط قطع فولاد

بمنظور تسهیل در امر طراحی و ساخت و آرماتورگذاری تیرها, فولادگذاری تیرها برای 3 تیپ در هر طبقه طراحی شده است. با استفاده از منحنی های پوش تیرها مقادیر نهایی حداکثر برش, لنگر پیچشی, لنگر مثبت

وسط دهانه و لنگر منفی تکیه گاهی برای هر یک از تیپ های فوق بدست آمده است و طراحی براساس آنها صورت گرفته است.

طراحی بر مبنای حالت حدی نهایی براساس آیین نامه بتن ایران انجام گرفته است. همانطور که در ادامه ملاحظه خواهد شد بعلت ابعاد بزرگ تیر، در هیچ مقطعی نیازی به آرماتور فشاری نخواهد بود. آرماتورهای برشی نه تنها مقاومت برشی را از طریق انتقال مستقیم نیروی برشی افزایش می بخشند، بلکه با بهبود عمل قفل و بست بین دانه ای و عمل شاخه ای فولادهای طولی اصل باعث ازدیاد مقاومت برشی می شوند. بعلاوه این گونه میلگردها سبب یکپارچگی ناحیه فشاری بتن و همچنین بهبود شکل پذیری تیر بوسیله جلوگیری از گسترش ترک های قطری می گردند. در نتیجه از خرابی های ناگهانی جلوگیری کرده و ایجاد آگاهی قبل از خرابی می نمایند. طبق آئین نامه بتن ایران، کلیه مقاطعی که در فاصله ای کمتر از d از بر داخلی تکیه گاه قرار دارند، می توان برای تلاش برشی V_u که در مقطعی به فاصله d وجود دارد، طراحی کرد.

طراحی تیر تیپ 1

برای طراحی تیرهای تیپ 1 واقع در طبقه اول تحت بحرانی ترین بارگذاری comb20وcomb21 و تیر B26 داریم:

گام اول: تعیین تلاشهای نهایی حداکثر:

M_U^+=185 KN.m(لنگر مثبت تکیه گاهی)

M_U^- =-216 KN.m(لنگر منفی تکیه گاهی)

V_U=-140 KN(نیروی برشی نهایی در تکیه گاه)

T_U=-0.314 KN.m(لنگر پیچشی نهایی در تکیه گاه)

گام دوم:طراحی آرماتورهای طولی خمشی تکیه گاه

$$\rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y}\frac{600}{600 + \varphi_s f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400}\frac{600}{600 + 0.85 \times 400} = 0.024$$

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

$A_{s\,(max)} = \rho_b bd = 0.024 \times 400 \times 440 = 4224\ mm^2$

$$a = \frac{A_{s\,(max).(\varphi_s f_y)}}{0.85b\ \varphi_c f_c} = \frac{4224 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 400\ \times 0.6 \times 30} = 235mm$$

$M_r = A_{s\,(max)}.\ \varphi_s f_y\ (d - 0.5a) = 4224 \times 0.85 \times 400 \times (440 - 0.5 \times 235) = 463.16\ KN.m$

ملاحظه می شود که $M_r > M_u$ پس به فولاد فشاری نیاز نمی باشد. پس فولاد کششی را طراحی می کنیم.

$$A_s = \frac{0.85\ f_{cd} bd}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\ f_{cd} bd^2}}\right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 400 \times 440}{0.85 \times 400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 216 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 400 \times 440^2}}\right]$$

$$= 1607mm$$

Use 3Ø22 & 2Ø18 ➔ $As = 1649\ mm^2$

کنترل درصد فولاد حداقل و حداکثر

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1649}{400 \times 440} = 0.0093$$

$\rho_{max=0.024}$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$

ملاحظه می شود که مقدار درصد فولاد قابل قبول بوده و $A_s = 1649mm^2$ بعنوان میلگرد طولی منفی در نظر گرفته می شود.

