





موسسه آموزش عالی تاناک

پروژه سازهای بتن آرمه

کاری از احمد حق پرست دانشجوی مهندسی عمران

موسسه آموزش عالی تاناک

استاد راهنما: مهندس نیکرو

تابستان ۹۲



احمد حق پرست

پروژه سازه های بتن آرمه

پیشگفتار

در اینجا جا دارد از کلیه مسئولین و بخصوص اساتید عالیقدر این موسسه که برای رساندن ما به این درجه تحصیل از هیچ کوششی دریغ نفرموده اند ، کمال تشکر را دارم.



مقدمه

در این پروژه سعی بر این داشتم که آنچه را تا کنون فرا گرفته ام ، بکار گیرم. از جمله این موارد می توان به مرکز جرم و سختی، کنترل برش پانچ، محاسبه بار باد، کنترل منظم یا غیر منظم ساختمان، توزیع نیروهای برشی و پیچشی در پلان، تحلیل های قاب ها و به طور کامل به صورت دستی اشاره کرد. همچنین در ابتدای هر بخش توضیحاتی در مورد مطالب ارائه شده است.

در ضمن این مورد را هم مدنظر داشته باشید که این پروژه دارای نواقصی منجمله انجام محاسبات و تایپ مطالب خواهد بود.



احمد حق پرست

پروژه سازه های بتن آرمه

صورت پروژه

صورت پروژه سازه های بتن آرمه :

- زمین به ابعاد $۱۱ \times ۳/۹۲۵$
- ۴ طبقه ، تمام مسکونی (با زیر زمین)
- ارتفاع کف تا سقف ۳ متر و ضخامت سقف ۴۰ سانتیمتر
- دیوار و تیغه ها داخلی از آجر مجوف و ملات ماسه سیمان
- سازه کاملاً آموزشی است
- سیستم سازه ای مقاوم در مقابل بارهای قائم و جانبی از نوع صلب
- سقف تیرچه بلوک
- مقاومت ۲۸ روزه بتن ۳۰ نیوتن بر میلیمتر مربع
- تنش جاری شدن آرماتورها ۴۰۰ نیوتن بر میلیمتر مربع
- مقاومت خاک بستر ساختمان ۱/۸ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع





فهرست

فصل اول - بارگذاری	۱
فصل دوم - تحلیل دستی	۶۱
فصل سوم - طراحی ستون	۸۰
فصل چهارم - طراحی تیر	۹۶
فصل پنجم - طراحی پله	۱۲۲
فصل ششم - طراحی سقف	۱۲۷
فصل هفتم - طراحی پی	۱۳۸
فصل هشتم - طراحی با نرم افزار Etabs	۱۴۹
فصل نهم - طراحی پی با نرم افزار Safe	۱۶۴
پلان معماری	۱۷۴



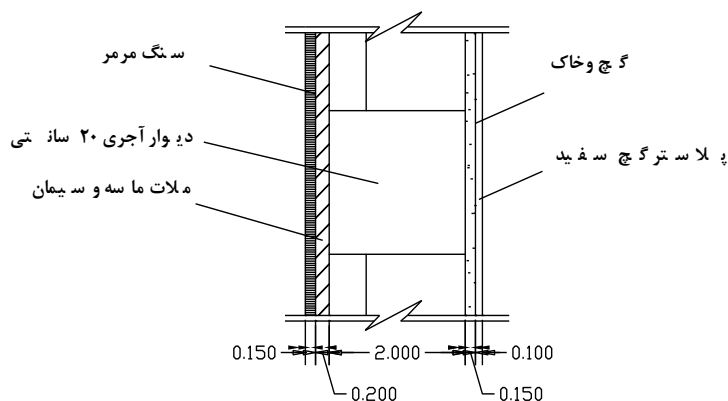
فصل اول

بارگذاری



۱-۱) محاسبه بارهای مرده :

- دیوار خارجی ۲۰ cm یک طرف گچ و یک طرف سنگ :



شکل ۱-۱- جزئیات دیوار خارجی (یک طرف گچ و یک طرف سنگ مرمر)

لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سنگ مرمر	۱۵	kg/m^3	۲۷۰۰	$0.015 \times 2700 = 40.5$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۲۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.2 \times 850 = 170$
گچ و خاک	۱۵	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.015 \times 1600 = 24$
پلاستر گچ سفید	۱۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.01 \times 1300 = 13$
وزن کل دیوار خارجی با نما (سنگ مرمر)				$\sum W_i = ۲۸۹.۵$

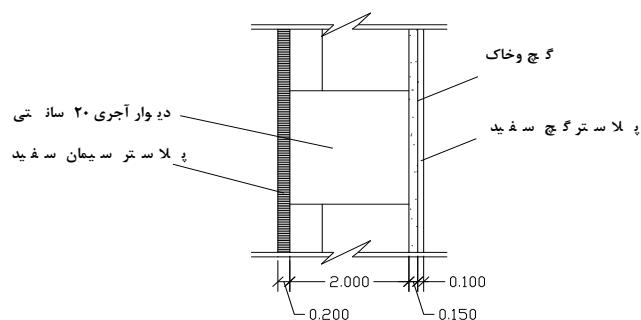
جدول ۱-۱- جرم واحد سطح دیوار خارجی (یک طرف گچ و یک طرف سنگ مرمر)

$$W_i = ۲۸۹.۵$$



$$W_i = 250$$

- دیوار خارجی ۲۰ cm یک طرف گچ یک طرف سیمان سفید :



شکل ۱-۲- جزئیات دیوار خارجی (یک طرف گچ یک طرف سیمان سفید)

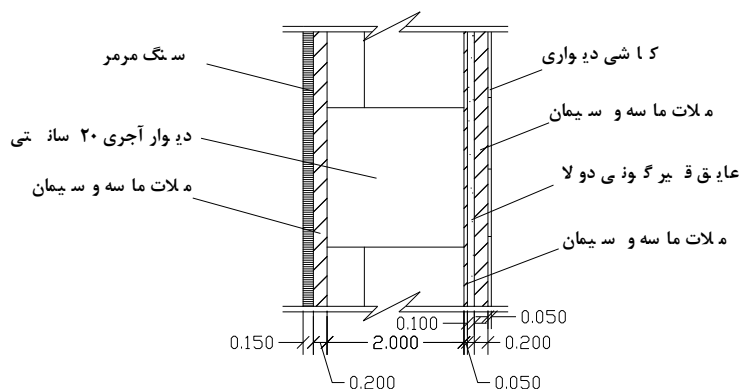
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سیمان سفید	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۲۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.2 \times 850 = 170$
گچ و خاک	۱۵	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.015 \times 1600 = 24$
پلاستر گچ سفید	۱۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.01 \times 1300 = 13$
وزن کل دیوار خارجی (یک طرف گچ یک طرف سیمان سفید)				$\sum W_i = 250$

جدول ۱-۲- جرم واحد سطح دیوار خارجی (یک طرف گچ یک طرف سیمان سفید)



$$W_i = 328.5$$

- دیوار خارجی ۲۰ cm یک طرف سنگ یک طرف کاشی :



شکل ۱-۳- جزئیات دیوار خارجی (یک طرف سنگ یک طرف کاشی)

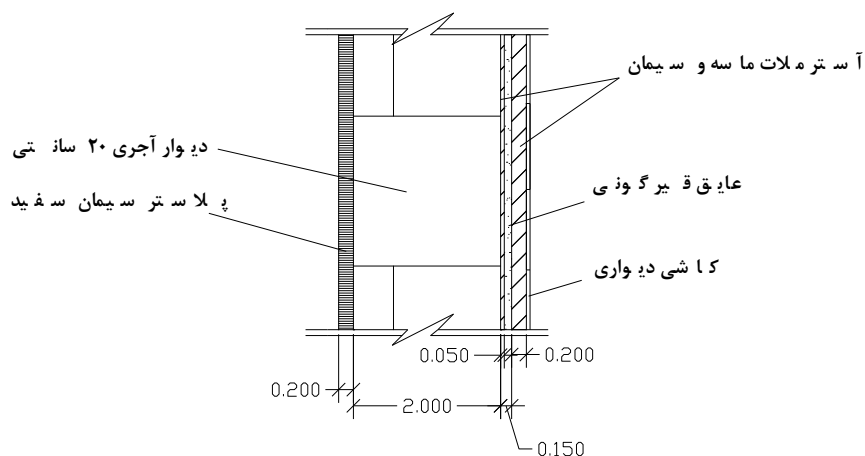
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سنگ مرمر	۱۵	kg/m^3	۲۷۰۰	$0.015 \times 2700 = 40.5$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۲۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.2 \times 850 = 170$
آستر ملات ماسه و سیمان	۵	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.005 \times 2100 = ۱۰.۵$
عایق قیر گونی دولا	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
کاشی دیواری	۵	kg/m^3	۱۷۰۰	$0.005 \times 1700 = ۸.۵$
وزن کل دیوار خارجی (یک طرف سنگ یک طرف کاشی)				$\sum W_i = ۳۲۸.۵$

جدول ۱-۳- جرم واحد سطح دیوار خارجی (یک طرف سنگ یک طرف کاشی)



$$W_i = 288$$

- دیوار خارجی ۲۰ cm یک طرف کاشی و یک طرف سیمان سفید :



شکل ۴-۱- جزئیات دیوار خارجی (یک طرف کاشی و یک طرف سیمان سفید)

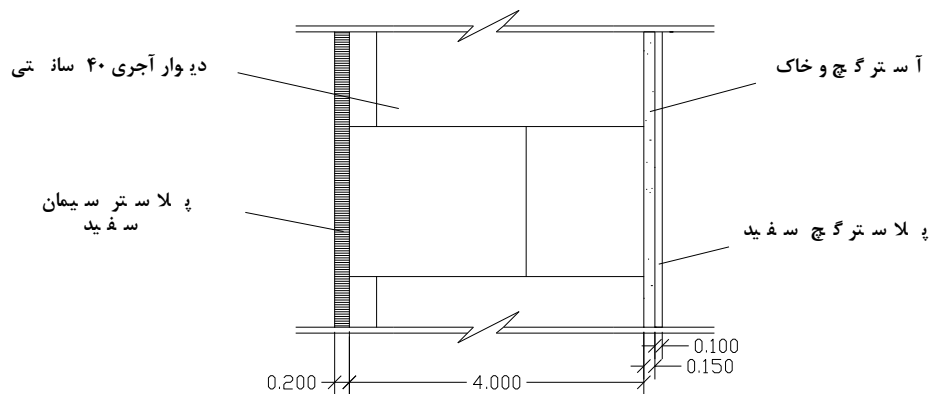
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سیمان سفید	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۲۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.2 \times 850 = 170$
آستر ملات ماسه و سیمان	۵	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.005 \times 2100 = 10.5$
عایق قیرگونی دو لا	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
کاشی دیواری	۵	kg/m^3	۱۷۰۰	$0.005 \times 1700 = 8.5$
وزن کل دیوار خارجی (کاشی - سیمان سفید)				$\sum W_i = 288$

جدول ۴-۱- جرم واحد سطح دیوار خارجی (یک طرف کاشی و یک طرف سیمان سفید)



$$W_i = 419$$

- دیوار خارجی 40 cm یک طرف گچ و یک طرف سیمان سفید :



شکل ۱-۵- جزئیات دیوار خارجی ۴۰ سانتیمتری (یک طرف گچ و یک طرف سیمان سفید)

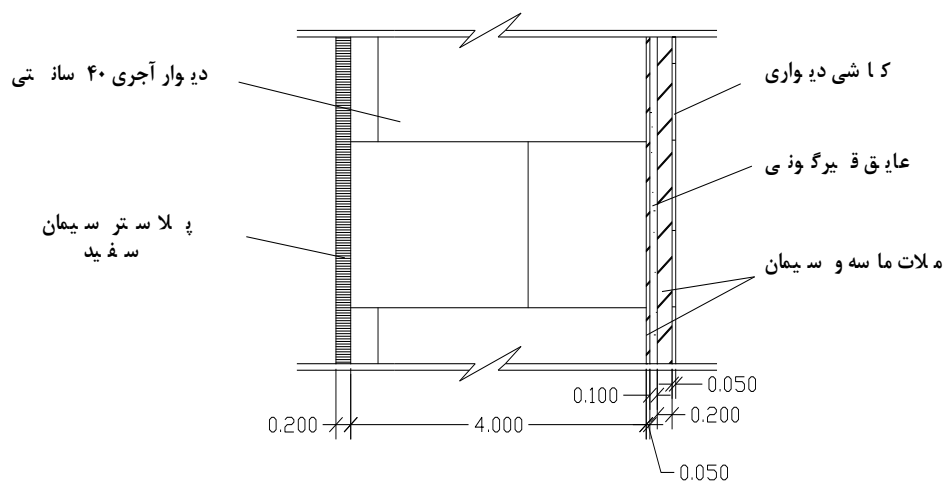
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سیمان سفید	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۴۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.4 \times 850 = ۳۴۰$
گچ و خاک	۱۵	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.015 \times 1600 = 24$
پلاستر گچ سفید	۱۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.01 \times 1300 = 13$
وزن کل دیوار خارجی (یک طرف گچ و یک طرف سیمان سفید)				$\sum W_i = ۴۱۹$

جدول ۱-۵- جرم واحد سطح دیوار خارجی ۴۰ سانتیمتری (یک طرف گچ و یک طرف سیمان سفید)



$$W_i = 458$$

- دیوار خارجی 40 cm یک طرف کاشی و یک طرف سیمان سفید :



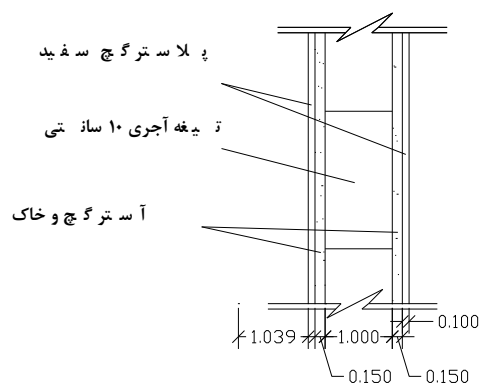
شکل ۱-۶- جزئیات دیوار خارجی ۴۰ سانتیمتری (یک طرف کاشی و یک طرف سیمان)

لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سیمان سفید	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۴۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.4 \times 850 = 340$
آستر ملات ماسه و سیمان	۵	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.005 \times 2100 = 10.5$
عایق قیر گونی دو لا	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
کاشی دیواری	۵	kg/m^3	۱۷۰۰	$0.005 \times 1700 = 8.5$
وزن کل دیوار خارجی (یک طرف سنگ یک طرف سیمان)				$\sum W_i = 458$

جدول ۱-۶- جرم واحد سطح دیوار خارجی ۴۰ سانتیمتری (یک طرف کاشی و یک طرف سیمان)



- تیغه داخلی ۱۰ cm دو طرف گچ :



شکل ۱-۷- جزئیات تیغه داخلی (دو طرف گچ)

لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
پلاستر گچ سفید	۱۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.01 \times 1300 = 13$
گچ و خاک	۱۵	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.015 \times 1600 = 24$
تیغه آجری	۱۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.1 \times 850 = 85$
گچ و خاک	۱۵	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.015 \times 1600 = 24$
پلاستر گچ سفید	۱۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.01 \times 1300 = 13$
وزن کل تیغه داخلی (دو طرف گچ)				$\sum W_i = 159$

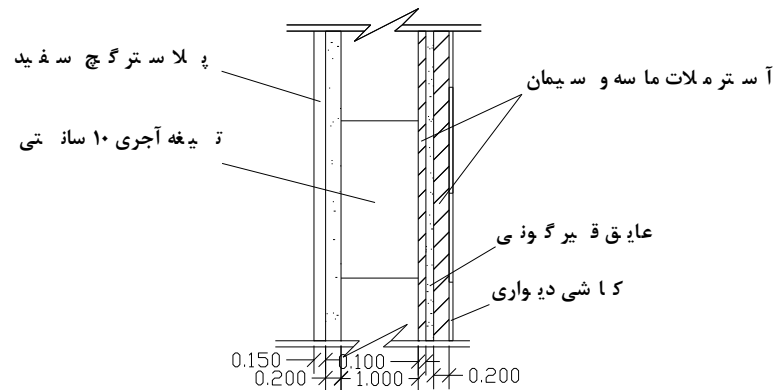
جدول ۱-۷- جرم واحد سطح تیغه داخلی (دو طرف گچ)

$$W_i = 159$$



$$W_i = 223$$

- تیغه داخلی ۱۰ cm یک طرف گچ و یک طرف کاشی :



شکل ۸-۱- جزئیات تیغه داخلی (یک طرف گچ و یک طرف کاشی)

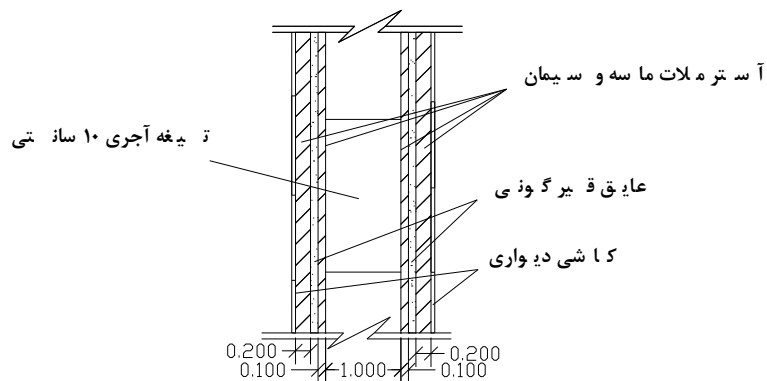
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
پلاستر گچ سفید	۱۵	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.015 \times 1300 = 19.5$
گچ و خاک	۲۰	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.02 \times 1600 = 32$
تیغه آجری	۱۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.1 \times 850 = 85$
آستر ملات ماسه و سیمان	۱۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.01 \times 2100 = 21$
عایق قیر گونی دو لا	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
کاشی دیواری	۵	kg/m^3	۱۷۰۰	$0.005 \times 1700 = 8.5$
وزن کل تیغه داخلی (یک طرف گچ و یک طرف کاشی)				$\sum W_i = 223$

جدول ۸-۱- جرم واحد سطح تیغه داخلی (یک طرف گچ و یک طرف کاشی)



$$W_i = 258$$

- تیغه داخلی ۱۰ cm دو طرف کاشی :



شکل ۹-۱ - جزئیات تیغه داخلی (دو طرف کاشی)

لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
کاشی دیواری	۵	kg/m^3	۱۷۰۰	$0.05 \times 1700 = 8.5$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
عایق قیر گونی دو لا	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
آستر ملات ماسه و سیمان	۱۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.01 \times 2100 = 21$
تیغه آجری	۱۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.1 \times 850 = 85$
آستر ملات ماسه و سیمان	۱۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.01 \times 2100 = 21$
عایق قیر گونی دو لا	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
کاشی دیواری	۵	kg/m^3	۱۷۰۰	$0.05 \times 1700 = 8.5$
وزن کل تیغه داخلی (دو طرف کاشی)				$\sum W_i = 258$

جدول ۹-۱ - جرم واحد سطح تیغه داخلی (دو طرف کاشی)



$$W_i = 120.94$$

بار معادل تیغه بندی :

بار معادل تیغه بندی = (ارتفاع \times طول \times وزن تیغه) / مساحت هر طبقه

$$= 11 \times 3.925 = 43.175 \text{ m}^2 \text{ مساحت هر طبقه}$$

• تیغه دو طرف گچی :

$$\text{وزن تیغه} = 160 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ارتفاع} = 3 \text{ m} \quad \text{طول تیغه} = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{بار معادل} = \frac{1.6 \times 3 \times 160}{43.175} = 17.79 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

• تیغه گچ و کاشی :

$$\text{وزن تیغه} = 223 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ارتفاع} = 3 \text{ m} \quad \text{طول تیغه} = 5.5 \text{ m}$$

$$\text{بار معادل} = \frac{5.5 \times 3 \times 223}{43.175} = 85.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

• تیغه دو طرف کاشی :

$$\text{وزن تیغه} = 258 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{ارتفاع} = 3 \text{ m} \quad \text{طول تیغه} = 1 \text{ m}$$

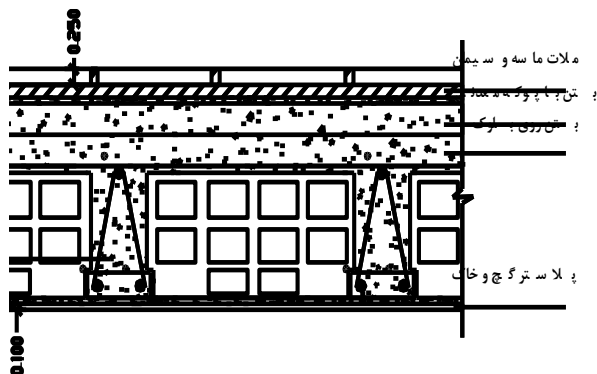
$$\text{بار معادل} = \frac{1 \times 3 \times 258}{43.175} = 17.93 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sum q = 17.79 + 85.22 + 17.93 = 120.94 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.121 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



$$W_i = 527$$

- سقف بام :



شکل ۱-۱۰ - جزئیات سقف بام

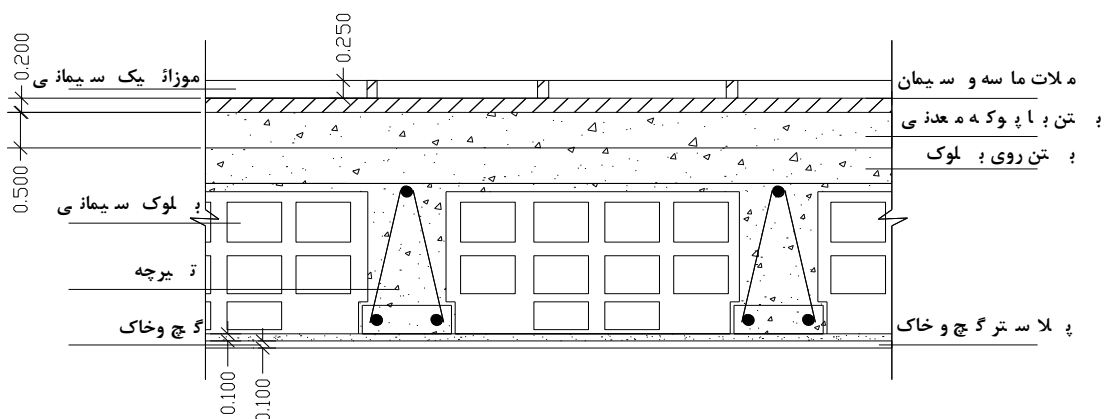
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
موزائیک سیمانی	۲۵	kg/m^3	۲۲۵۰	$0.025 \times 2250 = 56.25$
ملات ماسه و سیمان	2۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
قیر گونی دو لایه	-	kg/m^2	۱۵	۱۵
بتن با پوکه معدنی	۵۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.05 \times 1300 = 65$
بتن روی بلوک	۵۰	kg/m^3	24۰۰	$0.05 \times 2400 = 120$
بلوک سیمانی	-	kg/m^2	-	$8 \times 10 = 80$
گچ و خاک	1۰	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.01 \times 1600 = 16$
پلاستر گچ	۱۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.01 \times 1300 = 13$
تیرچه	-	kg/m^2	-	$2 \times 0.2 \times 0.12 \times 2500 = 120$
جرم واحد سطح سقف بام				$\sum W_i = 527$

*در یک متر مربع دو ردیف تیرچه به عرض ۰.۱۲ و ارتفاع ۰.۲ متر و ۸ عدد بلوک سیمانی به وزن 10kg قرار می گیرد.