گام سوم: طراحی برشی و پیچشی

مقادیر V_U و T_U در مقاطع بحرانی که همان بفاصله d از بر ستون یا برستون برای تیرهای کناری محاسبه می شوند. چون مقدار نیروی محوری در تیرها خیلی ناچیز است مقدار آن برابر صفر فرض شده و از اثر کاهشی آن بر مقاومت برشی بتن صرفنظر شده است.بنابراین داریم:

$$V_c = 0.2\varphi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 400 \times 440 = 115.68 \text{ KN}$$

چون $V_U > V_c$, پس احتیاج به آرماتور برشی محاسباتی خواهیم داشت:

$$V_s = V_u - V_c = 140 - 115.68 = 24.32 \text{ KN}$$

ملاحظه می شود که $V_s < 4V_c = 462.72KN$ است، پس ابعاد مقطع کفایت می کند. با داشتن V_s می توان سطح مقطع خاموتهای قائم را از رابطهٔ زیر محاسبه کرد. با توجه به اینکه $V_s < 0.4\Phi_c\sqrt{f_c}b_w d = 231KN$ می باشد:

$$s_{max} = \min(600, d/2) = \min(600, 220) = 220mm$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{Vs}{\varphi_s f_y . d} = \frac{24.32 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 440} = 0.163$$

کنترل فولاد برشی حداقل:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 > 0.163 \rightarrow \frac{A_v}{s} = 0.35$$

ملاحظه می شود که فولاد برشی محاسباتی از مقدار حداقل آن کمتر است. لذا مقدار آن را برابر میزان حداقل در نظر میگیریم.

کنترل برای طراحی پیچش:

$$T_{cr} = 0.4\varphi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)$$

$$A_C = b \times h$$

$$p_C = 2(b+h)$$

$$\rightarrow T_{cr} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(400 \times 500)^2}{2 \times (400+500)}\right) = 29.21\ KN.m$$

$$T_u = 0.314 \text{ KN.m} < 0.25\ T_{cr} = 7.3$$

چون $T_U < 0.25T_{cr}$, پس طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

در نتیجه مقدار خاموت لازم با فرض s=200mm برابر خواهد بود با:

$A_v = 0.35\times200=70\ mm^2$

از خاموت Φ10 بفواصل 200 میلیمتر در مقاطع بحرانی این تیر استفاده می کنیم.

useØ10 ➔ $2(\pi\times10^2)/4=157 > 70\ \surd$

در ناحیه بحرانی می بایست از خاموت ها در فواصل کمتر استفاده نمود.

ناحیه بحرانی:

(L/2,2h) =min (4200/2, 2*500) =1000mm

فاصله خاموت ها در ناحیه بحرانی:

S <min (h/4, 8d, 24db, 300mm)

S <min (500/4, 8*22 , 24*10, 300) ⇒125mm ➔ Use 100mm

اثر توام برش و پیچش:

$$\frac{V_u}{bd}+\frac{T_u P_h}{Aoh^2} < 0.25\emptyset_c f_c$$

P_h=2(X1+Y1)= 2 (280+380)= 1320mm

$A_{oh}^2 = X_1 Y_1 = 280\times380 = 106400mm^2$

$\frac{140\times10^3}{400\times440}+\frac{0.314\times10^6\times1320}{106400^2}$ = 0.83 < $0.25\emptyset_c f_c$ = 4.5 √

گام چهارم: کنترل ترک خوردگی

$W=13\times10^{-6} f_s \sqrt[3]{dc.A} < 0.35$

fs=0.6× fy =240 , dc=60 , A=2ybw/n=2×60×400/4=12000mm²

$W=13\times10^{-6}\times240\sqrt[3]{60\times12000} = 0.28 < 0.35\surd$

گام پنجم: طراحی آرماتورهای مثبت تکیه گاه

بعلت برعکس شدن جهت لنگر، در این قسمت تار تحتانی به کشش می افتد و باید توسط آرماتورهای سفره تحتانی تقویت شود.