جدول ۱-۱۰ - جرم واحد سطح سقف بام


$$W_i = 512.25$$

– سقف طبقات :



شكل ١-١١ - جزئيات سقف طبقات

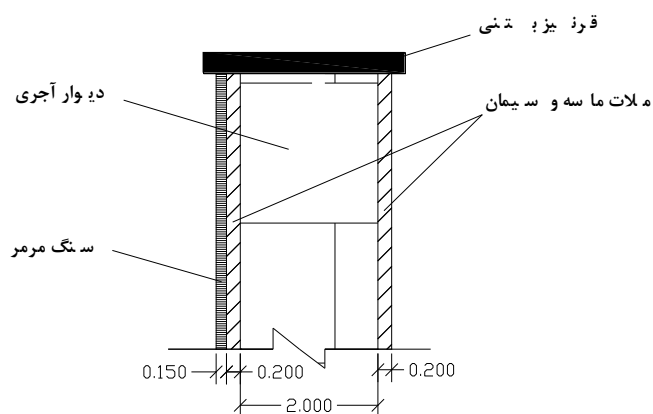
W _i kg/m ²	جرم واحد	واحد	ضخامت (mm)	لایه ها
$0.025 \times 2250 = 56.25$	۲۲۵۰	kg/m ³	۲۵	موزائیک سیمانی
$0.02 \times 2100 = 42$	۲۱۰۰	kg/m ³	2۰	ملات ماسه و سیمان
$0.05 \times 1300 = 65$	۱۳۰۰	kg/m ³	۵۰	بتن با پوکه معدنی
$0.05 \times 2400 = 120$	24۰۰	kg/m ³	۵۰	بتن روی بلوک
$8 \times 10 = 80$	-	kg/m ²	-	بلوک سیمانی
$0.01 \times 1600 = 16$	۱۶۰۰	kg/m ³	1۰	گچ و خاک
$0.01 \times 1300 = 13$	۱۳۰۰	kg/m ³	۱۰	پلاستر گچ
$2 \times 0.2 \times 0.12 \times 2500 = 120$	-	kg/m ²	-	تیرچه
$\sum W_i = ۵۱۲.۲۵$	جرم واحد سطح سقف بام			

جدول ۱-۱۱- جرم واحد سطح سقف طبقات



$$W_i = 357.5$$

- جان پناه :



شکل ۱-۱۲ - جزئیات جان پناه

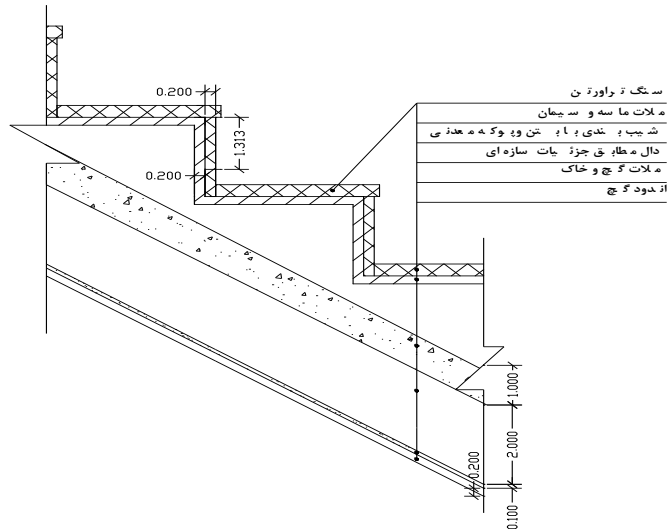
لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
سنگ مرمر	۱۵	kg/m^3	۲۷۰۰	$0.015 \times 2700 = 40.5$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
آجرکاری مجوف	۲۰۰	kg/m^3	۸۵۰	$0.2 \times 850 = 170$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
قرنیز بتنی	۳۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.03 \times 2100 = 63$
وزن کل دیوار خارجی با نما (سنگ مرمر)				$\sum W_i = 357.5$

جدول ۱-۱۲ - جرم واحد سطح جان پناه



$$W_i = 733.6$$

- راه پله



شکل ۱-۱۳ - جزئیات پله

$$A = 20 \text{ cm} \text{ (ارتفاع پله)}$$

$$B = 30 \text{ cm} \text{ (طول هر پله)}$$

$$\alpha = \text{Arc tan} \left(\frac{20}{30} \right) = 33.7 \text{ dig}$$

$$\cos \alpha = \cos 33.7 = 0.83 \quad , \quad \tan \alpha = \tan 33.7 = 0.67$$

t_{ave} : متوسط ضخامت دال شمشیری ، A : ارتفاع هر پله ، B : طول هر پله

فرض می کنیم: $t = 11 \text{ cm}$

$$t_{ave} = \frac{\frac{A \times B}{2} + t \sqrt{A^2 + B^2}}{\sqrt{A^2 + B^2}}$$

$$= \frac{(0.5 \times 0.2 \times 0.3) + (0.14 \sqrt{0.3^2 + 0.2^2})}{\sqrt{0.3^2 + 0.2^2}} = 0.2235 \text{ m}$$

$$\text{وزن شمشیری} = 1 \text{ m} \times t_{ave} \times 2400 = 535.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



لایه ها	ضخامت (mm)	واحد	جرم واحد	W_i kg/m^2
ملات گچ	۲۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.02 \times 1300 = 26$
ملات خاک گچ	۱۰	kg/m^3	۱۶۰۰	$0.01 \times 1600 = 16$
شمشیری	۲۲۳.۵	kg/m^3	۲۴۰۰	$0.223 \times 2400 = 535.7$
شیب بندی با بتن و پوکه	۱۰۰	kg/m^3	۱۳۰۰	$0.1 \times 1300 = 130$
ملات ماسه و سیمان	۲۰	kg/m^3	۲۱۰۰	$0.02 \times 2100 = 42$
سنگ تراورتن روی پله	۳۰	kg/m^3	۲۴۰۰	$0.03 \times 2400 = 72$
سنگ تراورتن زیر پله	۲۰	kg/m^3	۲۴۰۰	$0.02 \times 2400 \times 0.67 = 32.16$
جرم واحد سطح پله			$\sum W_i = 733.56$	

جدول ۱-۱۳- جرم واحد سطح پله

$$\sum W_i = 26 + 16 + 535.2 + 130 = 707.7 \frac{kg}{m^2}$$

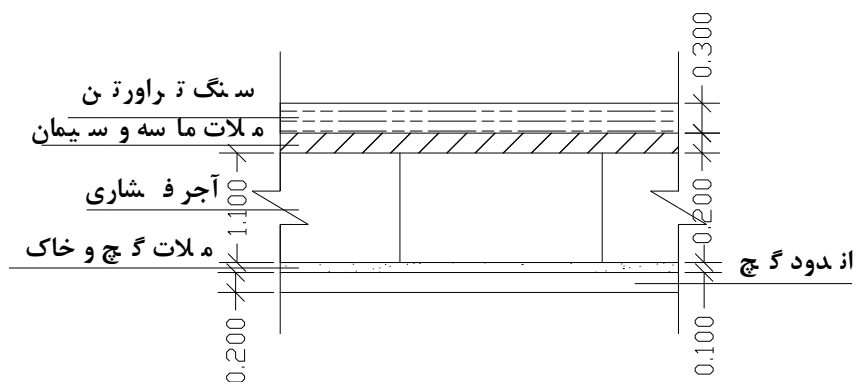
$$\text{جمع در راستای افق} = 707.7 \times 0.83 = 587.4 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sum W_T = 587.4 + 42 + 72 + 32.16 = 733.56 \frac{kg}{m^2}$$

وزن کل در راستای افق



– پاگرد :

$$W_i = 343$$


شکل ۱-۱۴ - جزئیات پاگرد

W _i kg/m ²	جرم واحد	واحد	ضخامت (mm)	لایه ها
$0.02 \times 1300 = 26$	۱۳۰۰	kg/m ³	۲۰	ملات گچ
$0.01 \times 1600 = ۱۶$	۱۶۰۰	kg/m ³	۱۰	ملات خاک گچ
$0.11 \times 1700 = 187$	۱۷۰۰	kg/m ³	۱۱۰	آجر فشاری
$0.02 \times 2100 = 42$	۲۱۰۰	kg/m ³	۲۰	ملات ماسه و سیمان
$0.03 \times 2400 = 72$	۲۴۰۰	kg/m ³	۳۰	سنگ تراورتن
$\sum W_i = ۳۴۳$	جرم واحد سطح پاگرد			

جدول ۱-۱۴- جرم واحد سطح پاگرد



۱-۲) محاسبه بارهای زنده :

با توجه به جدول ۶-۳-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت طبق صفحه ۱۳ مبحث ششم تعیین می گردد .

$$\text{بار زنده بام} = 150 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{بار زنده طبقات} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{بار زنده راه پله} = 350 \frac{kg}{m^2}$$



۳-۱) تعیین وزن ساختمان :

وزن اسکلت ساختمان شامل وزن تیرهای و ستونهای آن می باشد که در زیر نوع و وزن آنها را بدست آورده ایم .

- تعیین وزن ستونها

رابطه ای تقریبی زیر برای بدست آوردن ابعاد ستونها وجود دارد که از آن استفاده می نماییم .

$$B = 200 + 50N \sqrt[3]{\frac{A}{25}} \geq 350mm$$

B : ابعاد ستون بتنی مربع

N : تعداد کفهای بالای ستون مورد نظر

A : سطح بارگیر ستون در یک طبقه بر حسب متر مربع

$N_1 = 4$ ستونهای گوشه

$N_2 = 4$ ستونهای کنار

$$\max \text{ سطح بارگیری} = \frac{(420 + 372.5)}{2} = 3.91m^2$$

$$\max \text{ سطح بارگیری} = \frac{(420 + 430)}{2} \times \frac{392.5}{2} = 8.34m^2$$

N = 5

$$B_1 = 200 + 50 \times 5 \sqrt[3]{\frac{3.91}{25}} = 334.7mm$$

$$B_2 = 200 + 50 \times 5 \sqrt[3]{\frac{8.34}{25}} = 373.39mm$$

ابعاد ستونهای گوشه = $350 \times 350 \text{ mm}$

ابعاد ستونهای کناری = $400 \times 400 \text{ mm}$



- وزن کل ستونهای طبقات و زیر زمین :

$$W = (4 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.4 \times 2500) + (4 \times 0.4 \times 0.4 \times 2500 \times 3.4) = 9.61 \text{ ton}$$

- تعیین وزن تیرها :

ارتفاع تیرها ۱/۱۰ تا ۱/۱۲ دهانه و عرض آنها ۱/۲ تا ۳/۴ ارتفاع می باشد .

۱. تیر A با دهانه ۳.۹۲۵ متری

$$\frac{h}{10} = \frac{3925}{10} = 392.5 \approx 400mm$$

$$b = \frac{3}{4} \times 392.5 = 294 \approx 300mm$$

۲. تیر B با دهانه ۴.۲ متری

$$\frac{h}{10} = \frac{4200}{10} = 420 \approx 450mm$$

$$b = \frac{3}{4} \times 420 = 315 \approx 350mm$$

۳. تیر C با دهانه ۴.۳ متری

$$\frac{h}{10} = \frac{4300}{10} = 430 \approx 450mm$$

$$b = \frac{3}{4} \times 430 = 322.5 \approx 350mm$$

۴. تیر D با دهانه ۲.۳ متری

$$\frac{h}{10} = \frac{2300}{10} = 230 \approx 250mm$$

$$b = \frac{3}{4} \times 230 = 172.5 \approx 200mm$$

بنابراین ۳ تیپ تیر خواهیم داشت :

A ابعاد تیپ : $400 \times 300 \text{ mm}$

B&C ابعاد تیپ : $450 \times 350 \text{ mm}$

D ابعاد تیپ : $250 \times 200 \text{ mm}$



$$W_i = 18.75 \text{ ton}$$

(وزن خرپشته)

$$A \text{ وزن تیر } = 0.4 \times 0.3 \times 2500 \times 3.925 = 1.18 \text{ ton}$$

$$B \text{ وزن تیر } = 0.45 \times 0.35 \times 2500 \times 4.2 = 1.65 \text{ ton}$$

$$C \text{ وزن تیر } = 0.45 \times 0.35 \times 2500 \times 4.3 = 1.69 \text{ ton}$$

$$D \text{ وزن تیر } = 0.25 \times 0.2 \times 2500 \times 2.3 = 0.29 \text{ ton}$$

$$\text{وزن کل تیرها در هر طبقه} = 4A + 2B + 2C + 2D$$

$$\text{وزن کل تیرها در هر طبقه} = (4 \times 1.18) + (2 \times 1.65) + (2 \times 1.69) + (2 \times 0.29) = 11.98 \text{ ton}$$

$$\text{مساحت هر طبقه} = 11 \times 3.925 = 43.175 \text{ m}^2$$

$$\text{وزن واحد سطح تیرها} = \frac{11.98}{43.175} = 0.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- تعیین وزن خرپشته :

$$\text{ارتفاع خرپشته} = 2.8 \text{ m} , \text{ سقف خرپشته} = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{ابعاد خرپشته} = 2.3 \text{ m} \times 3.725$$

$$\text{ابعاد ستونهای گوشه} = 350 \times 350 \text{ mm}$$

$$\text{ابعاد ستونهای کناری} = 400 \times 400 \text{ mm}$$

$$A \text{ ابعاد تیر } = 400 \times 300 \text{ mm}$$

$$B \text{ ابعاد تیر } = 250 \times 200 \text{ mm}$$

در محاسبات زیر ۰.۷ ضریب بازشو و ۰.۲ ضریب کاهش و ۰.۱۵ بار زنده هستند.

$$\text{وزن ستونها} = (2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.8 \times 2500) + (2 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.8 \times 2500) = 3.95 \text{ ton}$$

$$\text{وزن تیرها} = (2 \times 0.4 \times 0.4 \times 2500 \times 3.725) + (2 \times 2.3 \times 2500 \times 3.725) = 2.81 \text{ ton}$$

$$\text{وزن دیوار خارجی نما دار} = 289.5 \times 2.4 \times 3.925 \times 0.7 \times 10^{-3} = 1.91 \text{ ton}$$

$$\text{وزن دیوار خارجی بدون نما} = 250 \times 2.4 \times (2.3 \times 2) \times 10^{-3} = 2.76 \text{ ton}$$

$$\text{وزن تیغه} = 223 \times 3.725 \times 2.4 \times 0.7 \times 10^{-3} = 1.4 \text{ ton}$$

$$\text{وزن بام خرپشته} = 527 \times 3.725 \times 2.3 \times 10^{-3} = 4.52 \text{ ton}$$

$$\text{وزن کل خرپشته} = 3.95 + 2.81 + 1.91 + 2.76 + 1.4 + 4.52 + (0.2 \times 0.15) = 18.75 \text{ ton}$$

این وزن از ۲۵٪ وزن سقف طبقات کمتر است بنابراین نیروی جانبی به آخرین طبقه وارد می شود .



$$W_f = 73.31 \text{ ton}$$

$$W_f = 69.95 \text{ ton}$$

$$W_f = 69.95 \text{ ton}$$

$$W_1 = 82.13 \text{ ton}$$

- تعیین وزن کل ساختمان

$$W_4 = \{ \{ (11 \times 3.72) - (2.3 \times 3.72) \} \times \{ 0.527 + \frac{0.121}{2} + (0.3 \times 0.15) \} \} + \{ 2 \times (11 + 3.72) \times 0.9 \times 0.36 \} \\ + \{ 14.4 \left(\frac{3}{2} + 0.4 \right) \times 0.29 \times 0.7 \} + \{ 13 \times 1.9 \times 0.25 \} + \{ 1 \times 0.7 \times 1.9 \times 0.33 \} + \{ 4.5 \times 1.9 \times 0.288 \} +$$

$$12.25 + \frac{9.61}{2} + 11.98 = 73.31 \text{ ton}$$

$$W_3 = W_2 = \{ \{ (11 \times 3.725) - (2.3 \times 3.725) \} \times \{ 0.512 + 0.121 + (0.3 \times 0.2) \} \} + \{ 14.4 (3 + 0.4) \times 0.29 \times 0.7 \} + \{ 13 \times 3.4 \times 0.25 \} + \{ 1 \times 0.7 \times 3.4 \times 0.33 \} + \{ 4.5 \times 3.4 \times 0.288 \} + 9.61 + 11.98 = 69.95 \text{ ton}$$

$$W_1 = \{ \{ (11 \times 3.72) - (2.3 \times 3.72) \} \times \{ 0.512 + 0.121 + (0.3 \times 0.2) \} \} + \{ 29.45 \times \frac{3.4}{2} \times 0.42 \} + \{ 5.5 \times 0.44 \times \frac{3.4}{2} \} + 9.61 + 11.98 + \{ 14.4 \times 1.7 \times 0.29 \times 0.7 \} + \{ 13 \times 1.7 \times 0.25 \} + \{ 0.7 \times 1 \times 1.7 \times 0.33 \} \\ + \{ 4.5 \times 1.7 \times 0.288 \} = 82.13 \text{ ton}$$

$$W = 73.31 + (2 \times 69.95) + 82.13 = 295.34 \text{ ton}$$

۱ (۴) نیروهای وارد بر ساختمان :

۱-۴-۱ بارهای ناشی از اثر باد :

براین اساس که شهر مورد نظر زاهدان می باشد سرعت مبنای طرح را طبق آئین نامه ۵۱۹ ایران برابر مقدار زیر در

نظر می گیریم .

$$V = 130 \text{ km/hr}$$

$$q = 0.005 V^2 = 0.005 \times 130^2 = 84.5 \text{ dN/m}^2$$

+ محاسبه نیروی باد در جهت طولی y

$$P = C_e \times C_q \times q$$

$$C_e = ?$$

$$H = 18.3 \text{ m}$$

$$\begin{cases} h = 0 - 10 \Rightarrow C_e = 1.6 \\ h = 10 - 20 \Rightarrow C_e = 1.9 \end{cases} \Rightarrow \text{جدول (6-6-2)}$$

طبق بند ۶-۶-۷-۲ می توان C_q را به شرح زیر بدست آورد .



در ساختمانهایی با ارتفاع بین ۱۲ و ۶۰ متر

$$C_q = 1.4 \text{ دیوار رو به باد}$$

$$C_q = 0 \text{ دیوار پشت به باد}$$

$$C_q = 0.7 \text{ بام}$$

$$H = 15.2 \text{ m}$$

$$F = P \times A$$

$$P_1 = 1.4 \times 1.6 \times 0.0845 = 0.19 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_1 = 10 \times 11 = 110 \text{ m}^2$$

$$F_1 = 0.19 \times 110 = 21 \text{ ton}$$

$$P_2 = 1.4 \times 1.9 \times 0.0845 = 0.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_2 = 5.2 \times 11 = 57.2 \text{ m}^2$$

$$F_2 = 0.22 \times 57.2 = 12.58 \text{ ton}$$

$$P_3 = 1.9 \times 0.7 \times 0.0845 = 0.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_3 = 11 \text{ m}^2$$

$$F_3 = 0.11 \times 11 = 1.21 \text{ ton}$$

$$Q_1 = 0.19 \times 11 = 2.09 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Q_2 = 0.22 \times 11 = 2.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Q_3 = 1.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- کنترل واژگونی

$$M_0 = 2.09 \times 10 \left(\frac{10}{2} + 0.75 \right) + (2.42 \times 5.2 \times \left(\left(\frac{5.2}{2} \right) + 10.75 \right)) + (1.21 \times 11 \times 11 \times 0.5) = 361.37 \text{ ton.m}$$



$$M_R = W \times \frac{B}{2} = 365.29 \times 11 \times 0.5 = 2009.1 \text{ t.m}$$

$$F_S = \frac{M_R}{M_0} = 5.56 > 1.75 \quad \Rightarrow ok$$

- کنترل برش

V_0 : نیروی لغزشی

V_R : نیروی مقاوم

$$V_0 = \sum F = F_1 + F_2 = 21 + 12.58 = 33.58 \text{ ton}$$

$$V_R = (W - F_3) \times \mu_0 = (365.29 - 1.21) \times 0.5 = 182.04 \text{ ton}$$

$$\frac{V_R}{V_0} = \frac{182.04}{33.58} = 5.42 > 1.75 \quad \Rightarrow ok$$

محاسبه نیروی باد در جهت عرضی X

$$b = 3.925 \text{ m}$$

$$q = 84.5 \text{ dN/m}^2$$

$$\begin{cases} h=0-10 \Rightarrow C_e = 1.6 \\ h=10-20 \Rightarrow C_e = 1.9 \end{cases} \Rightarrow \text{جدول (6-6-2)}$$

$$C_q = 1.4$$

$$C_q = 0 \text{ دیوار پشت به باد}$$

$$C_q = 0.7 \text{ بام}$$

$$P_1 = 1.4 \times 1.6 \times 0.0845 = 0.19 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_1 = 10 \times 3.925 = 39.25 \text{ m}^2$$

$$F_1 = 0.19 \times 39.25 = 7.45 \text{ ton}$$

$$P_2 = 1.4 \times 1.9 \times 0.0845 = 0.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_2 = 5.2 \times 3.925 = 20.41 \text{ m}^2$$



$$F_2 = 0.22 \times 20.41 = 4.49 \text{ ton}$$

$$P_3 = 1.9 \times 0.7 \times 0.0845 = 0.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A_3 = 3.925 \text{ m}^2$$

$$F_3 = 0.11 \times 3.925 = 0.43 \text{ ton}$$

$$Q_1 = 0.19 \times 3.925 = 0.74 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Q_2 = 0.22 \times 3.925 = 0.86 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Q_3 = 0.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_0 = 0.74 \times 10 \left(\frac{10}{2} + 0.75 \right) + (0.86 \times 5.2 \times \left(\left(\frac{5.2}{2} \right) + 10.75 \right)) + (0.43 \times 11 \times 11 \times 0.5) = 105.56 \text{ ton.m}$$

$$M_R = W \times \frac{B}{2} = 365.29 \times 3.925 \times 0.5 = 716.88 \text{ t.m}$$

$$F_S = \frac{M_R}{M_0} = 6.79 > 1.75 \quad \Rightarrow ok$$

- کنترل برش

V_0 : نیروی لغزشی

V_R : نیروی مقاوم

$$V_0 = \sum F = F_1 + F_2 = 7.45 + 4.49 = 11.94 \text{ ton}$$

$$V_R = (W - F_3) \times \mu_0 = (365.29 - 0.43) \times 0.5 = 182.43 \text{ ton}$$

$$\frac{V_R}{V_0} = \frac{182.43}{11.94} = 15.29 > 1.75 \quad \Rightarrow ok$$

نتیجه : واژگونی در اثر باد صورت نمی گیرد .



۱-۴-۲- بار ناشی از نیروی برف :

زاهدان دارای برف متوسط می باشد .

P_s : بار برف مبنا

$$P_s = 100 \text{ kg/m}^2$$

با توجه به نوع بام که مسطح می باشد و با عنایت به بند ۲-۳-۴-۶

C_s : ضریب اثر شیب

$$C_s = 1$$

P_r : بار برف بام

$$P_r = P_s \times C_s = 100 \times 1 = 100 \text{ kg/m}^2$$

۱-۴-۳- نیروی زلزله ::

ساختمان از نوع منظم می باشد . با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل ، نیروی زلزله را محاسبه می کنیم
ارتفاع ساختمان زیر ۵۰ متر می باشد .

- طبق جدول ۲-۷-۶ خطر نسبی زلزله زیاد می باشد

$$A = 0.3$$

- ارتفاع ساختمان

$$H = 11.8$$

- طبق جدول ۵-۷-۶ ضریب اهمیت ساختمان

$$I = 1$$

- طبق جدول ۶-۷-۶ ضریب رفتار ساختمان (قاب صلب متوسط)

$$R = 8$$

- زمان تناوب اصلی ساختمان

در قابهای بتن آرمه طبق بند ۶-۷-۲-۵-۶ و رابطه ۶-۷-۶



$$T = 0.07 H^{3/4} = 0.07 \times 11.8^{3/4} = 0.54$$

- اگر نوع خاک سخت (شن و ماسه متراکم ، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر

$$\Pi \quad \text{نوع زمین تیپ} \quad 375 \leq V_s \leq 750 \frac{m}{s}$$

- طبق جدول ۶-۷-۳ ضریب بازتاب ساختمان

$$T_0 = 0.1 \quad \& \quad T_s = 0.5 \quad \& \quad s = 1.5$$

$$T > T_s \quad \Rightarrow \quad 0.54 > 0.5$$

$$B = (s + 1) \times (T_s / T)^{\frac{2}{3}} = (1.5 + 1) \times \left(\frac{0.5}{0.54} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.37$$

- محاسبه ضریب زلزله

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 * 2.37 * 1}{8} = 0.089$$

- نیروی برشی پایه

$$V = C \times W = 0.089 \times 213.21 = 18.46 \text{ ton}$$

h_i : ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i ام

W_i : وزن طبقه i ام

$h'_i = h_i +$ ارتفاع شالوده

ارتفاع شالوده = ۰.۹ متر

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} (V - F_t)$$

$$F_t = 0.07 T \times V$$

$F_t = 0$ می باشد زیرا $T \leq 0.7$ است .

$$T = 0.54 \leq 0.7$$



تراز	h_i	W_i	F_i	h'_i	$W_i h_i$	$F_i h'_i$
4	11.8	73.31	10.24	۱۲.۷	865.05	۱۳۰
3	8.4	69.95	۷	۹.۳	۵۸۷.۵۸	۶۵.۱
2	5	69.95	۴.۲	۵.۹	۴۶.۵	۲۴.۷۸
1	1.6	82.13	۰.۹۴	۱.۹	۸۲.۱۳	۱.۷۸
Σ	-	-	۲۷.۱۵	-	1581.26	221.66

جدول ۱-۱۵- توزیع نیروی جانبی امتداد X در ارتفاع

$$M_r = W \times \left(\frac{B}{2} \right) = 213.21 \times 11 \times 0.5 = 1172.65$$

$$\frac{M_r}{M_0} = \frac{1172.65}{221.66} = 5.3 > 1.75 \Rightarrow ok$$

واژگونی در راستای طول صورت نمی گیرد .

$$M_r = W \times \left(\frac{B}{2} \right) = 213.21 \times 3.925 \times 0.5 = 418.42$$

$$\frac{M_r}{M_0} = \frac{418.42}{221.66} = 1.88 > 1.75 \Rightarrow ok$$

در اثر زلزله واژگونی در راستای عرضی هم صورت نمی گیرد .

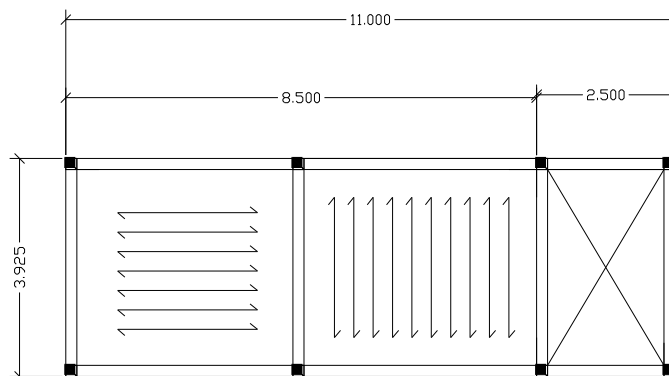
	تراز ۴	تراز ۳	تراز ۲	تراز ۱
نیرو زلزله در جهت y	10.24	7	4.2	0.94
نیرو زلزله در جهت x	10.24	7	4.2	0.94

جدول ۱-۱۶- توزیع نیروی زلزله در دو جهت

نتیجه : واژگونی در اثر زلزله صورت نمی گیرد .



۵-۱) بارگذاری قابها :



شکل ۱-۱۵ - پلان تیر ریزی

۱-۵-۱) بارگذاری ثقلی :

○ قاب ۱ و ۲ دهانه A-B

$$\text{عرض بارگیری} = 3.925 \times 0.5 = 1.96 \text{ m}$$

بار مرده

$$q = 0.527 \times 1.96 = 1.03 \text{ بام}$$

$$q = 0.3 \times 0.357 = 0.11 \text{ جانپناه}$$

$$q = 0.28 \times 1.96 = 0.55 \text{ تیر}$$

$$q = 1.96 \frac{t}{m} \text{ کل بام خرپشته}$$

$$q = 0.28 \times 1.96 = 0.55 \text{ تیر}$$

$$q = 2.8 \times 0.25 = 0.7 \text{ دیوار خارجی خرپشته}$$

$$q = 1.25 \frac{t}{m} \text{ کل قسمت بام}$$

$$q = 1.96 \times 0.73 = 1.43 \text{ پله}$$

$$q = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ دیوار خارجی طبقات}$$

$$q = 0.28 \times 1.96 = 0.55 \text{ تیر}$$



$$q = 2.73 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

بار زنده

$$q = 0.2 \times 0.15 = 0.03 \frac{t}{m} \text{ بام}$$

$$q = 0.2 \times 0.35 = 0.07 \frac{t}{m} \text{ طبقات}$$

○ قاب ۱ و ۲ دهانه B-C

$$= 3.925 \times 0.5 = 1.96 \text{ m عرض بارگیری}$$

بار مرده

$$q = 0.527 \times 1.96 = 1.03 \text{ بام}$$

$$q = 0.357 \times 0.9 = 0.35 \text{ جانیانه}$$

$$q = 0.28 \times 1.96 = 0.55 \text{ تیر}$$

$$q = 1.03 + 0.35 + 0.55 = 1.93 \frac{t}{m} \text{ کل بام}$$

$$q = 1.96 (0.121 + 0.512) = 1.24 \text{ طبقات}$$

$$q = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ دیوار خارجی طبقات}$$

$$q = 0.28 \times 1.96 = 0.55 \text{ تیر}$$

$$q = 2.54 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

بار زنده

$$q = 1.96 \times 0.15 = 0.29 \frac{t}{m} \text{ بام}$$

$$q = 1.96 \times 0.2 = 0.39 \frac{t}{m} \text{ طبقات}$$

○ قاب ۱ و ۲ دهانه C-D

$$= 0.2 \text{ m عرض بارگیری}$$

بار مرده

$$q = 0.2 \times 0.527 = 0.11 \text{ بام}$$



$$q = 0.357 \times 0.9 = 0.35 \text{ جانپناه}$$

$$q = 0.28 \times 0.2 = 0.056 \text{ تیر}$$

$$q = 0.35 + 0.56 + 0.11 = 0.226 \frac{t}{m} \text{ کل بام}$$

$$q = 0.2 (0.121 + 0.512) = 0.13 \text{ طبقات}$$

$$q = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ دیوار خارجی طبقات}$$

$$q = 0.28 \times 0.2 = 0.05 \text{ تیر}$$

$$q = 0.226 + 0.13 + 0.75 + 0.05 = 0.93 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

بار زنده

$$q = 0.2 \times 0.15 = 0.03 \frac{t}{m} \text{ بام}$$

$$q = 0.2 \times 0.39 = 0.078 \frac{t}{m} \text{ طبقات}$$

○ قاب A دهانه 1-2

بار مرده

$$q = 0.25 \times 2.8 = 0.7 \text{ دیوار خارجی جانپناه}$$

$$q = 0.357 \times 0.3 = 0.11 \text{ جانپناه}$$

$$q = 0.2 \times 0.28 = 0.056 \text{ تیر}$$

$$q = 0.2 \times 0.527 = 0.105 \text{ بام}$$

$$q = 0.7 + 0.11 + 0.056 + 0.105 = 0.271 \frac{t}{m} \text{ کل بام خرپشته}$$

$$q = 0.25 \times 3 = 0.75 \text{ دیوار خارجی}$$

$$q = 0.2 \times 0.28 = 0.056 \text{ تیر}$$

$$q = 0.75 + 0.056 = 0.81 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

بار زنده

$$q = 0.2 \times 0.35 = 0.07 \frac{t}{m} \text{ طبقات}$$



$$q = 0.2 \times 0.2 = 0.04 \frac{t}{m} \text{ بام خریشته}$$

○ قاب B دهانه 1-2

بار مرده

$$q = 0.25 \times 2.8 = 0.7 \text{ دیوار خارجی جانپناه}$$

$$q = 0.357 \times 0.3 = 0.11 \text{ جانپناه}$$

$$q = 0.2 \times 0.28 = 0.056 \text{ تیر}$$

$$q = 0.2 \times 0.527 = 0.105 \text{ بام}$$

$$q = 0.7 + 0.11 + 0.056 + 0.105 = 0.271 \frac{t}{m} \text{ کل بام خریشته}$$

$$q = 0.25 \times 3 = 0.75 \text{ دیوار خارجی}$$

$$q = 0.2 \times 0.28 = 0.056 \text{ تیر}$$

$$q = 0.81 + 0.127 = 2.991 \frac{t}{m} \text{ کل قسمت بام}$$

$$q = 0.81 + 0.127 + 0.056 = 0.993 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

بار زنده

$$q = 0.2 \times 0.15 = 0.03 \frac{t}{m} \text{ کل بام خریشته}$$

$$q = (0.2 \times 0.15) + (0.2 \times 0.35) = 0.1 \frac{t}{m} \text{ کل قسمت بام}$$

$$q = 0.1 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

○ قاب C دهانه 1-2

بار مرده

$$q = 2.1 \times 0.527 = 1.11 \text{ بام}$$

$$q = 0.357 \times 0.9 = 0.35 \text{ جانپناه}$$

$$q = 2.1 \times 0.28 = 0.59 \text{ تیر}$$



$$\text{بام } q_1 = 1.11 + 0.35 + 0.59 = 2.02 \frac{t}{m}$$

$$\text{تیر } q = 0.2 \times 0.28 = 0.056$$

$$\text{بام } q = 0.2 \times 0.527 = 0.105$$

$$\text{بام } q_2 = 0.056 + 0.105 = 0.161 \frac{t}{m}$$

$$\text{بام کل } q = 0.161 + 2.02 = 2.181 \frac{t}{m}$$

$$\text{طبقات } q = 2.1 (0.121 + 0.512) = 1.33$$

$$\text{دیوار خارجی طبقات } q = 3 \times 0.29 \times 0.7 = 0.46$$

$$\text{تیر } q = 2.1 \times 0.28 = 0.59$$

$$\text{طبقات } q_1 = 1.33 + 0.46 + 0.56 = 2.38 \frac{t}{m}$$

$$\text{تیر } q = 0.2 \times 0.28 = 0.056$$

$$\text{طبقات } q = 0.2 (0.121 + 0.512) = 0.127$$

$$\text{طبقات } q_2 = 0.127 + 0.056 = 0.183 \frac{t}{m}$$

$$\text{کل طبقات } q = 0.183 + 2.38 = 2.56 \frac{t}{m}$$

بار زنده

$$\text{بام } q_1 = 2.1 \times 0.15 = 0.315 \frac{t}{m}$$

$$\text{بام } q_2 = 0.2 \times 0.15 = 0.03 \frac{t}{m}$$

$$\text{بام کل } q = 0.315 + 0.03 = 0.345 \frac{t}{m}$$

$$\text{طبقات } q_1 = 2.1 \times 0.39 = 0.42 \frac{t}{m}$$

$$\text{طبقات } q_2 = 0.2 \times 0.39 = 0.04 \frac{t}{m}$$



$$q = 0.42 + 0.04 = 0.46 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

○ قاب D دهانه 1-2

$$m = 2.1 = 4.2 \times .5 = \text{عرض بارگیری}$$

بار مرده

$$q = 2.1 \times 0.527 = 1.11 \text{ بام}$$

$$q = 0.357 \times 0.9 = 0.35 \text{ جانپناه}$$

$$q = 2.1 \times 0.28 = 0.59 \text{ تیر}$$

$$q = 1.11 + 0.35 + 0.59 = 2.02 \frac{t}{m} \text{ کل بام}$$

$$q = 2.1 (0.121 + 0.512) = 1.33 \text{ طبقات}$$

$$q = 3 \times 0.29 \times 0.7 = 0.46 \text{ دیوار خارجی طبقات}$$

$$q = 2.1 \times 0.28 = 0.59 \text{ تیر}$$

$$q = 1.33 + 0.46 + 0.56 = 2.38 \frac{t}{m} \text{ کل طبقات}$$

بار زنده

$$q = 2.1 \times 0.15 = 0.315 \frac{t}{m} \text{ بام}$$

$$q = 2.1 \times 0.39 = 0.42 \frac{t}{m} \text{ طبقات}$$



۱-۵-۲- بارگذاری جانبی :

صلبیت جانبی در یک تراز مشخص از یک سازه ، برابر است با مقدار نیروی جانبی که اگر در آن تراز اعمال گردد ، ایجاد تغییر مکان افقی واحد در آن نقطه اثر می نماید .

○ تعیین صلبیت جانبی تیرها

تیپ بندی تیرها

$$X : (h \times b)$$

$$A : 400 \times 300$$

$$B \text{ \& } C : 450 \times 350$$

$$D : 250 \times 200$$

$$L_A = 3.925 \text{ m}$$

$$L_B = 4.2 \text{ m}$$

$$L_C = 4.3 \text{ m}$$

$$L_D = 2.3 \text{ m}$$

$$\text{تیر A : } \frac{I_A}{L_A} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.3 \times 0.4^3}{3.925} = 4.1 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر B : } \frac{I_B}{L_B} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35 \times 0.45^3}{4.2} = 6.33 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر C : } \frac{I_c}{L_c} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35 \times 0.45^3}{4.3} = 6.18 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر D : } \frac{I_D}{L_D} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.2 \times 0.25^3}{2.3} = 1.13 \times 10^{-4} m^3$$

○ تعیین صلبیت جانبی ستونها

$$\text{ستونهای گوشه } 350 \times 350 \quad \frac{I}{L} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35^4}{3.4} = 3.68 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{ستونهای کنار } 400 \times 400 \quad \frac{I}{L} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.4^4}{3.4} = 6.27 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{ستونهای گوشه خرپشته} \quad \frac{I}{L} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35^4}{2.8} = 4.47 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{ستونهای کنار خرپشته} \quad \frac{I}{L} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.4^4}{2.8} = 7.62 \times 10^{-4} m^3$$



○ محاسبه لنگر پیچشی ناشی از زلزله

طبق آئین نامه ۲۸۰۰ لنگر پیچشی در طبقه i ام از رابطه زیر بدست می آید .

$$M_u = \sum_{j=i}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j$$

e_{ij} : فاصله افقی مرکز جرم طبقه i ام و مرکز سختی طبقه i

e_{ej} : برون مرکزی اتفاقی j

F_j : نیروی جانبی در تراز j

طبق آئین نامه در مورد ساختمانهای ۵ طبقه و یا کوتاهتر از ۱۵ متر در صورتی که فاصله افقی بین مرکز جرم طبقات بالاتر نسبت به مرکز صلبیت هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروهای جانبی باشد ، محاسبه ساختمان در مقابل لنگر پیچشی نیاز نیست .

ضابیت نسبی یک طبقه را معمولاً با GA نمایش می دهند که در اینجا به محاسبه آنها با استفاده از روابط زیر نیازمندیم .

$$GA = \frac{24E}{h^2 \left(\frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right)}$$

در طبقه زیرین ساختمان که اتصال ستونها به شالوده گیردار یا مفصلی در نظر گرفته می شود صلبیت نسبی از رابطه زیر بدست می آید .

$$GA = \frac{24E}{h^2 \left(\frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bt} + \frac{\sum k_c}{12}} \right)}$$

که در آنها :

E : مدول الاستیسیته مصالح قاب

$\sum k_c$: مجموع $\frac{I}{L}$ نسبی ستونها در طبقه مفروض

$\sum k_{bb}$: مجموع $\frac{I}{L}$ نسبی تیرهای تحتانی طبقه مفروض

$\sum k_{bt}$: مجموع $\frac{I}{L}$ نسبی تیرهای فوقانی طبقه مفروض



با توجه به مقدار

$$F_c = 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} = 5000 \sqrt{30} = 27386.13 \frac{N}{mm^2}$$

○ قابهای ۱ و ۲

$$\Sigma k_c \text{ طبقات} = (2 \times 3.68 \times 10^{-4}) + (2 \times 6.27 \times 10^{-4}) = 20 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_c \text{ خرپشته} = (4.47 \times 10^{-4}) + (7.62 \times 10^{-4}) = 12.1 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bb} \text{ طبقات} = ((6.33 + 6.18 + 1.13) \times 10^{-4}) = 13.64 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bt} \text{ طبقات} = ((6.33 + 6.18 + 1.13) \times 10^{-4}) = 13.64 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bb} \text{ خرپشته} = 1.13 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bt} \text{ خرپشته} = 1.13 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$GA \text{ زیر زمین} = \frac{24 \times 27386.13}{3000^2 \left(\frac{2}{2 \times 10^5} + \frac{1}{13.64 \times 10^5 + \frac{20 \times 10^5}{12}} \right)} = 44172 \frac{N}{mm}$$

$$GA \text{ طبقات} = \frac{24 \times 27386.13}{3000^2 \left(\frac{2}{9.95 \times 10^5} + \frac{2}{13.64 \times 10^5} \right)} = 21007.72 \frac{N}{mm}$$

$$GA \text{ خرپشته} = 4483.37 \frac{N}{mm}$$

○ قاب A

$$\Sigma k_c \text{ طبقات} = (2 \times 3.68 \times 10^5) = 7.36 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_c \text{ خرپشته} = 2 \times 4.47 \times 10^5 = 8.94 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bb} = \Sigma k_{bt} = 4.1 \times 10^5 \text{ mm}^3$$



$$GA = 9615 \frac{N}{mm} \text{ طبقات}$$

$$GA = 15091.8 \frac{N}{mm} \text{ زیرزمین}$$

$$GA = 19491.45 \frac{N}{mm} \text{ خرپشته}$$

○ قاب B

$$\Sigma k_c = (2 \times 6.27 \times 10^5) = 12.54 \times 10^5 \text{ mm}^3 \text{ طبقات}$$

$$\Sigma k_c = 2 \times 7.62 \times 10^5 = 15.24 \times 10^5 \text{ mm}^3 \text{ خرپشته}$$

$$\Sigma k_{bb} = \Sigma k_{bt} = 4.1 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$GA = 11282.3 \frac{N}{mm} \text{ طبقات}$$

$$GA = 20638.42 \frac{N}{mm} \text{ زیرزمین}$$

$$GA = 13542.79 \frac{N}{mm} \text{ خرپشته}$$

○ قاب C

$$\Sigma k_c = 12.54 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bb} = \Sigma k_{bt} = 4.1 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$GA = 11282.3 \frac{N}{mm} \text{ طبقات}$$

$$GA = 20638.42 \frac{N}{mm} \text{ زیرزمین}$$

○ قاب D

$$\Sigma k_c = 7.36 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\Sigma k_{bb} = \Sigma k_{bt} = 4.1 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$GA = 9615 \frac{N}{mm} \text{ طبقات}$$

$$GA = 15091.8 \frac{N}{mm} \text{ زیرزمین}$$



قالب	طبقه	$GA \left(\frac{kN}{mm} \right)$	نیروی برشی $V_i (kN)$	$\delta_i = \frac{V_i}{GA}$	از پایین به بالا $\sum \delta_i$	صلبیت جانبی $\sum \left(\frac{N}{mm} \right) = \frac{1}{\delta_i}$
1&2	اول	44.172	1	0.023	0.023	43.47
	دوم	210.077	1	0.048	0.071	14.08
	سوم	210.077	1	0.048	0.119	8.4
	چهارم	210.077	1	0.048	0.167	5.98
A	اول	150.92	1	0.067	0.067	14.92
	دوم	96.15	1	0.104	0.171	5.85
	سوم	96.15	1	0.104	0.275	3.63
	چهارم	96.15	1	0.104	0.379	2.64
B	اول	206.38	1	0.048	0.048	20.83
	دوم	112.82	1	0.089	0.137	7.3
	سوم	112.82	1	0.089	0.226	4.42
	چهارم	112.82	1	0.089	0.315	3.17
C	اول	206.38	1	0.048	0.048	20.83
	دوم	112.82	1	0.089	0.137	7.29
	سوم	112.82	1	0.089	0.226	4.42
	چهارم	112.82	1	0.089	0.315	3.17
D	اول	150.92	1	0.067	0.067	17.92
	دوم	96.15	1	0.104	0.171	5.88
	سوم	96.15	1	0.104	0.275	3.64
	چهارم	96.15	1	0.104	0.379	2.64

جدول ۱-۱۷- محاسبه صلبیت جانبی قالب ها



○ تعیین مرکز صلبیت

$$x_s = \frac{3.925k_s}{k_1 + k_2}$$

$$y_s = \frac{2.3k_B + 6.6k_C + 10.8k_D}{k_A + k_B + k_C + k_D}$$

- زیر زمین

$$x_s = \frac{3.925 * 43.47}{43.47 + 43.47} = 1.96m$$

$$y_s = \frac{(2.3 * 20.83) + (6.6 * 20.83) + (10.8 * 14.92)}{14.92 + 14.92 + 20.83 + 20.83} = 4.85m$$

- طبقه اول - دوم - سوم - چهارم

$$X_s = 1.96 \text{ m}$$

$$Y_s = 4.85 \text{ m}$$

در راستای X مرکز سختی و هندسی به دلیل متقارن بودن سازه برهم منطبق می باشد .

$$\text{مرکز هندسی} = 3.925 \times 0.5 = 1.96$$

در راستای افق

$$e = \frac{11}{2} - 4.85 = 0.65$$

در صورتیکه مقدار e از 0.05 بعد دیگر کمتر باشد نیاز یبه طراحی پیچشی نداریم .

$$0.05 \times 3.925 = 0.19 < 0.65$$

این مقدار از ۵ درصد بعد دیگر کمتر نمی باشد بنابراین بصورت زیر عمل می کنیم .

$$e_y = 0.65$$

برون محوری برای زلزله در راستای X

$$e_x = 0$$

برون محوری برای زلزله در راستای Y

برون محوری‌ای محاسبه شده از 20 درصد بعد عمود بر امتداد زلزله کوچکتر می باشد پس ساختمان در پلان منظم

فرض می شود .