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

باتوجه به ملایم بودن شرایط، مقدار60 میلیمتر بعنوان پوشش در نظر میگیریم، در نتیجه d=440mm خواهد بود.

$$\rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y}\frac{600}{600 + \varphi_s f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400}\ \frac{600}{600 + 0.85 \times 400} = 0.024$$

$A_{s\,(max)} = \rho_b bd = 0.024 \times 400 \times 440 = 4224\ mm^2$

$$a = \frac{A_{s\,(max).(\varphi_s f_y)}}{0.85b\ \varphi_c f_c} = \frac{4224 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 400\ \times 0.6 \times 30} = 235mm$$

$M_r = A_{s\,(max)}.\ \varphi_s f_y\ (d - 0.5a) = 4224 \times 0.85 \times 400 \times (440 - 0.5 \times 235) = 463.16\ KN.m$

ملاحظه می شود که $M_r > M_u$ پس به فولاد فشاری نیاز نمی باشد. پس فولاد کششی را طراحی می کنیم.

$$A_s = \frac{0.85\ f_{cd} bd}{f_{yd}}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\ f_{cd} bd^2}}\right]$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 400 \times 440}{0.85 \times 400}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 185 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 400 \times 440^2}}\right]$$

$$= 1352mm$$

Use 3Ø20 & 2Ø18 ➔ $A_s = 1394\ mm^2$

کنترل درصد فولاد حداقل و حداکثر

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1394}{400 \times 440} = 0.0079$$

$\rho_{max=0.024}$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$\rho_{min} \le \rho \le \rho_{max}$

ملاحظه می شود که مقدار درصد فولاد قابل قبول بوده و $A_s = 1394mm^2$ بعنوان میلگرد طولی منفی در نظر گرفته می شود.

گام ششم: طراحی نقاط هم پوشانی آرماتور Ø22

در محلهای هم پوشانی میلگردهای طولی باید به اندازه طول پوششی ادامه داشته باشند که این طول پوششی برابر با حداکثر مقدار 1.3 برابر طول گیرایی میلگرد طولی با قطر بزرگتر یا 300 میلیمتر یا $0.07f_yd_b$ در نتیجه:

$f_{bm}=0.65\sqrt{f_c}=0.65\times\sqrt{30}=3.56\ N/mm^2$

بعلت پوشش بتنی بیشتر از قطر میلگرد طولی و فاصله مرکز به مرکز میلگردهابیشتر از 3 برابر قطر میلگرد طولی، $\lambda_1=1.0$ و چون فاصلهٔ مرکز به مرکز میلگردها بزرگتر از 5 برابر قطر میلگرد طولی و فاصله میلگرد انتهایی از لبه قطعه بزرگتر از 2.5 برابر قطر میلگرد طولی نمی باشد, و همچنین قطر خاموتها از 12 میلیمتر کمتر است, در نتیجه $\lambda_2=1.0$ می باشد.

$f_b=\min(\lambda_1\lambda_2 f_{bd}, f_{bm})=\min(1.0\times1.0\times3.56, 3.56)=3.56$

$$I_{db}=\frac{d_b f_y}{4f_y}\geq 300\ mm\ \rightarrow I_{db}=\frac{22\times400}{4\times3.56}=618\geq300\ \rightarrow\ I_{db}=618\ mm$$

چون بیش از 300میلیمتر بتن تازه زیر میلگردهای فوقانی وجود دارد, $K_1=1.3$, و بدلیل عدم استفاده از اپوکسی برای پوشش میلگردها $K_2=1.2$ و چون سازه با شکل پذیری زیاد است $K_3=1.0$ در نتیجه:

$l_d=K_1K_2K_3l_{db}=1.3\times1.2\times1.0\times618=964\ mm \rightarrow 1.3l_d=1.3\times964=1250\ mm$

طول پوششی $=\max(1.3l_d;300;0.07f_yd_b)=\max(1250;300;616)=1250\ mm$

در نتیجه برای این تیر به اندازه 1.25 متر طول پوششی منظور می شود.

طراحی نقاط هم پوشانی آرماتور Ø20

$$I_{db}=\frac{d_b f_y}{4f_y}\geq 300\ mm\ \rightarrow I_{db}=\frac{20\times400}{4\times3.56}=562\geq300\ \rightarrow\ I_{db}=562\ mm$$

$l_d=K_1K_2K_3l_{db}=1.3\times1.2\times1.0\times562=877\ mm \rightarrow 1.3l_d=1.3\times877=1140\ mm$

طول پوششی $=\max(1.3l_d;300;0.07f_yd_b)=\max(1140;300;560)=1140\ mm$

در نتیجه برای این ستون به اندازه 1.14 متر طول پوششی منظور می شود

به همین صورت طول همپوشی آرماتورØ18 برابر 1 متر به دست می آید.