○ محاسبه لنگر پیچشی

$$e_{ny} = e_y + 0.05 h_y = 0.65 + (0.05 \times 11) = 1.2 \text{ m}$$

$$e_{nx} = e_x + 0.05 h_x = 0 + (0.05 \times 3.925) = 0.196 \text{ m}$$

$$M_{Tx} = V_x e_y = 1.2 V_x$$



$$M_{Ty} = V_y e_x = 0.2 V_y$$

○ توزیع نیروی برشی طبقه بین قابها

$$V_x = 22.38 \text{ ton} \text{ تراز } ۰-۱$$

$$V_x = 21.44 \text{ ton} \text{ تراز } ۱-۲$$

$$V_x = 17.24 \text{ ton} \text{ تراز } ۲-۳$$

$$V_x = 10.24 \text{ ton} \text{ تراز } ۳-۴$$

$$V_{ix} = k_i \left(\frac{V_x}{\sum k_x} \pm \frac{M_{Tx} d_i}{\sum k d^2} \right)$$

○ طبقه 0-1 برای زلزله در امتداد x

$$\sum k_x = (2 * 14.92) + (2 * 20.83) = 71.5 \frac{kN}{m}$$

$$\sum k d^2 = (14.92 * 4.85^2) + (20.83 * 2.55^2) + (20.83 * 1.75^2) + (14.92 * 6.15^2) + (43.47 * 2 * 1.96^2) = 1448.5 kN.m$$

$$V_{Ax} = 14.92 \left(\frac{V_x}{71.5} + \frac{1.2 * 4.85 * V_x}{1448.5} \right) = 0.286 V_x = 0.286 * 22.38 = 6.4 \text{ ton}$$

$$V_{Bx} = 20.83 \left(\frac{V_x}{71.5} + \frac{1.2 * 2.55 * V_x}{1448.5} \right) = 0.335 V_x = 0.335 * 22.38 = 7.5 \text{ ton}$$

$$V_{Cx} = 20.83 \left(\frac{V_x}{71.5} - \frac{1.2 * 1.75 * V_x}{1448.5} \right) = 0.92 V_x = 0.29 * 22.38 = 6.49 \text{ ton}$$

$$V_{Dx} = 14.92 \left(\frac{V_x}{71.5} - \frac{1.2 * 6.15 * V_x}{1448.5} \right) = 0.23 V_x = 0.23 * 22.38 = 5.14 \text{ ton}$$

○ طبقه 1-2 برای زلزله در امتداد x

$$\sum k_x = (2 * 5.88) + (2 * 7.3) = 26.63 \frac{kN}{m}$$

$$\sum k d^2 = (5.88 * 4.85^2) + (7.3 * 2.55^2) + (7.3 * 1.75^2) + (5.88 * 6.15^2) + (14.08 * 2 * 1.96^2) = 538 kN.m$$



$$V_{Ax} = 5.85 \left(\frac{V_x}{26.63} + \frac{1.2 * 4.85 * V_x}{538} \right) = 0.28V_x = 0.28 * 21.44 = 6ton$$

$$V_{Bx} = 7.3 \left(\frac{V_x}{26.63} + \frac{1.2 * 2.55 * V_x}{538} \right) = 0.32V_x = 0.32 * 21.44 = 6.86ton$$

$$V_{Cx} = 7.3 \left(\frac{V_x}{26.63} - \frac{1.2 * 1.75 * V_x}{538} \right) = 0.28V_x = 0.28 * 21.44 = 6ton$$

$$V_{Dx} = 5.85 \left(\frac{V_x}{26.63} - \frac{1.2 * 6.15 * V_x}{538} \right) = 4.75ton$$

○ طبقه 2-3 برای زلزله در امتداد x

$$\sum k_x = (2 * 3.63) + (2 * 4.42) = 16.1 \frac{kN}{m}$$

$$\sum kd^2 = (3.63 * 4.85^2) + (4.42 * 2.55^2) + (4.42 * 1.75^2) + (3.63 * 6.15^2) + (8.4 * 2 * 1.96^2) = 330kN.m$$

$$V_{Ax} = 3.63 \left(\frac{V_x}{16.1} + \frac{1.2 * 4.85 * V_x}{330} \right) = 0.29V_x = 0.29 * 17.24 = 5ton$$

$$V_{Bx} = 4.42 \left(\frac{V_x}{16.1} + \frac{1.2 * 2.55 * V_x}{330} \right) = 0.315V_x = 5.43ton$$

$$V_{Cx} = 4.42 \left(\frac{V_x}{16.1} - \frac{1.2 * 1.75 * V_x}{330} \right) = 4.73ton$$

$$V_{Dx} = 3.63 \left(\frac{V_x}{16.1} - \frac{1.2 * 6.15 * V_x}{330} \right) = 3.88ton$$

○ طبقه 3-4 برای زلزله در امتداد x

$$\sum k_x = (2 * 2.64) + (2 * 3.17) = 11.62 \frac{kN}{m}$$

$$\sum kd^2 = (2.64 * 4.85^2) + (3.17 * 2.55^2) + (3.17 * 1.75^2) + (2.64 * 6.15^2) + (5.98 * 2 * 1.96^2) = 238.22kN.m$$

$$V_{Ax} = 2.64 \left(\frac{V_x}{11.62} + \frac{1.2 * 4.85 * V_x}{238.22} \right) = 0.29V_x = 0.29 * 10.24 = 3ton$$



$$V_{Bx} = 3.17 \left(\frac{V_x}{11.62} + \frac{1.2 * 2.55 * V_x}{238.22} \right) = 0.31 V_x = 3.2 \text{ ton}$$

$$V_{Cx} = 3.17 \left(\frac{V_x}{11.62} - \frac{1.2 * 1.75 * V_x}{238.22} \right) = 2.76 \text{ ton}$$

$$V_{Dx} = 2.64 \left(\frac{V_x}{11.62} - \frac{1.2 * 6.15 * V_x}{238.22} \right) = 2.33 \text{ ton}$$

○ نیروی برشی قابهای 1&2

۱. تراز 0-1 برای زلزله در امتداد y

$$\sum k_y = (2 * 43.47) = 86.94 \frac{kN}{m}$$

$$\sum kd^2 = 1448.5 kN.m$$

$$V_{1y} = 43.47 \left(\frac{V_y}{86.64} + \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{1448.5} \right) = 0.5 * V_y = 0.5 * 22.38 = 11.19 \text{ ton}$$

$$V_{2y} = 43.47 \left(\frac{V_y}{86.64} - \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{1448.5} \right) = 0.5 * V_y = 0.5 * 22.38 = 11.2 \text{ ton}$$

۲. تراز 1-2 برای زلزله در امتداد y

$$\sum k_y = (2 * 14.08) = 28.16 \frac{kN}{m}$$

$$\sum kd^2 = 538 kN.m$$

$$V_{1y} = 14.08 \left(\frac{V_y}{28.16} + \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{538} \right) = 0.5 * V_y = 10.72 \text{ ton}$$

$$V_{2y} = 14.08 \left(\frac{V_y}{28.16} - \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{538} \right) = 0.5 * V_y = 10.72 \text{ ton}$$

۳. تراز 2-3 برای زلزله در امتداد y

$$\sum k_y = (2 * 8.4) = 16.8 \frac{kN}{m}$$

$$\sum kd^2 = 330 kN.m$$

$$V_{1y} = 8.4 \left(\frac{V_y}{16.8} + \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{330} \right) = 0.5 * V_y = 0.5 * 17.24 = 8.62 \text{ ton}$$



$$V_{2y} = 8.4 \left(\frac{V_y}{16.8} - \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{330} \right) = 0.5 * V_y = 0.5 * 17.24 = 8.62 \text{ ton}$$

۴. تراز 3-4 برای زلزله در امتداد y

$$\sum k_y = (2 * 5.98) = 11.96 \frac{kN}{m}$$

$$\sum kd^2 = 238.22 kN.m$$

$$V_{1y} = 5.98 \left(\frac{V_y}{11.96} + \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{238.22} \right) = 0.5 * V_y = 5.12 \text{ ton}$$

$$V_{2y} = 5.98 \left(\frac{V_y}{11.96} - \frac{0.2 * 1.96 * V_y}{238.22} \right) = 0.5 * V_y = 5.12 \text{ ton}$$



	تراز 0-1	تراز 1-2	تراز 2-3	تراز 3-4
قاب A	6.4	6	5	3
قاب B	7.5	6.86	5.43	3.2
قاب C	6.49	6	4.73	2.76
قاب D	5.14	4.75	3.88	2.33
قاب 1	11.2	10.72	8.62	5.12
قاب 2	11.2	10.72	8.62	5.12

جدول ۱-۱۸ - نیروی برشی حاصل از پیچش و زلزله (ton)

○ نیروی جانبی وارده بر هر طبقه

$$F_4 = V_{4-3}$$

$$F_3 = V_{3-2} - F_4$$

$$F_2 = V_{2-1} - F_3 - F_4$$

$$F_1 = V_{1-0} - F_2 - F_3 - F_4$$

	تراز 1	تراز 2	تراز 3	تراز 4
قاب A	0.4	1	2	3
قاب B	0.64	1.43	2.23	3.2
قاب C	0.94	1.27	1.97	2.76
قاب D	0.39	0.87	1.55	2.33
قاب 1	0.47	2.1	3.5	5.12
قاب 2	0.47	2.1	3.5	5.12

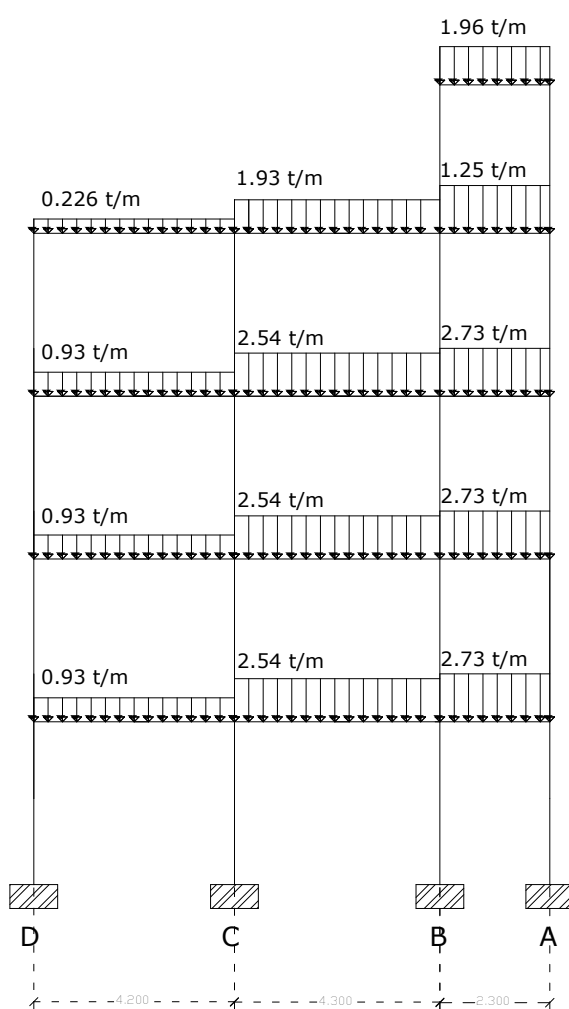
جدول ۱-۱۹ - نیروی جانبی وارده بر هر طبقه (ton)



۱-۶) نمایش بارگذاری قابها :

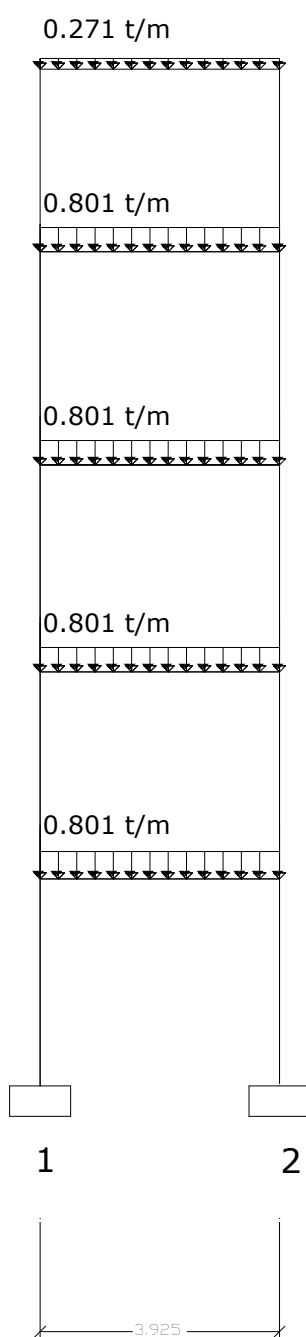
بارگذاری ثقلی قابها (بارهای مرده)

○ قاب 1&2



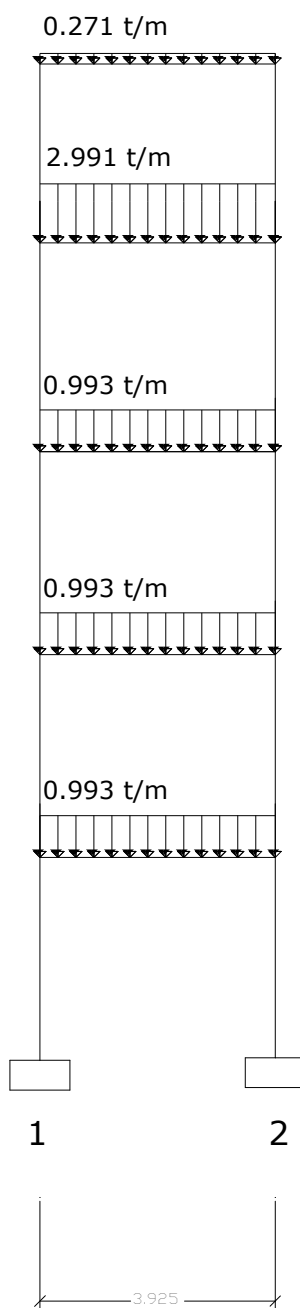


○ قاب A



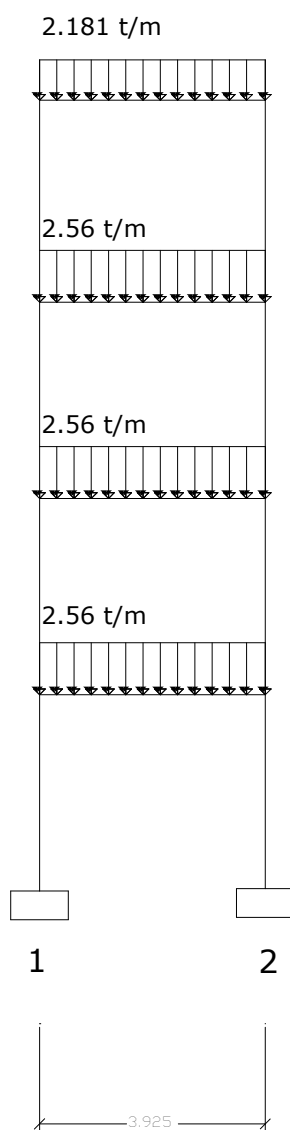


○ قاب B



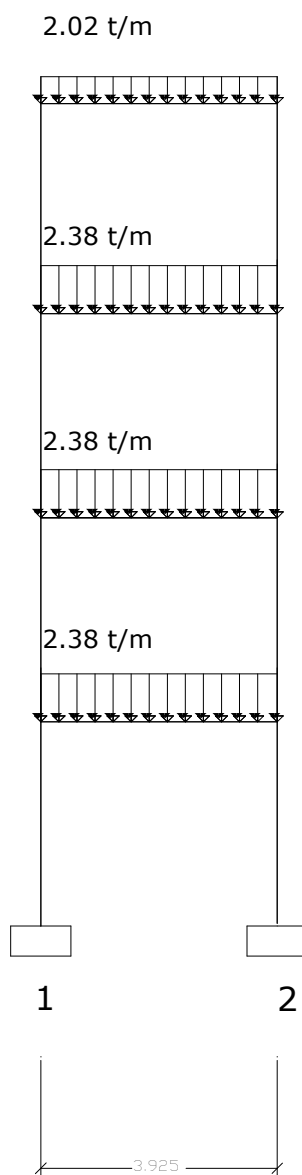


○ قاب C





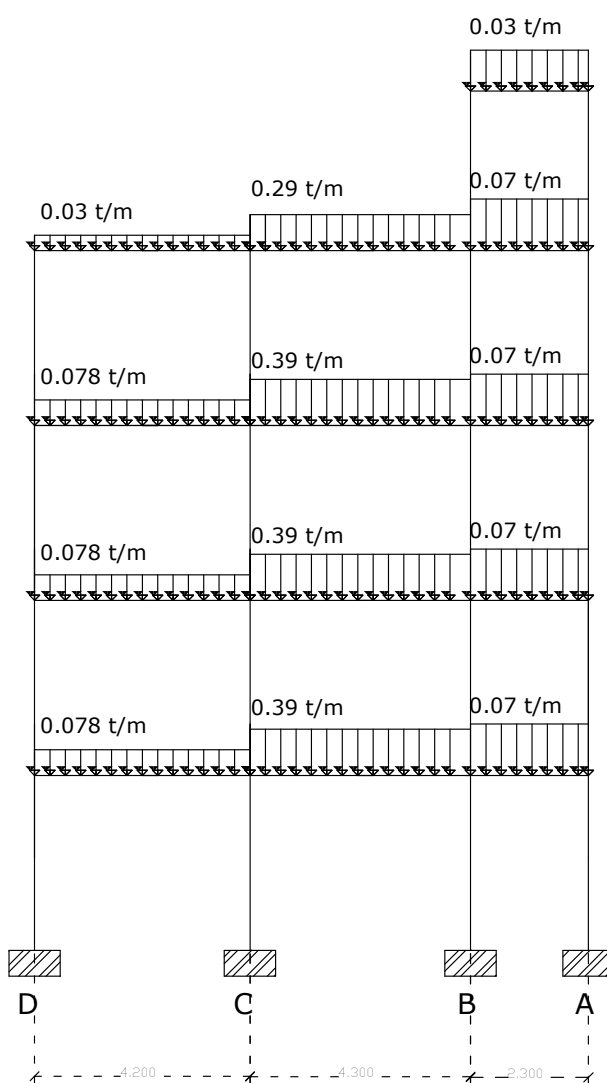
قاب D ○





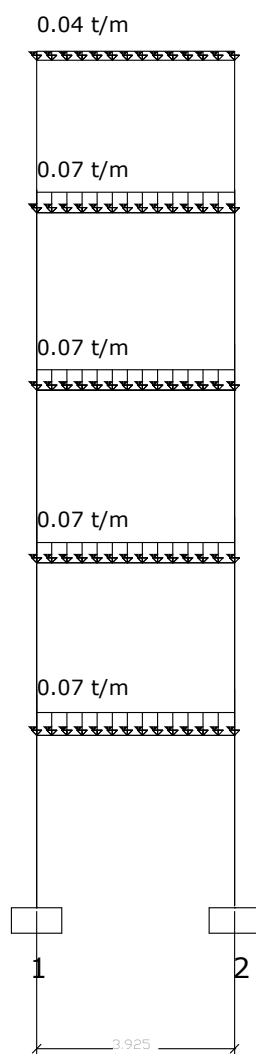
بارگذاری ثقلی قابها (بارهای زنده)

○ قاب 1&2



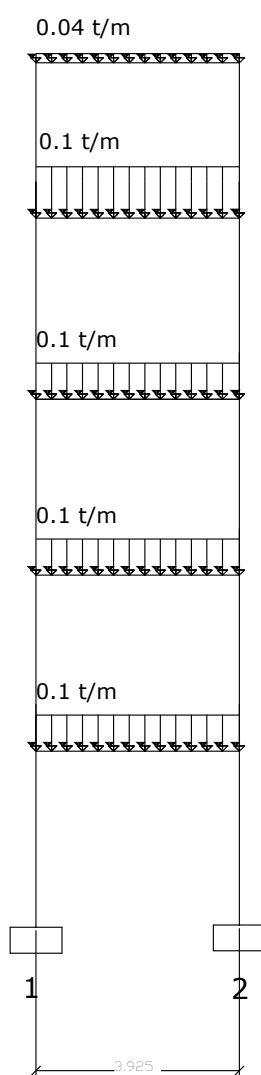


○ قاب A



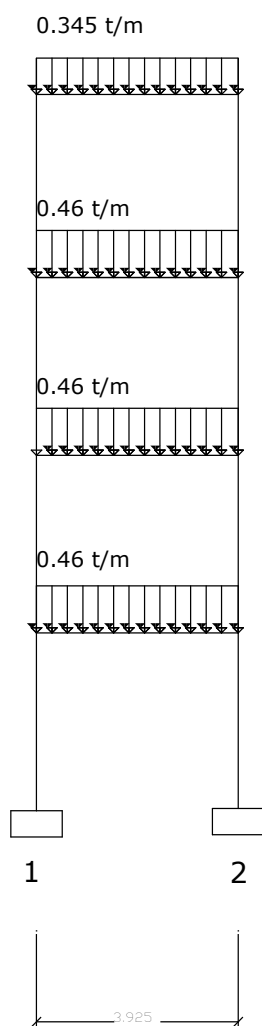


○ قاب B



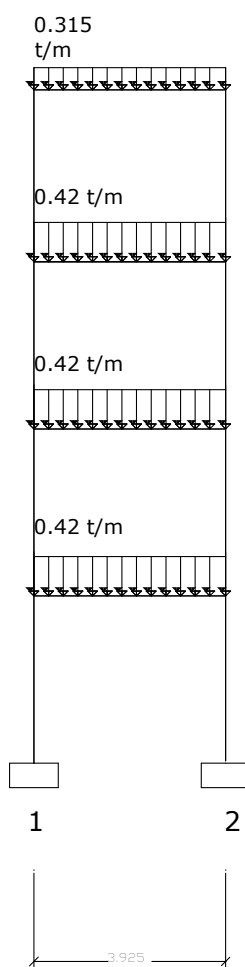


○ قاب C





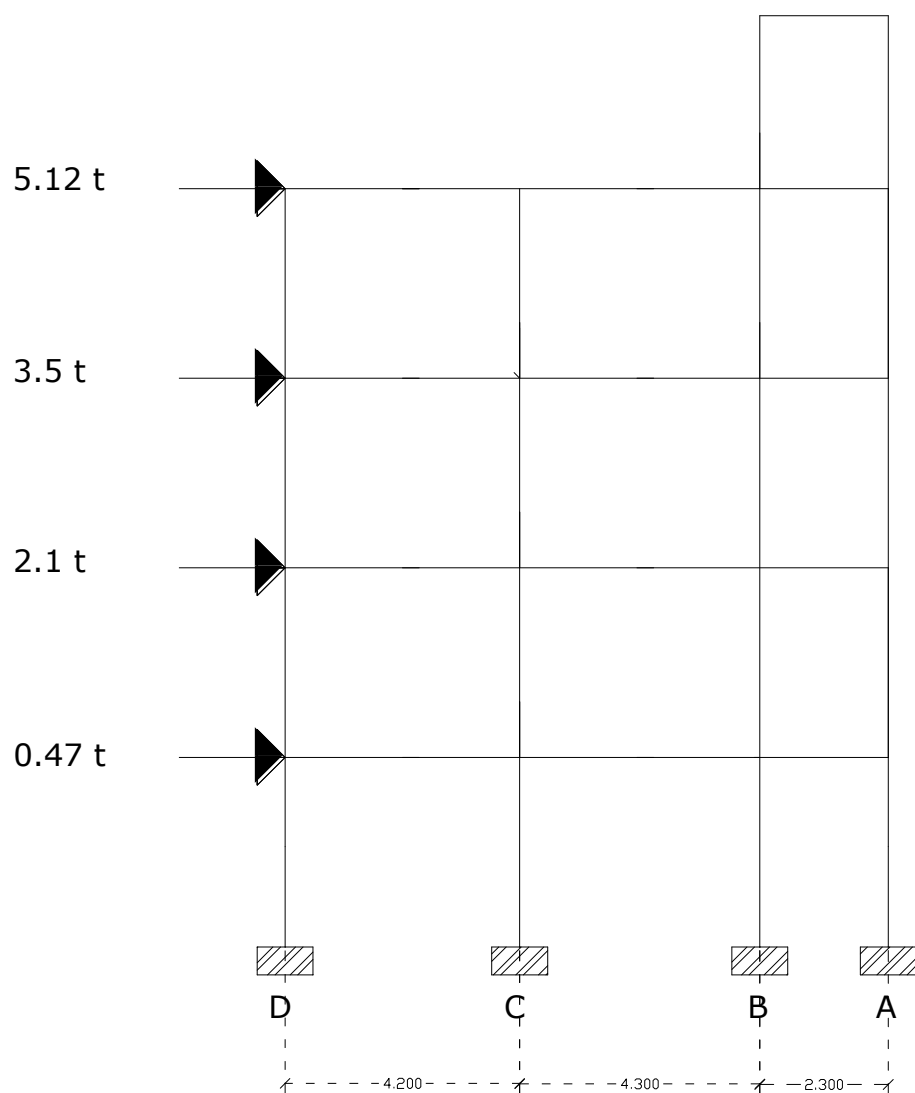
قاب D ○





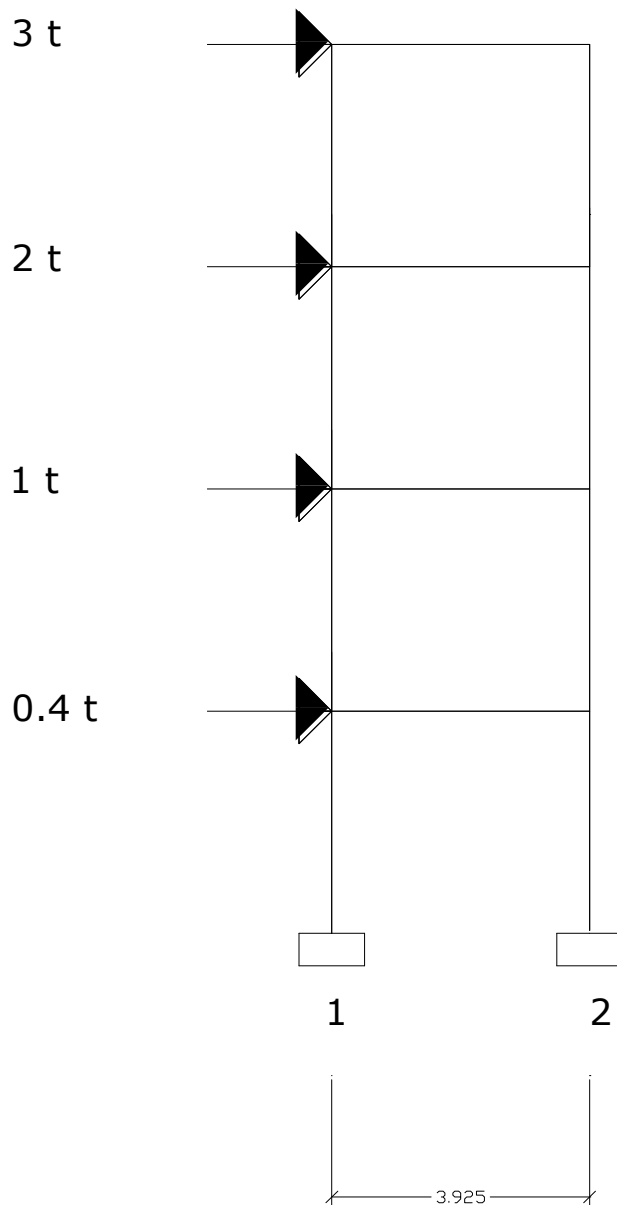
بارگذاری جانبی قابها :

○ قاب 1&2



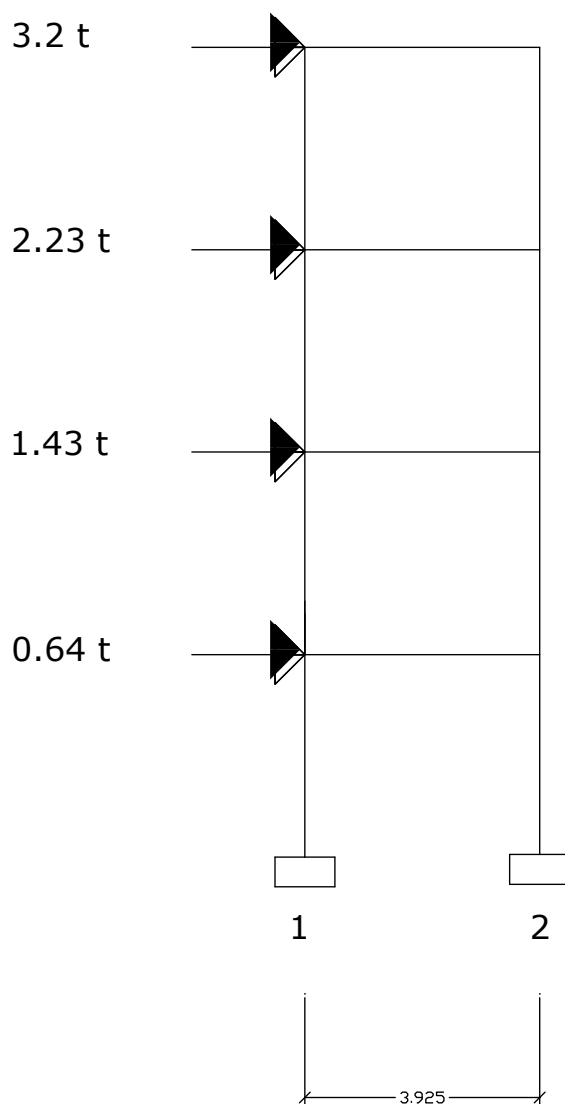


○ قاب A



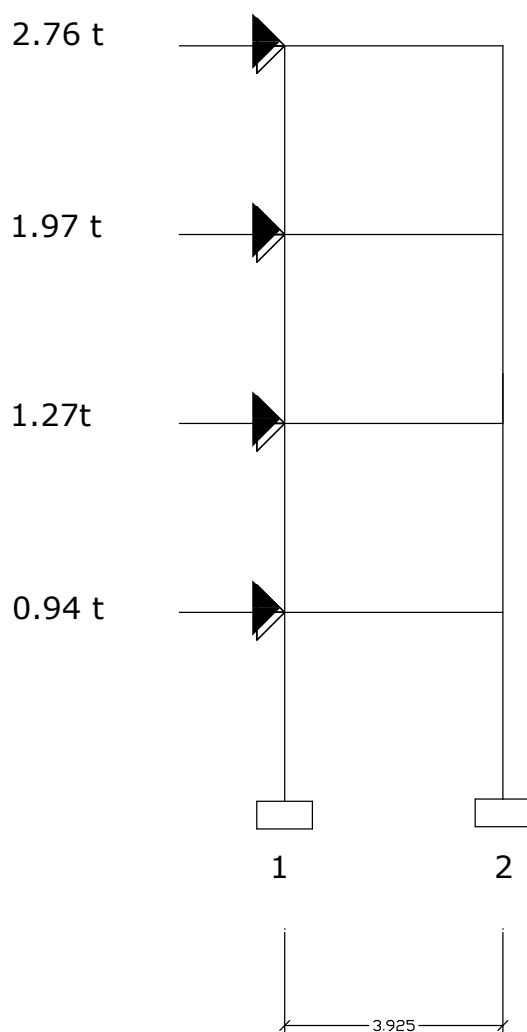


○ قاب B



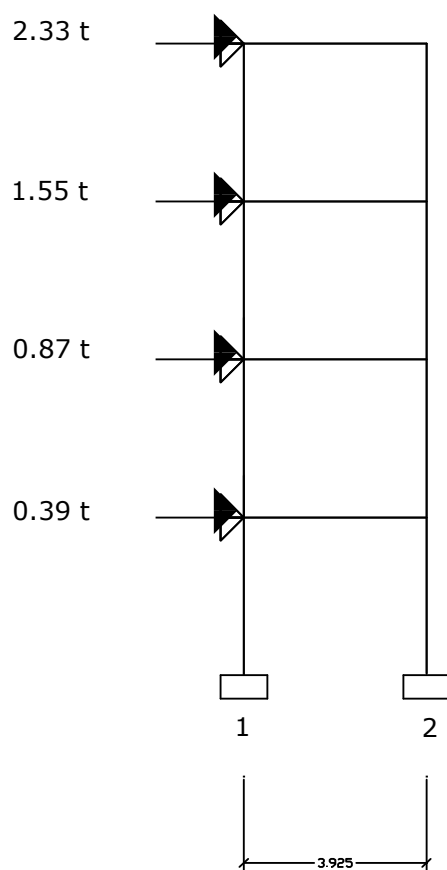


○ قاب C





قاب D ○





فصل دوم

تحلیل دستی



۱-۲) تحلیل دستی به روش ۰.۱ دهانه :

در روش تحلیل به روش ۰.۱ دهانه به ترتیب زیر باید عمل کرد :

۱. نقاط عطف به فاصله $0.1 L$ از محور ستونهای تکیه گاهی فرض می شود به این ترتیب $0.8 L$ وسط دهانه

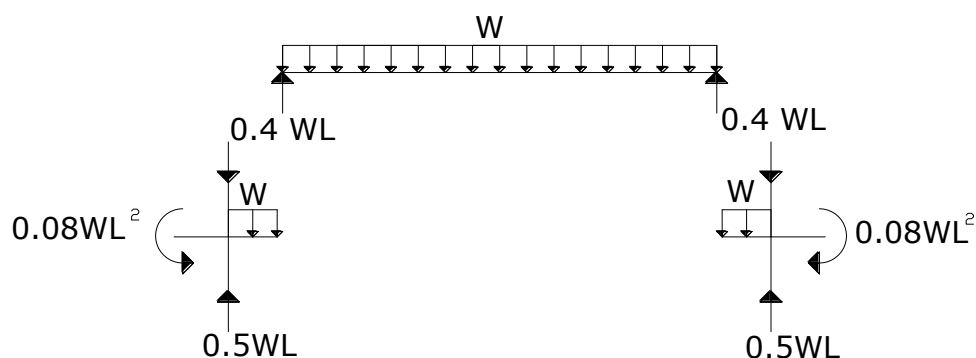
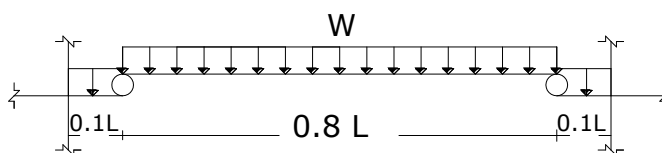
تیرها به شکل یک تیر دو سر مفصل تحلیل می شود .

۲. نیروی محوری در تیرها صفر فرض می شود .

۳. قاب ساده شده حاصل را به کمک معادلات تعادل تحلیل می کنیم .

۴. روابط مورد استفاده :

$$M = 0.08wl^2 \quad \& \quad V = 0.4wl \quad \& \quad P = 0.5wl$$

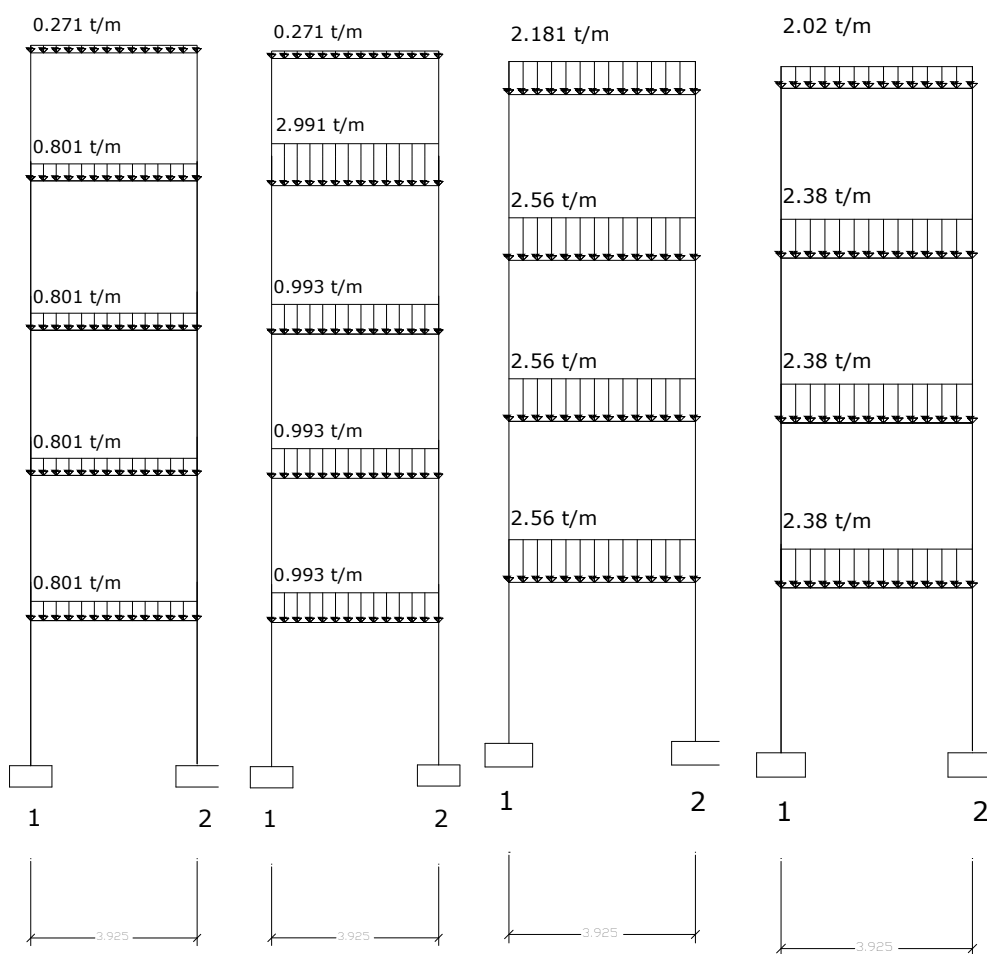




انتخاب قاب بحرانی :

این انتخاب بر مبنای ماکزیمم سطح بارگیری و قابی که بارهای وارده به آن مقدار بیشتری داشته صورت گرفته در صفحه بعد به نمایش تمام قابهای پلان پرداخته در نهایت قاب بحرانی را تحلیل می کنیم .

قاب بحرانی برای بارهای مرده :



قاب A

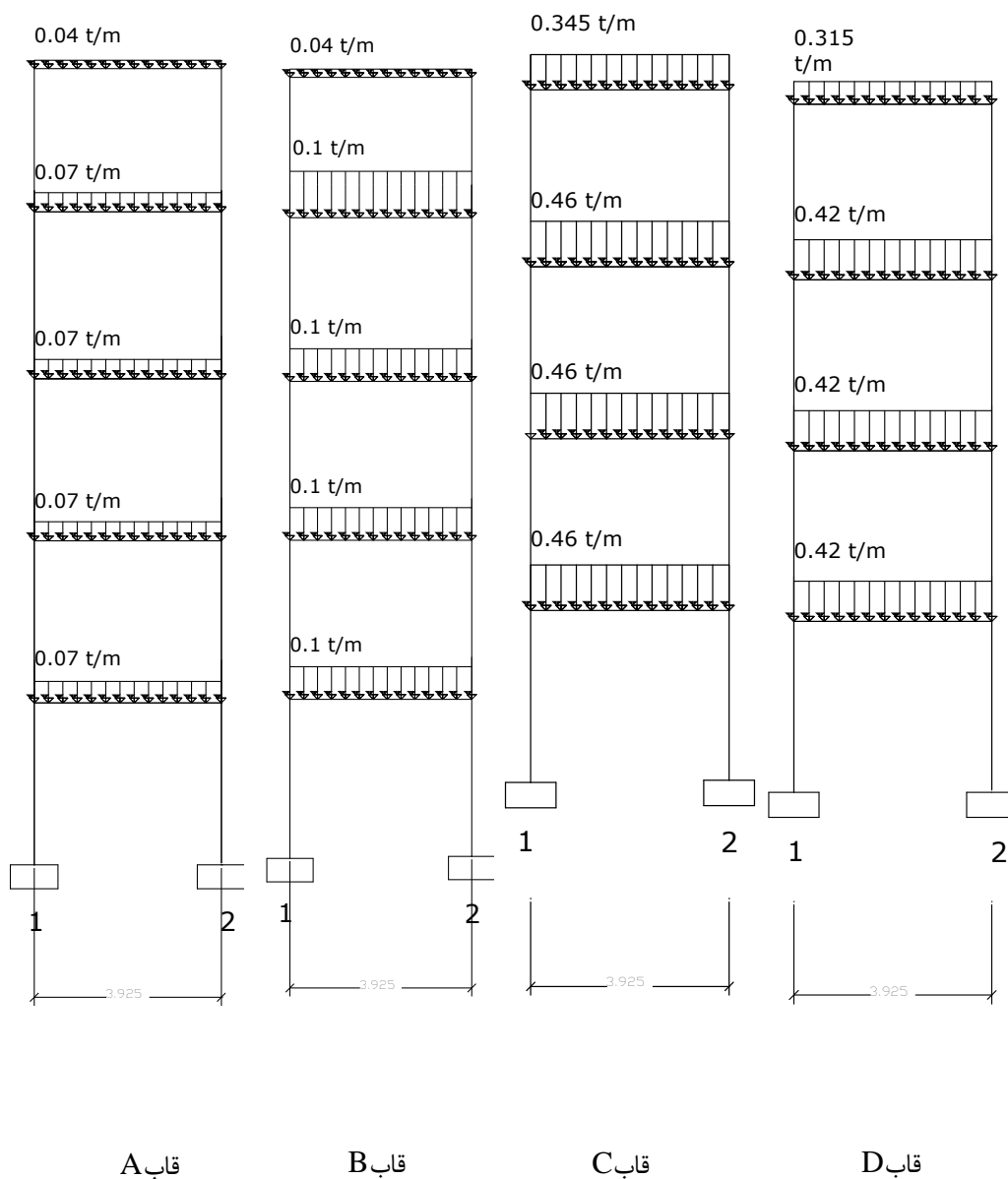
قاب B

قاب C

قاب D



قاب بحرانی برای بارهای زنده :



قابهای فوق نشان می دهد که قاب C بحرانی ترین قاب و می تواند مبنای طراحی برای تیر و ستون باشد که با توجه به زیاد بودن دامنه بارگیری می تواند انتخابی صحیح باشد .