۹–۳– طراحی دال تیرچه بلوک

دال طراحی شده پانل $\frac{G-H}{1-2}$ در طبقه اول می باشد . سقف تیرچه بلوک به صورت یک طرفه عمل می کند .

انتخاب ارتفاع اولیه و کنترل ضخامت دال:

طبق آئین نامه بتن ایران (آبا) حداقل ضخامت کل (h) دال های یکطرفه برابر است با $Hmin=L/24$ که در آن "L " دهانه محاسباتی می باشد (البته برای فولاد$S400$) پس داریم :

$H_{min}=\frac{4000}{24}=16.7 < 25$ √

عرض تیرچه 10cm ، فاصله محور به محور تیرچه ها50cm ، 1.85=وزن کف سازی

$Wu=1.25[1.85+(0.05\times24)]+[1.5\times2]=6.81\ kN/m^2$

$6.81\ kN/m$=(عرض

6.81×1(واحد

$=\frac{6.81\times0.4^2}{12}=$ 0.09

$Mu=\frac{WuL^2}{12}$

$fct=Mc/I=\frac{0.09\times10^6\times25}{\frac{1}{12}\times(1000\times50^3)}=0.216$

$Fct=0.6\Phi_c\sqrt{fc}=0.6\times0.6\times\sqrt{30}=1.97\Rightarrow F_{ct}> f_{ct}$√

طراحی تیرچه:

$5.1\ kg/m^2$=وزن کل سقف

$Wu=1.25\times5.1+1.5\times2=9.375\ kN/m^2$

(عرض ×9.375=4.687 kN/m

Wu=0.5(بارگیری

d=250-30=220mm

تعیین لنگرها به وسیله ضرایب آبا

$Mu(-)=\frac{WnLn^2}{11}=\frac{4.687\times3.7^2}{11}=5.83\ k$

در ناحیه لنگر منفی تیرچه به صورت مقطع مستطیل عمل می کند .

بدست آوردن مقدار فولاد مورد نیاز :

$$A_s=\frac{0.85\ f_{cd}bd}{f_{yd}}\left[1-\sqrt{1-\frac{2M_u}{0.85\ f_{cd}bd^2}}\right]$$

$$As=\frac{0.6\times30\times100\times220}{400}[1-\sqrt{1-\frac{2\times5.83\times10^6}{0.85\times0.6\times30\times100\times220^2}}$$

$As(-)=81.28mm^2$

در ناحیه لنگر مثبت داریم :

$Mu(+)=\frac{WnLn^2}{16}=\frac{4.687\times3.7^2}{16}=4.0$

$As(+)=55.14$

$Mr=0.85\Phi_c f_c\times b\times a\times(d-a/2)$

$Mr=0.85\times0.6\times30\times500\times0.5\times(220-25)\times10^6=62.16 >$ Mu√

در نتیجه مقطع ، با داشتن فولاد کششی بمیزان $As=81.28mm^2$ (بدون داشتن فولاد فشاری) قادر به تحمل لنگرهای مثبت و منفی است .

$2Ø10 \Rightarrow$ میلگرد کششی $As=2\times\pi10^2/4=157>81$ √

$Asmin=\rho_{min}\ b.h=0.0018\times100\times250=45<157$√

از یک$Ø14$ در بالای تیرچه استفاده می شود .

کنترل برش :

$Vu=0.575W_nL_n-W_ud$

$Vu-0.575\times4.687\times3.7 - 4.687\times0.22 =8.9$

$Vc=1.1\times0.2\ \Phi_cf_c.b.d=1.1\times0.2\times0.6\times\sqrt{30}\times100\times220 =15.9$ ➔ $Vc > Vu$ √

کنترل نیاز به کلاف عرضی

$LL<350$

$ln = 3.7 < 4 \rightarrow$

نیاز به کلاف عرضی نیست

میلگرد حرارتی

طبق آیین نامه داریم

$\rho_{min} =0.0018$

$Asmin=0.0018\times1000\times400=720$ ➔ Ø14@20