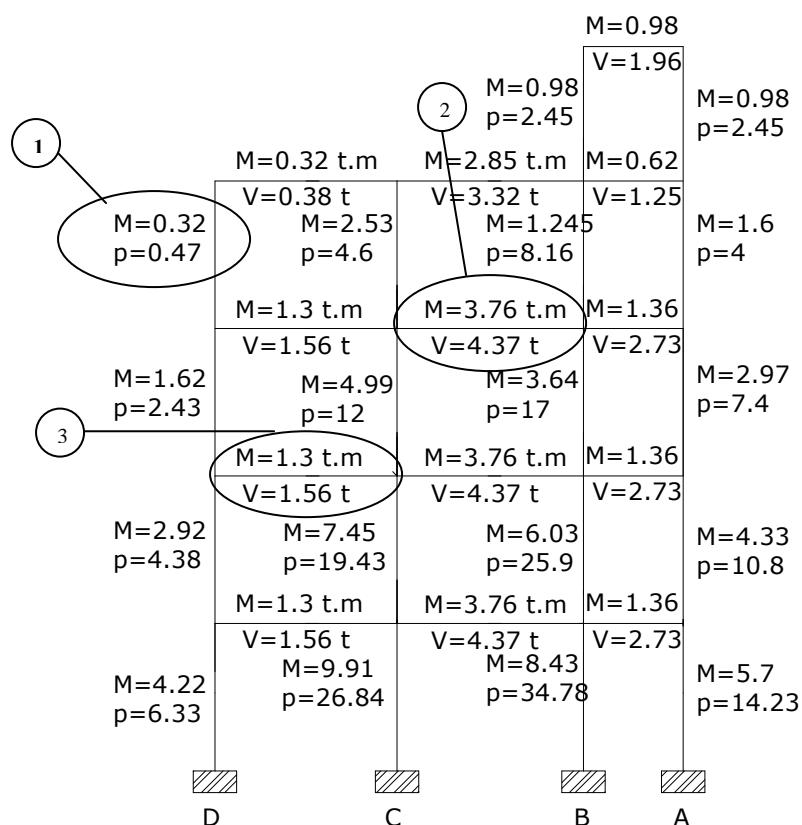


تحلیل بار مرده قابهای بحرانی (به روش ۰.۱ دهانه) :

○ قاب 1&2

با استفاده از روابط زیر هر یک از مقادیر نوشته شده روی قاب بدست آمده است

$$M = 0.08wl^2 \quad \& \quad V = 0.4wl \quad \& \quad P = 0.5wl$$



محاسبات را برای قسمتهایی که روی قاب نشان داده شده است می نویسیم :

$$M = 0.08 \times 0.226 \times 4.2^2 = 0.32t.m$$

$$p = 0.5 \times 0.226 \times 4.2 = 0.47t$$

۱

$$M = 0.08 \times 2.54 \times 4.3^2 = 3.76t.m$$

$$V = 0.4 \times 2.54 \times 4.3 = 4.37t$$

2

$$M = 3.76 + 4.99 - 1.3 = 7.45t.m$$

$$p = (0.5 \times 0.93 \times 4.2) + (0.5 \times 2.54 \times 4.3) + 19.43 = 26.84t$$

3



○ قاب C :

$$M = 0.08 \times 2.56 \times 3.925^2 = 3.155 \text{ t.m}$$

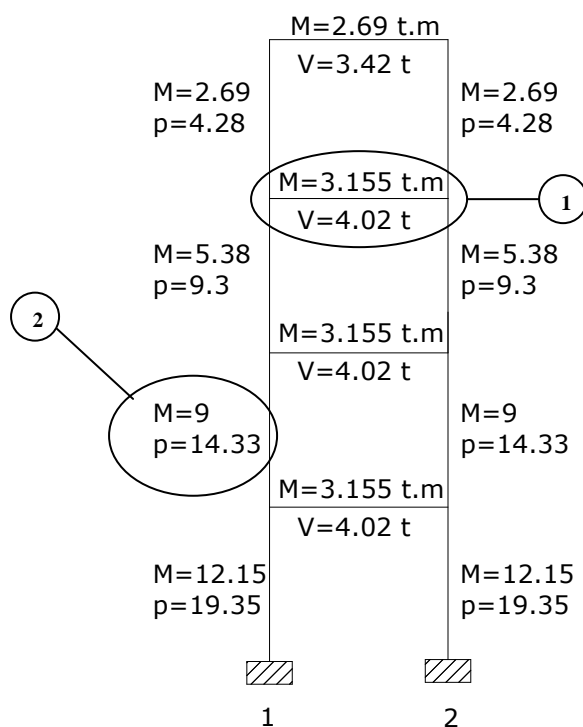
1

$$V = 0.4 \times 2.56 \times 3.925 = 4.02 \text{ t}$$

$$M = 5.38 + 3.155 = 9$$

2

$$p = 0.5 \times 2.56 \times 3.925 + 9.3 = 14.33 \text{ t}$$





تحلیل بار زنده قابهای بحرانی :

○ قاب 1&2

$$M = 0.08 \times 0.39 \times 4.3^2 = 0.577 t.m$$

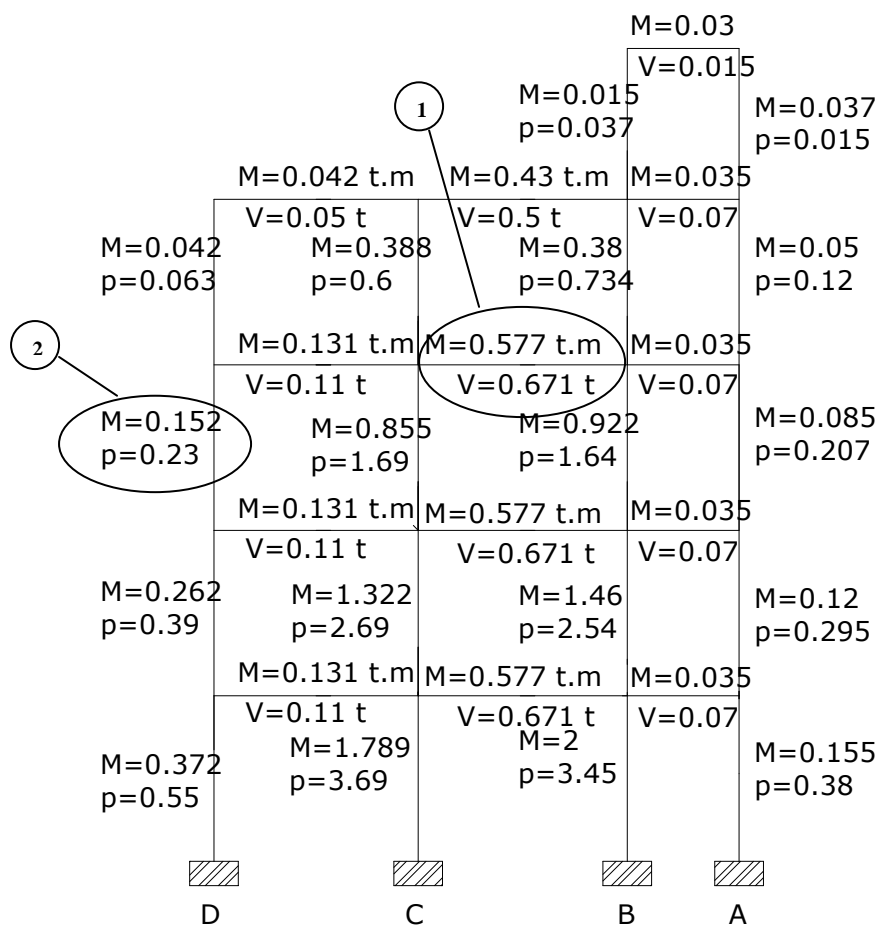
①

$$V = 0.4 \times 0.39 \times 4.3 = 0.671 t$$

$$M = 0.131 + 0.042 = 0.152 t.m$$

②

$$p = (0.5 \times 0.078 \times 4.2) + 0.063 = 0.23 t$$





○ قاب C

$$M = 0.08 \times 0.345 \times 3.925^2 = 0.425 \text{ t.m}$$

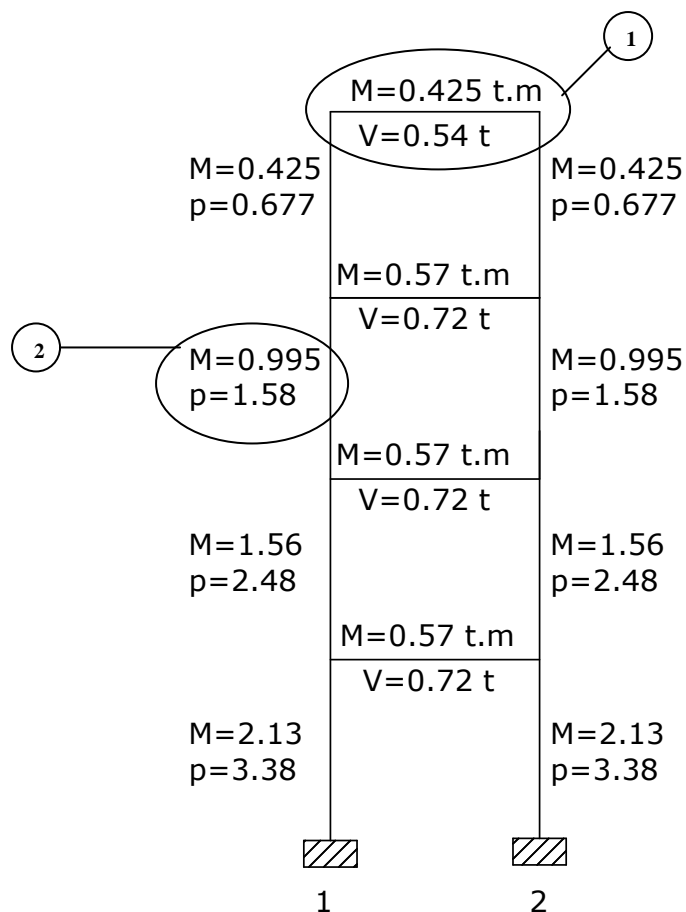
$$V = 0.4 \times 0.345 \times 3.925 = 0.54 \text{ t}$$

1

$$M = 0.57 + 0.425 = 0.995$$

$$p = 0.5 \times 0.46 \times 3.925 + 0.667 = 1.58 \text{ t}$$

2





۲-۲) تحلیل دستی به روش پرتال :

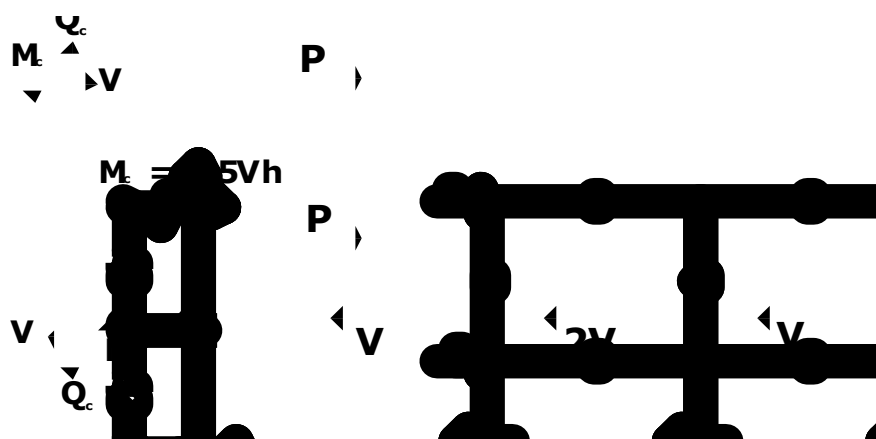
در تحلیل قابها به روش پرتال به صورت زیر باید عمل کرد :

قابل ذکر است که به دلیل کوتاهی سازه از روش پرتال استفاده می کنیم .

۱ - نقطه عطف در وسط هر یک از تیرها و ستونها قرار می گیرد

۲ - سهم نیروی برشی هر طبقه به نسبت مشخصی بین ستونها تقسیم می شود بصورت دو سهم به ستون میان و یک

سهم به ستون کناری در ادامه از روش ذکر شده به تحلیل قابها پرداخته شده است :





○ قاب 1&2

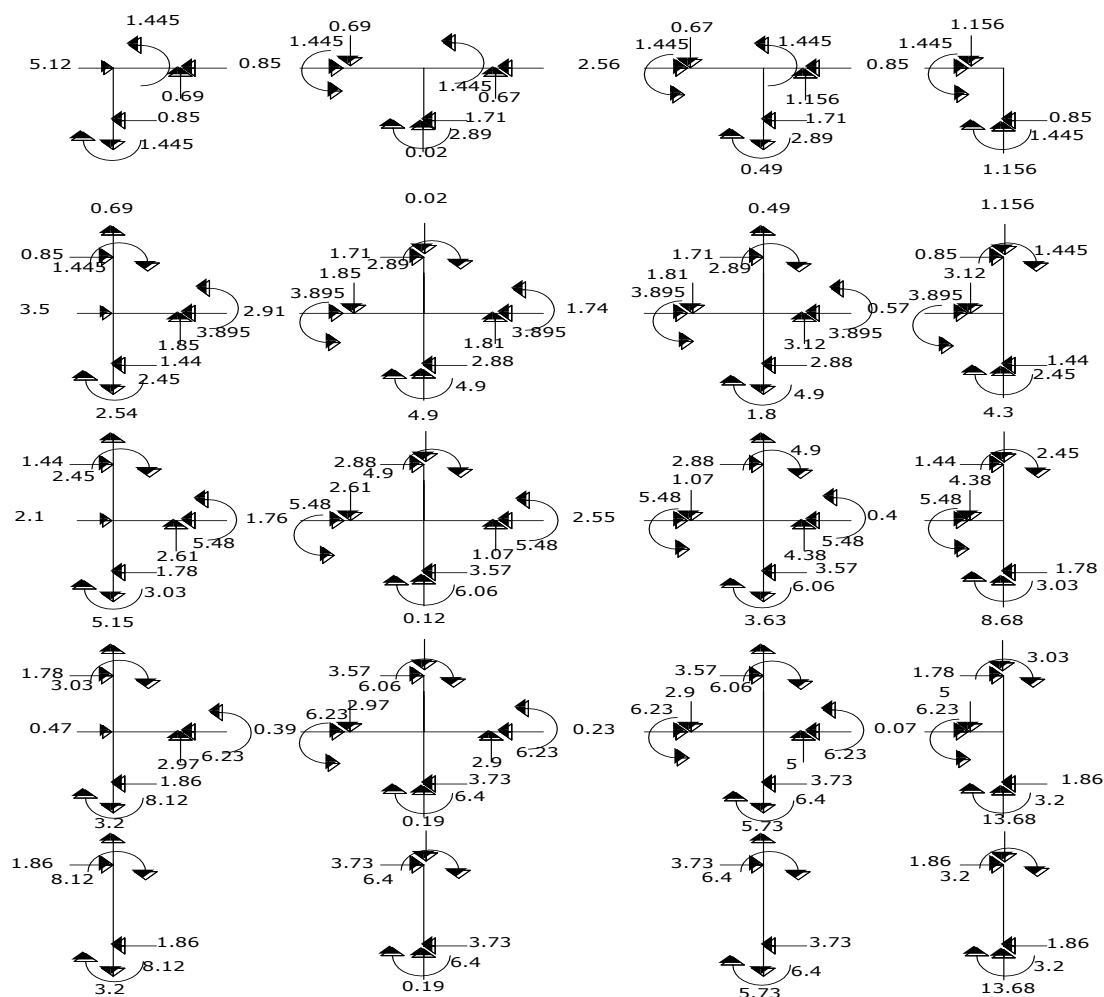
$$6V = 5.12 \Rightarrow V = 0.85t \quad 2V = 1.71t$$

$$6V = 5.12 + 3.5 \Rightarrow V = 1.44t \quad 2V = 2.88t$$

$$6V = 5.12 + 3.5 + 2.1 \Rightarrow V = 1.78t \quad 2V = 3.57t$$

$$6V = 5.12 + 3.5 + 2.1 + 0.47 \Rightarrow V = 1.86t \quad 2V = 3.73t$$

$$\frac{4.2}{2} = 2.1m \quad \& \quad \frac{4.3}{2} = 2.15m \quad \& \quad \frac{2.5}{2} = 1.25m$$







$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 5.12 + 3.5 + 2.1 + 0.47 = (2 \times 1.86) + (2 \times 3.73) \quad ok$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 8.12 + 5.73 = 0.19 + 13.68 \quad ok$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 \Rightarrow & -[(3.4 \times 0.47) + (2 \times 3.4 \times 2.1) + (3 \times 3.4 \times 3.5) + (4 \times 3.4 \times 5.12)] \\ & + (2 \times 3.2) + (2 \times 6.4) + (0.19 \times 4.2) - (8.5 \times 5.7) + (11 \times 13.6) = 0 \quad ok \end{aligned}$$



	M=1.445 V=0.69 P=4.27	M=1.445 V=0.67 P=2.56	M=1.445 V=1.156 P=0.85
	M=3.895 V=1.85 P=2.91	M=3.895 V=1.81 P=1.74	M=3.89 V=3.12 P=0.57
	M=5.48 V=2.61 P=1.76	M=5.48 V=2.55 P=1.07	M=5.48 V=4.38 P=0.4
	M=6.23 V=2.97 P=0.39	M=6.23 V=2.9 P=0.23	M=6.23 V=5 P=0.07
D	C	B	A

M=1.445 V=0.85 P=0.69	M=2.89 V=1.71 P=0.02	M=2.89 V=1.71 P=0.49	M=1.445 V=0.85 P=1.156
M=2.45 V=1.44 P=2.54	M=4.9 V=2.88 P=0.06	M=4.9 V=2.88 P=1.8	M=2.45 V=1.44 P=4.3
M=3.03 V=1.78 P=1.78	M=6.06 V=3.57 P=0.12	M=6.06 V=3.57 P=3.63	M=3.03 V=1.78 P=8.68
M=3.2 V=1.86 P=8.12	M=6.4 V=3.73 P=0.19	M=6.4 V=3.73 P=5.73	M=3.2 V=1.86 P=13.68
			
D	C	B	A



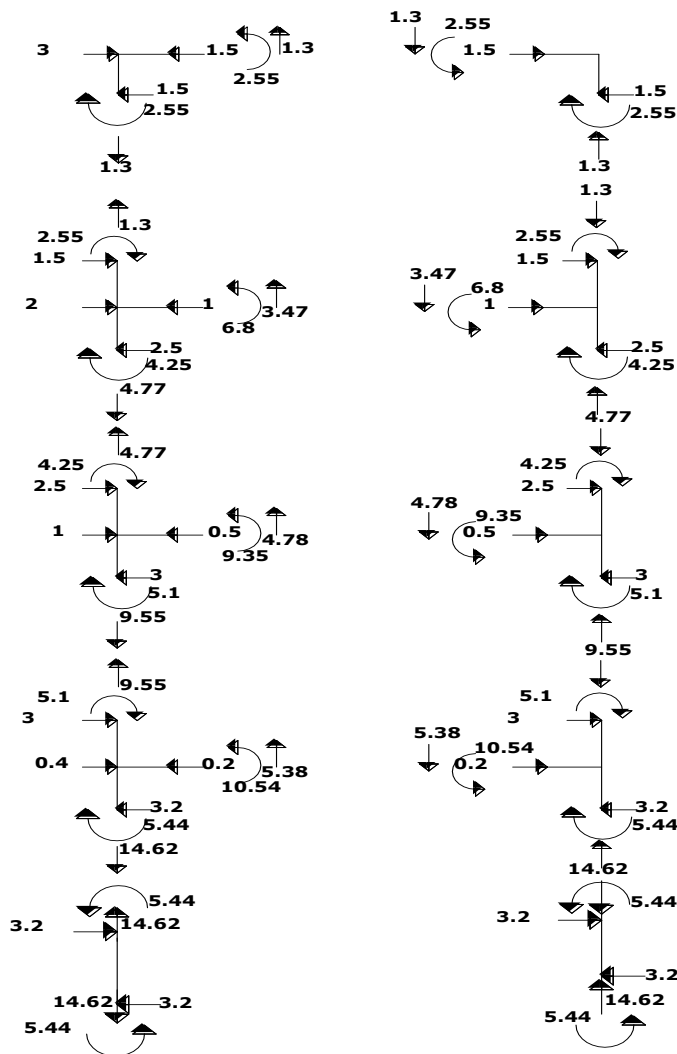
A قاب ○

$$2V = 3 \Rightarrow V = 1.5t$$

$$2V = 3 + 2 \Rightarrow V = 2.5t$$

$$2V = 3 + 2 + 1 \Rightarrow V = 3t$$

$$2V = 3 + 2 + 1 + 0.4 \Rightarrow V = 3.2t$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 0.4 + 1 + 2 + 3 = (2 \times 3.2) \quad ok$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 14.92 = 14.92 \quad ok$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow -[(3.4 \times 0.4) + (2 \times 3.4 \times 1) + (3 \times 3.4 \times 2) + (4 \times 3.4 \times 3)] + (2 \times 5.44) + (3.925 \times 14.92) = 0 \quad ok$$



M=2.55
V=1.5
P=1.3

M=2.55
V=1.5
P=1.3

M=4.25
V=2.5
P=4.77

M=4.25
V=2.5
P=4.77

M=5.1
V=3
P=9.55

M=5.1
V=3
P=9.55

M=5.44
V=3.2
P=14.92

M=5.44
V=3.2
P=14.92



M=2.55
V=1.3
P=1.5

M=6.8
V=3.47
P=1

M=9.35
V=4.78
P=0.5

M=10.54
V=5.38
P=0.2



1

2



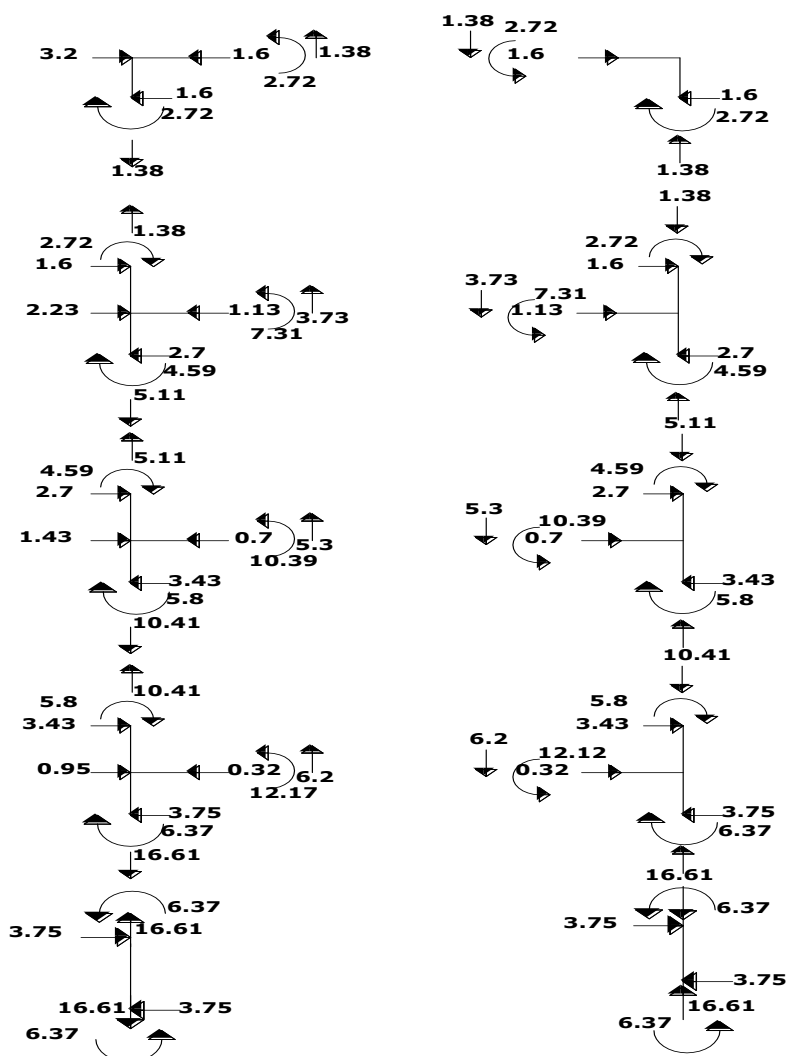
○ قاب B

$$2V = 3.2 \Rightarrow V = 1.6t$$

$$2V = 3.2 + 2.23 \Rightarrow V = 2.7t$$

$$2V = 3.2 + 2.23 + 1.43 \Rightarrow V = 3.43t$$

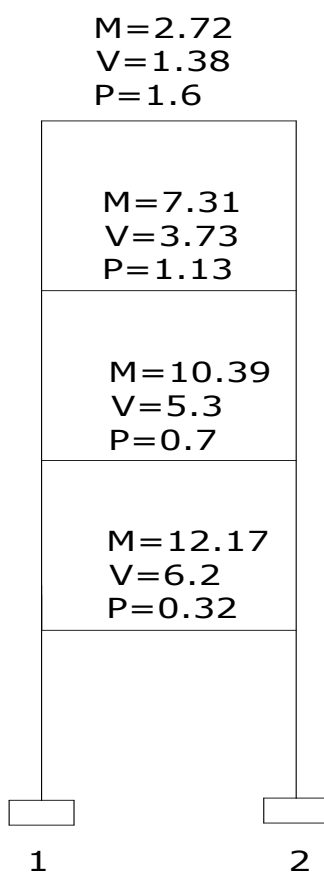
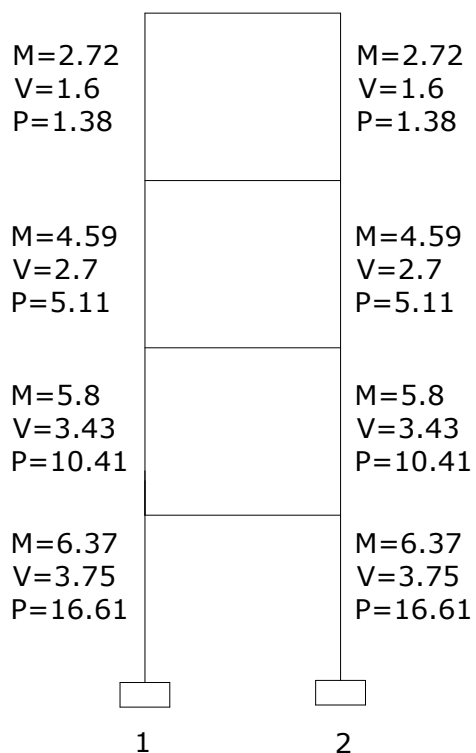
$$2V = 3.2 + 2.23 + 1.43 + 0.64 \Rightarrow V = 3.75t$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 0.64 + 1.43 + 2.23 + 3.2 = (2 \times 3.75) \quad ok$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 16.81 = 16.81 \quad ok$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow -[(3.4 \times 0.64) + (2 \times 3.4 \times 1.43) + (3 \times 3.4 \times 2.23) + (4 \times 3.4 \times 3.2)] + (2 \times 6.37) + (3.925 \times 16.81) = 0 \quad ok$$





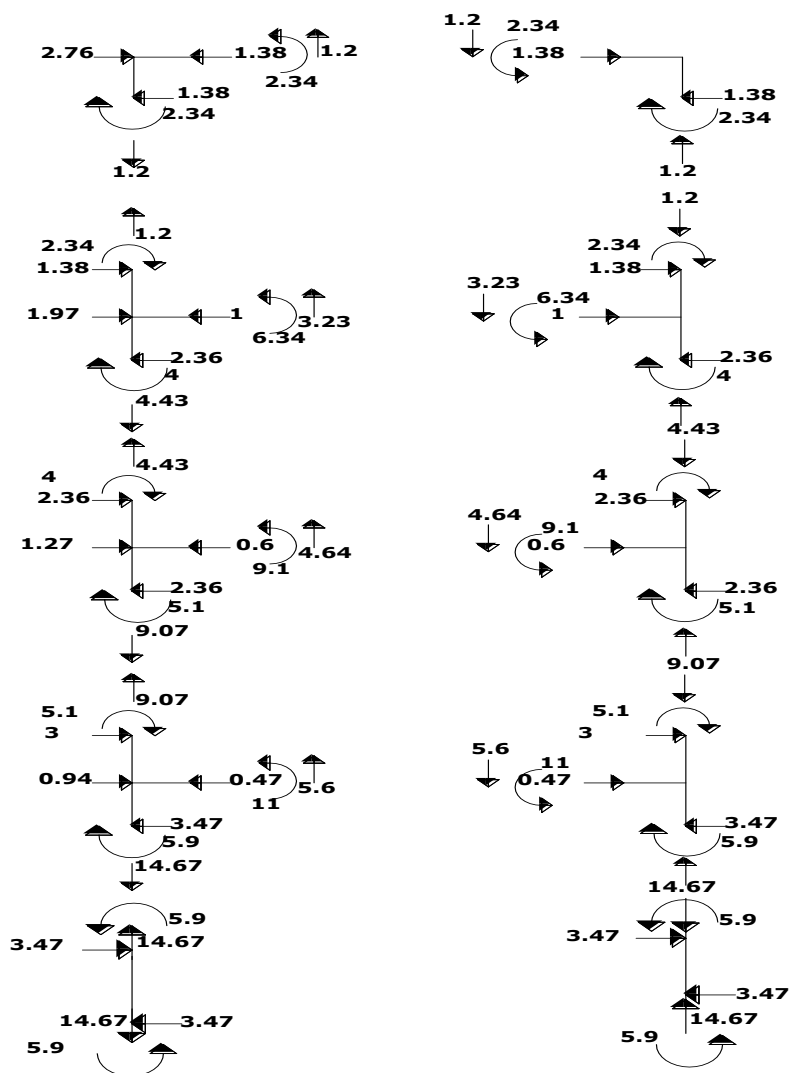
○ قاب C

$$2V = 2.76 \Rightarrow V = 1.38t$$

$$2V = 2.76 + 1.97 \Rightarrow V = 2.36t$$

$$2V = 2.76 + 1.97 + 1.27 \Rightarrow V = 3t$$

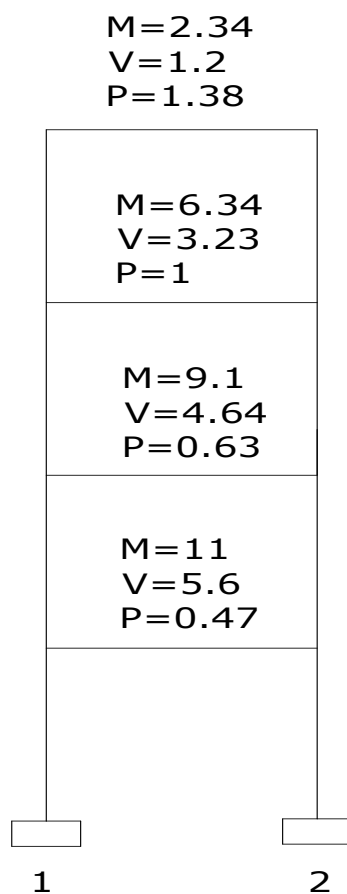
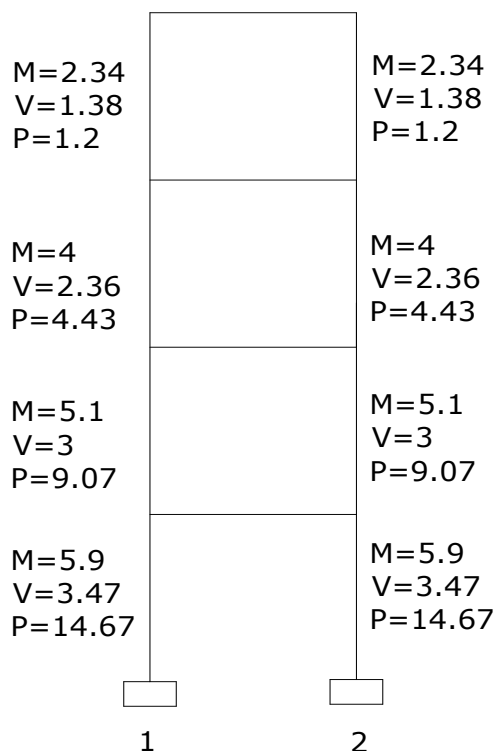
$$2V = 2.76 + 1.97 + 1.27 + 0.94 \Rightarrow V = 3.47t$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 0.94 + 1.27 + 1.97 + 2.76 = (2 \times 3.47) \quad ok$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 14.67 = 14.67 \quad ok$$

$$\begin{aligned} \sum M = 0 \Rightarrow & -[(3.4 \times 0.94) + (2 \times 3.4 \times 1.27) + (3 \times 3.4 \times 1.97) + (4 \times 3.4 \times 2.76)] \\ & + (2 \times 5.9) + (3.925 \times 14.67) = 0 \quad ok \end{aligned}$$





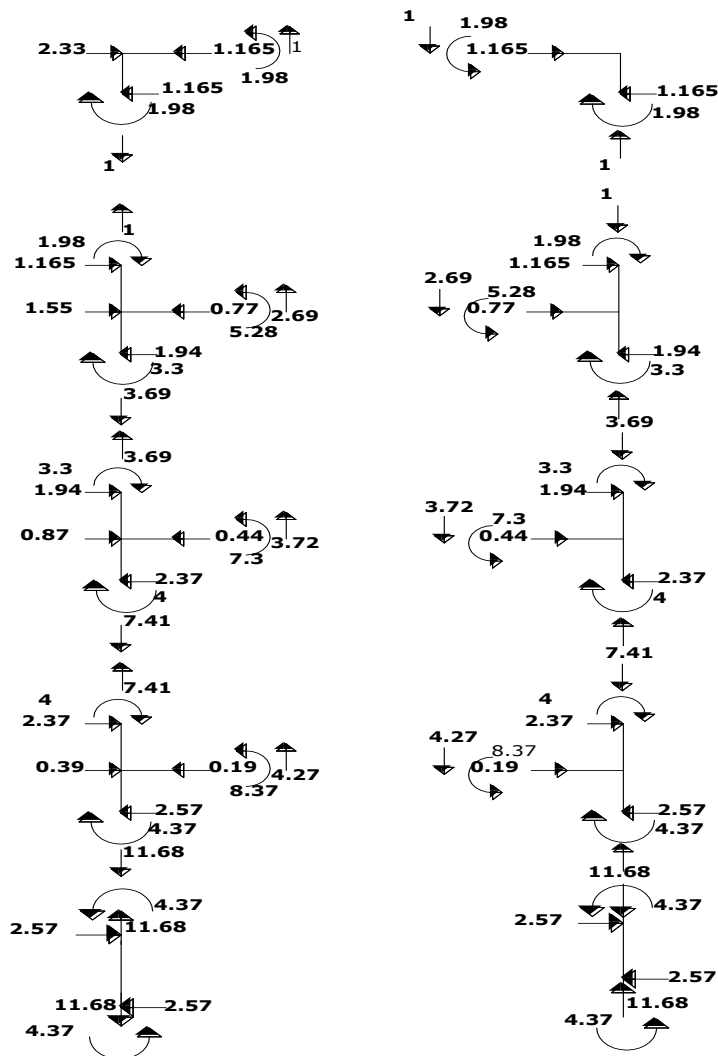
○ قاب D

$$2V = 2.33 \Rightarrow V = 1.165t$$

$$2V = 2.33 + 1.55 \Rightarrow V = 1.94t$$

$$2V = 2.33 + 1.55 + 0.87 \Rightarrow V = 2.37t$$

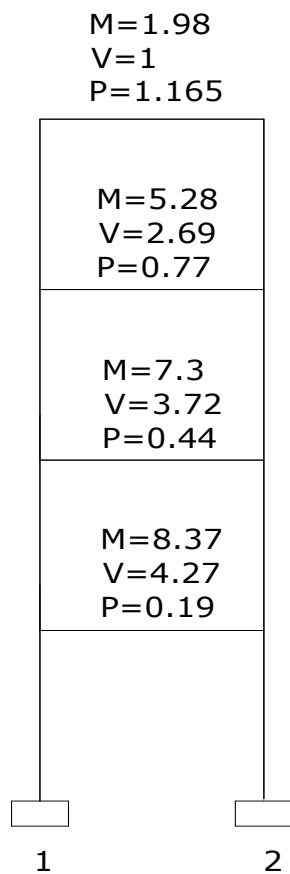
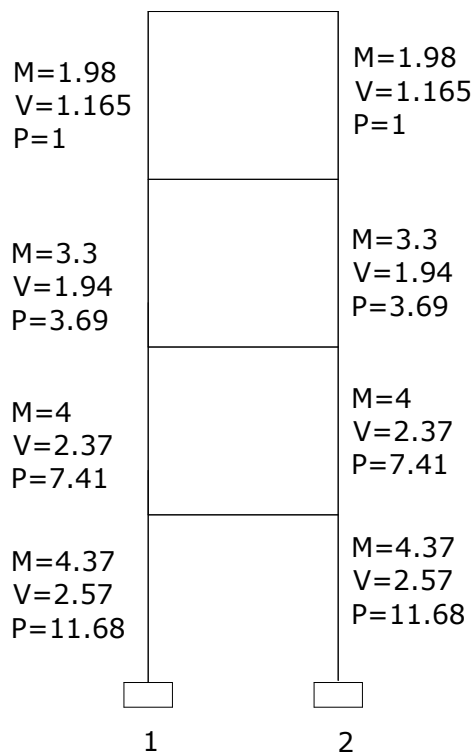
$$2V = 2.33 + 1.55 + 0.87 + 0.39 \Rightarrow V = 2.57t$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 0.39 + 0.87 + 1.55 + 2.33 = (2 \times 2.57) \quad ok$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 11.68 = 11.68 \quad ok$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow -[(3.4 \times 0.39) + (2 \times 3.4 \times 0.87) + (3 \times 3.4 \times 1.55) + (4 \times 3.4 \times 2.33)] + (2 \times 4.37) + (3.925 \times 11.68) = 0 \quad ok$$





فصل سوم

طراحی ستون



برای طراحی ستونها، در هر طبقه فقط یک تیپ ستون طراحی کرده ایم . فولادگذاری و سایر مشخصات ستونهای طبقات اول و دوم مشابه هم و ستونهای طبقات سوم و چهارم مشابه هم می باشند . ستونهای اطراف خرپشته نیز مشابه ستونها گوشه طبقات دوم، سوم طراحی شده اند. انواع تیپ ستونها در شکل صفحات بعدی مشخص شده است .

مقادیر بارهای نهایی ستونها با استفاده از خروجی های بدست آمده از برنامه ETABS که یکی از بهترین نرم افزارهای تحلیل سازه ها می باشد صورت گرفته و طراحی بر مبنای آیین نامه بتن ایران انجام شده 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 و در هر مقطع ستون کلاً ۸ میلگرد در نظر گرفته شده است.

برای صحت سنجی تحلیل نرم افزار Etabs یک قاب دو بعدی از Kasimali انتخاب نموده و با نرم افزار Etabs تحلیل نموده و با نتایج کتاب مقایسه شده که مطابقت دارد. این نتایج در انتهای پروژه پیوست شده است.

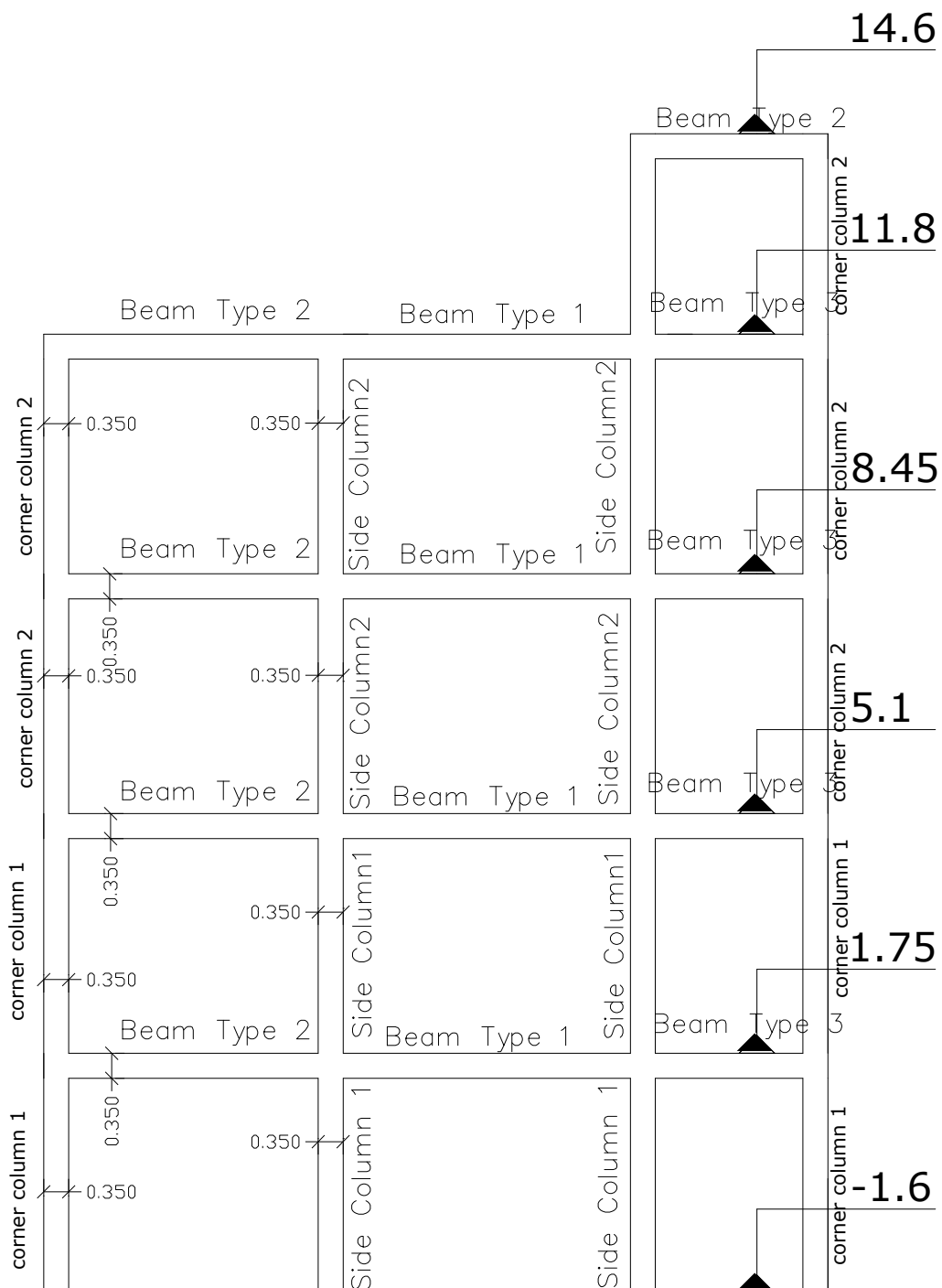
خروجی های حاصل از تحلیل نرم افزاری بصورت زیر می باشد :

جدول ۳-۱- خروجی Etabs

Story	Column	N_U	M_{Ux}	M_{Uy}
1&2	C 1	366.96	64.52	68.38
3&4&5	C 1	759.34	92.63	93.58



3-1) نحوه تیپ بندی ستون ها :



شکل 3-1- برش تیپ بندی ستون ها



۲-۳) گام به گام طراحی ستون:

همانطور که در فصل قبل توضیح داده شد در این پروژه سعی بر آن شده است که خطای حاصله حتی الامکان به صفر نزدیک شود، به همین دلیل در مراحل کامپیوتری کردن پروژه تغییراتی اعمال شده تا مدل کامپیوتری جوابی کاملاً صحیح بدهد.

حال با تحلیل کردن سازه با کامپیوتر به اطلاعاتی که برای طراحی ستون لازم است دست می یابیم و از اطلاعات حاصل از روش تقریبی برای طراحی استفاده نمی کنیم زیرا تحلیل Etabs یک تحلیل سه بعدی و همه جانبه است ولی تحلیل دستی پر از خطا و اشتباه می باشد.

۱- گرفتن اطلاعات مورد نیاز از برنامه Etabs به قرار زیر:

$$P, M_{ux}, M_{uy}$$

۲- بدست آوردن مقادیر I_g مربوط به تیرها و ستون ها و I_g / L آن ها:

$$I_g = bh^3 / 12$$

$$I_c = I_{gc}$$

$$I_b = 0.5I_{gb}$$

۳- بدست آوردن Ψ_m و در نهایت k برای محاسبه ضریب لاغری:

$$\omega = \Sigma (EI_c / L) / \Sigma (EI_b / L)$$

- ضریب طول مؤثر برای ستون های قاب مهار شده

$$k = \min (k_1, k_2)$$

$$k_1 = 0.7 + 0.1 \Psi_m < 1$$

$$k_2 = 0.85 + 0.05 \Psi_{min} < 1$$

- ضریب طول مؤثر برای ستون های قاب مهار نشده

$$\Psi_m < 2 \quad k = (1 - 0.05 \Psi_m) \times (1 + \Psi_m)^{1/2}$$

$$\Psi_m > 2 \quad k = 0.9 \times (1 + \Psi_m)^{1/2}$$

۴- تعیین لاغری ستون:

$$\text{If } kL_u / r < 34 - 12 (M_{1b} / M_{2b})$$

سیستم مهاربندی شده و ستون لاغر نیست



M_{1b} لنگر کوچکتر و M_{2b} لنگر بزرگتر از لحاظ قدر مطلق می باشد

$$\text{If } kL_u / r < 22$$

سیستم مهاربندی نشده و ستون لاغر نیست

۵- تعیین روش تحلیل:

در صورتی که ستون لاغر باشد

- اگر $L_u / r < 100$ از روش تشدید لنگر استفاده می کنیم

- اگر ستون مهارشده باشد و $L_u / r < 80$ از روش تقلیل ظرفیت استفاده می کنیم

- اگر ستون مهارنشده باشد و $kL_u / r < 40$ از روش تقلیل ظرفیت استفاده می کنیم

$$K' = 0.78 + 0.22 \Psi_m$$

روش تقلیل ظرفیت و تشدید لنگر به طور مفصل در کتاب بتن دکتر شاپور طاحونی توضیح داده شده است

۶- محاسبه $M_{u \text{ eq}}$ به صورت زیر:

این روش برگرفته از کتاب بتن دکتر شاپور طاحونی است

$$\text{If } M_{uy} / M_{ux} > b/h$$

$$M_{u \text{ eq}} = M_{uy} + 0.55M_{ux} b/h$$

$$\text{If } M_{uy} / M_{ux} < b/h$$

$$M_{u \text{ eq}} = M_{ux} + 0.55M_{uy} b/h$$

۷- محاسبه مقادیر مربوط به $N_u / (\Phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot h)$ و $M_u / (\Phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot h^2)$ و γ و استفاده از نمودارهای طراحی برای

بدست آوردن ρ

$$\gamma = (h - 2d') / h$$

$$m = (\Phi_s \cdot F_y) / (0.85 \Phi_c \cdot F_c) = 19.45$$

$$= A_s / bh \rho$$

$$0.8\% < \rho < 8\%$$

حال تعداد و نوع Φ را تعیین می کنیم

۸- محاسبه $N_{r \text{ max}}$:

$$N_{r \text{ max}} = 0.8 [0.85 \Phi_c \cdot F_c \cdot b \cdot h + A_s (F_{yd} - F_{cd})]$$



۹- محاسبه مقادیر e_x / h و e_y / h به صورت زیر و استفاده از نمودارهای طراحی برای بدست

آوردن N_{rxo} و N_{ryo}

$$\text{If } N_u > 0.1\Phi c.F_c.b.h$$

$$1 / N_{rxy} = 1 / N_{rxo} + 1 / N_{ryo} - 1 / N_{ro}$$

$$\text{If } N_u < 0.1\Phi c.F_c.b.h$$

$$M_{ux} / M_{rxo} + M_{uy} / M_{ryo} < 1$$

$$e_x / h = M_x / N_u.h$$

$$e_y / h = M_y / N_u.b$$

۱۰- محاسبه N_{ro} :

$$N_{ro} = 0.85F_{cd}.b.h + A_s(F_{yd} - F_{cd}) = N_{r \max} / 0.8$$

۱۱- تعیین N_{rxy} و کنترل آن

$$1 / N_{rxy} = 1 / N_{rxo} + 1 / N_{ryo} - 1 / N_{ro}$$

$$N_{rxy} < N_{r \max}$$

۱۲- طراحی و محاسبه خاموت:

$$S_{\max} = \min \{ 300 \text{ mm} , \text{کوچکترین بعد مقطع} , \text{قطر خاموت} \times 48 , \text{قطر میلگرد طولی} \times 16 \}$$

$$\text{If } 30 \text{ mm} < \text{قطر میلگرد طولی}$$

$$3 / \text{قطر میلگرد طولی} = \text{قطر خاموت}$$

$$\text{If } 30 \text{ mm} > \text{قطر میلگرد طولی}$$

$$10 \text{ mm} = \text{قطر خاموت}$$



به عنوان مثال برای طراحی ستونهای واقع در طبقات اول دوم گامهای زیر را طی می کنیم :

۳-۳) ستونهای گوشه و کناری طبقات اول و دوم :

۱ - با توجه به خروجی های ETABS ، بار نهایی ستونها بترتیب زیر محاسبه شده اند .

$$N=759. \text{ KN}$$

$$M_x= 92.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y= 93.58 \text{ KN.m}$$

۲ - تعیین مقادیر I/L تیرها و ستونها

$$\text{تیر A : } \frac{I_A}{L_A} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.3 \times 0.4^3}{3.925} = 4.1 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر B : } \frac{I_B}{L_B} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35 \times 0.45^3}{4.2} = 6.33 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر C : } \frac{I_c}{L_c} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35 \times 0.45^3}{4.3} = 6.18 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{ستونهای } 350 \times 350 \quad \frac{I}{L} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35^4}{3.4} = 3.68 \times 10^{-4} m^3$$

I/L ستونها را در مقدار ۱ و تیرها را در ۰.۵ ضرب می کنیم.

$$\frac{I_A}{L_A} = 0.5 \times 4.1 \times 10^{-4} = 2.05 \times 10^{-4}$$

$$\frac{I_B}{L_B} = 0.5 \times 6.33 \times 10^{-4} = 3.165 \times 10^{-4} m^3$$

$$\frac{I_c}{L_c} = 0.5 \times 6.18 \times 10^{-4} = 3.09 \times 10^{-4} m^3$$

$$\frac{I}{L} = 3.68 \times 10^{-4} m^3$$

۳ - مقادیر Ψ را بدست می آوریم

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_C}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_B} = \frac{3.68 \times 2}{3.165 + 3.09 + 2.05} = 0.89$$



$$\Psi_B = 1$$

$$\Psi_m = \frac{1}{2}(\Psi_A + \Psi_B) = \frac{1}{2}(1 + 0.89) = 0.945$$

۴ - ضریب طول موثر k را بدست می آوریم

$$\Psi_m \leq 2 \Rightarrow k = (1 - 0.05\Psi_m)\sqrt{1 + \Psi_m} = (1 - 0.05 \times 0.945)\sqrt{1 + 0.945} = 1.33 \geq 1$$

۵ - لاغری ستون را بدست می آوریم

$$l_u = 3400 - 400 = 3000 \text{ mm}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 350 = 105 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{K l_u}{r} = \frac{1.33 \times 3000}{105} = 38 > 22$$

سیستم مهاربندی نشده و ستونها لاغر می باشند.

۶ - با توجه به اینکه ستون لاغر است و سیستم مورد استفاده مهاربندی نشده می باشد.

$$\frac{K' l_u}{r} < 40$$

$$K' = 0.78 + 0.22\Psi_m = 0.78 + 0.22 \times 0.945 = 0.9879$$

$$\frac{K' l_u}{r} = \frac{0.9879 \times 3000}{105} = 28.23 < 40$$

روش تحلیل مورد استفاده ، روش تقلیل ظرفیت می باشد .

بنابراین طبق این روش ادامه می دهیم .

۷ - تعیین ضریب تقلیل ظرفیت باربری در اعضا فشاری مهار نشده

$$R = 1 - 0.008 \frac{k' l_u}{r} \leq 1$$

$$R = 1 - 0.008 \times 28.23 = 0.774 \leq 1$$



۸ - مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی باید بر ضریب تقلیل ظرفیت تقسیم شوند^۱

$$N_U = \frac{P}{R} = \frac{759.34}{0.774} = 981.06 \text{ KN}$$

$$M_{UX} = \frac{M_x}{R} = \frac{92.63}{0.774} = 119.678 \text{ KN.m}$$

$$M_{UY} = \frac{M_y}{R} = \frac{93.58}{0.774} = 121 \text{ KN.m}$$

۹ - مقدار M_{ueq} را بدست می آوریم^۲.

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} \leq \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueqx} = M_{ux} + 0.55 \times M_{uy} \frac{b}{h}$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} \geq \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueqy} = M_{uy} + 0.55 \times M_{ux} \frac{b}{h}$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{121}{119.678} = 1.01 \geq \frac{b}{h} = 1 \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{ueqy} = M_{uy} + 0.55 \times M_{ux} \frac{b}{h} = 121 + 0.55 \times 1 \times 119.678 = 186.82 \text{ KN.m}$$

۱۰ - هر یک از مقادیر زیر را بدست می آوریم.

با استفاده از نموداره ای صفحات ۳۸۵ تا ۳۹۰ موجود در کتاب طاحونی داریم:

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 50}{350} = 0.71$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$\frac{N_U}{\phi_c f_c b h} = \frac{981.06 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350} = 0.445$$

$$\frac{M_U}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{186.823 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350^2} = 0.242$$

$$m\rho = 0.6$$

$$\rho = \frac{0.6}{22.22} = 0.027$$

$$0.8\% < \rho < 8\%$$

$$0.8\% < 2.7 < 8\% \quad ok$$

^۱ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۴۴۵

^۲ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۴۰۶



نوع آرماتور طولی:

8Φ28

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.027 \times 350^2 = 3307.5 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{use } 8\Phi 28 \quad A_s = 8 \times \pi \times \frac{28^2}{4} = 4926 \text{ mm}^2$$

۱۱ - کنترل کردن N_{rmax}^1

$$N_{rmax} = 0.8[0.85\Phi_c f_c b h + A_{st}(\Phi_s f_y - \Phi_c f_c)] =$$

$$0.8 \times [0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350^2 + 4926 \times (0.85 \times 400 - 0.6 \times 30)] \times 10^{-3}$$

$$N_{rmax} = 2768.34 \text{ kN} > 981.06 \text{ KN}$$

- ۱۲

$$m\rho = 0.6$$

$$\gamma = 0.7$$

$$e_x / h = \frac{M_{ux}}{N_u a} = \frac{119.678 \times 1000}{981.06 \times 350} = 0.348$$

$$e_y / h = \frac{M_{uy}}{N_u a} = \frac{121 \times 1000}{981.06 \times 350} = 0.352$$

۱۳ - محاسبه N_{rxo} و N_{ryo} با استفاده از نمودارهای طراحی:

$$\frac{N_{rxo}}{\phi_c f_c b h} = 0.6 \rightarrow N_{rxo} = 0.6 \times 0.65 \times 30 \times 350 \times 350 \times 10^{-3} = 1323 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ryo}}{\phi_c f_c b h} = 0.58 \rightarrow N_{ryo} = 0.61 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 350 = 1278.9 \text{ KN}$$

۱۴ - استفاده از رابطه برسلر:

$$N_u \geq 0.1\Phi_c f_c b h \quad \rightarrow \quad \frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rxo}} + \frac{1}{N_{ryo}} - \frac{1}{N_{ro}}$$

$$0.1 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 350 \times 10^{-3} = 220.5 < 981.06$$

۱۵ - محاسبه N_{ro}

$$N_{ro} = 0.85 f_{cd} b h + A_s (f_{yd} - f_{cd}) = \frac{N_{rmax}}{0.8} = \frac{2768.34}{0.8} = 3460.425 \text{ KN}$$

¹ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۳۶۱

۱۶ - N_{rxy} را بدست می آوریم.

$$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rxo}} + \frac{1}{N_{ryo}} - \frac{1}{N_{ro}} = \frac{1}{1323} + \frac{1}{1278.9} - \frac{1}{3460.425} = 1.248 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow N_{rxy} = 800.77 \text{ kN}$$

$$N_{rxy} < 0.8N_{ro} = N_{r \max} \Rightarrow 800.77 < 2768.34 \quad ok$$

۱۷ - محاسبه خاموتها^۱

$$\text{قطر میلگرد طولی} = 1/3 \times \text{قطر خاموت} \rightarrow 30 \text{ mm} < \text{قطر میلگرد طولی}$$

$$28 < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{قطر خاموت} = 1/3 \times 28 = 10 \text{ mm}$$

فاصله خاموتها

$$S_{\max} = \min \rightarrow 16 \times \text{قطر میلگرد طولی} = 16 \times 28 = 448 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 48 \times \text{قطر خاموت} = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{کوچکترین بعد مقطع} = 350 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 300 \text{ mm}$$

$\therefore USE \quad \Phi 10 @ 300 \text{ mm}$

نوع خاموت :
 $\Phi 10 @ 300 \text{ mm}$

^۱ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۳۵۵



۳-۴) ستونهای گوشه و کناری طبقات سوم و چهارم:

۱ -

$$N_U = 366.96 \text{ KN}$$

$$M_{Ux} = 64.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{Uy} = 68.38 \text{ KN.m}$$

۲ -

$$\text{تیر A: } \frac{I_A}{L_A} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.3 \times 0.4^3}{3.925} = 4.1 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر B: } \frac{I_B}{L_B} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35 \times 0.45^3}{4.2} = 6.33 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{تیر C: } \frac{I_c}{L_c} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35 \times 0.45^3}{4.3} = 6.18 \times 10^{-4} m^3$$

$$\text{ستونهای } 350 \times 350 \quad \frac{I}{L} = \frac{1}{12} \times \frac{bh^3}{l} = \frac{1}{12} \times \frac{0.35^4}{3.4} = 3.68 \times 10^{-4} m^3$$

$$\frac{I_A}{L_A} = 0.5 \times 4.1 \times 10^{-4} = 2.05 \times 10^{-4}$$

$$\frac{I_B}{L_B} = 0.5 \times 6.33 \times 10^{-4} = 3.165 \times 10^{-4} m^3$$

$$\frac{I_c}{L_c} = 0.5 \times 6.18 \times 10^{-4} = 3.09 \times 10^{-4} m^3$$

$$\frac{I}{L} = 3.68 \times 10^{-4} m^3$$

۳ -

$$\Psi_A = \Psi_B = 1$$

$$\Psi_m = \frac{1}{2}(\Psi_A + \Psi_B) = \frac{1}{2}(0.89 + 0.89) = 0.89$$

۴ -

$$\Psi_m \leq 2 \Rightarrow k = (1 - 0.05\Psi_m) \sqrt{1 + \Psi_m} = (1 - 0.05 \times 0.89) \sqrt{1 + 0.89} = 1.31 \geq 1$$



۵ -

$$l_u = 3400 - 400 = 3000 \text{ mm}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 350 = 105 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{K l_u}{r} = \frac{1.31 \times 3000}{105} = 37.5 > 22$$

سیستم مهاربندی نشده و ستونها لاغر می باشند.

۶ -

$$\frac{K' l_u}{r} < 40$$

$$K' = 0.78 + 0.22\Psi_m = 0.78 + 0.22 \times 0.89 = 0.9758$$

$$\frac{K' l_u}{r} = \frac{0.9758 \times 3000}{105} = 27.88 < 40$$

روش تحلیل مورد استفاده ، روش تقلیل ظرفیت می باشد، بنابراین طبق این روش ادامه می دهیم.

۷ -

$$R = 1 - 0.008 \frac{k' l_u}{r} \leq 1$$

$$R = 1 - 0.008 \times 27.88 = 0.777 \leq 1$$

۸ -

$$N_U = \frac{P}{R} = \frac{366.96}{0.777} = 472.28 \text{ KN}$$

$$M_{UX} = \frac{M_x}{R} = \frac{92.63}{0.777} = 119.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{UY} = \frac{M_y}{R} = \frac{64.52}{0.777} = 83.037 \text{ KN.m}$$

۹ - مقدار M_{ueq} را بدست می آوریم

¹ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۴۴۴

² طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۴۴۵



نوع آرماتور طولی:

8Φ24

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} \leq \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueqx} = M_{ux} + 0.55 \times M_{uy} \frac{b}{h}$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} \geq \frac{b}{h} \rightarrow M_{ueqy} = M_{uy} + 0.55 \times M_{ux} \frac{b}{h}$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{83.037}{119.21} = 0.69 \leq \frac{b}{h} = 1$$

$$\rightarrow M_{ueqx} = M_{ux} + 0.55 \times M_{uy} \frac{b}{h} = 119.21 + 0.55 \times 1 \times 83.037 = 164.88 \text{ KN.m}_1$$

- ۱۰

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 50}{350} = 0.71$$

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$\frac{N_U}{\phi_c f_c b h} = \frac{366.96 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350} = 0.166$$

$$\frac{M_U}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{164.88 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350^2} = 0.214$$

$$m\rho = 0.41$$

$$\rho = \frac{0.41}{22.22} = 0.018$$

$$0.8\% < \rho < 8\%$$

$$0.8\% < 1.845 < 8\% \quad ok$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0297 \times 350^2 = 3638.25 \text{ mm}^2$$

$$\therefore use \quad 8\Phi24 \quad A_s = 8 \times \pi \times \frac{24^2}{4} = 3619.11 \text{ mm}^2$$

- ۱۱

$$N_{\max} = 0.8[0.85\phi_c f_c b h + A_{st}(\phi_s f_y - \phi_c f_c)]^2$$

¹ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۴۰۶

² طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۳۶۱



$$0.8 \times [0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350^2 + 3041.1 \times (0.85 \times 400 - 0.6 \times 30)] \times 10^{-3}$$

$$N_{rmax} = 2282.79 \text{ kN} > 472.28 \text{ KN}$$

- ۱۲

$$m \rho = 0.41$$

$$\gamma = 0.7$$

$$e_x / h = \frac{M_{Ux}}{N_U a} = \frac{119.21 \times 1000}{471.41 \times 350} = 0.72$$

$$e_y / h = \frac{M_{Uy}}{N_U a} = \frac{83.037 \times 1000}{471.41 \times 350} = 0.502$$

- ۱۳

$$\frac{N_{rxo}}{\phi_c f_c b h} = 0.64 \rightarrow N_{rxo} = 0.64 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 350 \times 10^{-3} = 1411.2 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ryo}}{\phi_c f_c b h} = 0.55 \rightarrow N_{ryo} = 0.55 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 350 = 1212.75 \text{ KN}$$

- ۱۴

$$N_u \geq 0.1 \Phi_c f_c b h \quad \rightarrow \quad \frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rxo}} + \frac{1}{N_{ryo}} - \frac{1}{N_{ro}}$$

$$0.1 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 350 \times 10^{-3} = 220.5 < 472.28$$

۱۵- محاسبه N_{ro}

$$N_{ro} = 0.85 f_{cd} b h + A_s (f_{yd} - f_{cd}) = \frac{N_{rmax}}{0.8} = \frac{2282.79}{0.8} = 2853.48 \text{ KN}$$

- ۱۶

$$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rxo}} + \frac{1}{N_{ryo}} - \frac{1}{N_{ro}} = \frac{1}{1411.2} + \frac{1}{1212.75} - \frac{1}{2853.48} = 1.182 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow N_{rxy} = 845.5 \text{ kN}$$

$$N_{rxy} < 0.8 N_{ro} = N_{rmax} \quad \Rightarrow 845.5 < 2853.48 \quad ok$$

۱۷ - محاسبه خاموتها:^۱نوع خاموت :
 $\Phi 10 @ 300mm$

$$\text{قطر میلگرد طولی} = \frac{1}{3} \times \text{قطر خاموت} \rightarrow 30 \text{ mm} < \text{قطر میلگرد طولی}$$

$$24 < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{قطر خاموت} = \frac{1}{3} \times 24 \approx 10 \text{ mm}$$

فاصله خاموتها

$$S_{\max} = \min \rightarrow 16 \times \text{قطر میلگرد طولی} = 16 \times 24 = 384 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 48 \times \text{قطر خاموت} = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{کوچکترین بعد مقطع} = 350 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 300 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{USE } \Phi 10 @ 300mm$$

نتایج حاصل از محاسبات در جدول زیر ثبت شده است :

میلگرد خاموتها	میلگردهای طولی	ستونهای گوشه و کنار
$\Phi 10 @ 300$	$8\Phi 28$	طبقات اول و دوم
$\Phi 10 @ 300$	$8\Phi 24$	طبقات سوم و چهارم و پنجم

^۱ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۳۵۵



فصل چهارم

طراحی تیر



به منظور تسهیل در امر طراحی و ساخت و آرماتورگذاری تیرها ، فولادگذاری تیرها برای ۴ تیپ در هر دو طبقه طراحی شده است.

طراحی بر مبنای حالت حدی نهایی براساس آیین نامه بتن ایران انجام گرفته است.

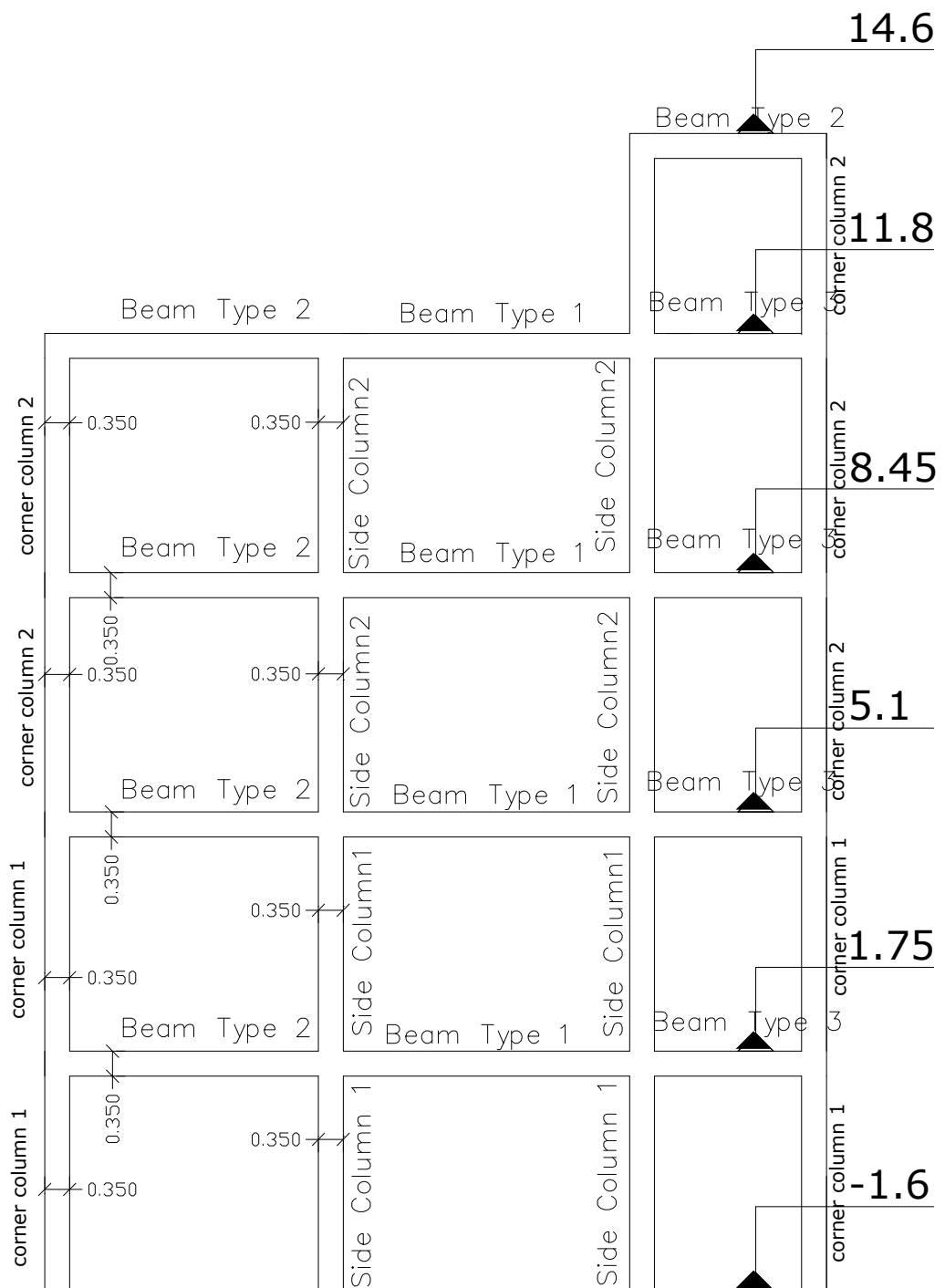
اغلب تیرهای بتن مسلح در مناطقی که نیروی برشی زیاد می باشد، توسط خاموتهای قائم U شکل یا میلگردهای طولی مایل (اوتگا) یا ترکیبی از هر دو مسلح می شوند. آرماتورهای برشی نه تنها مقاومت برشی را از طریق انتقال مستقیم نیروی برشی افزایش می بخشند، بلکه با بهبود عمل قفل و بست بین دانه ای و عمل شاخه ای فولادهای طولی 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 ترکهای قطری می گردند. در نتیجه از خرابیهای ناگهانی جلوگیری کرده و ایجاد آگاهی قبل از خرابی می نمایند. طبق آیین 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 d فصله وجود دارد، طراحی کرد. در طراحی خاموتها برای جذب نیروی برشی از خاموتهای قائم استفاده شده و از میلگردهای مایل بعنوان یک عامل اطمینان استفاده شده است.

طراحی ها در این بخش بر مبنای خروجی های دریافتی از Etabs صورت گرفته که بصورت زیر می باشند.

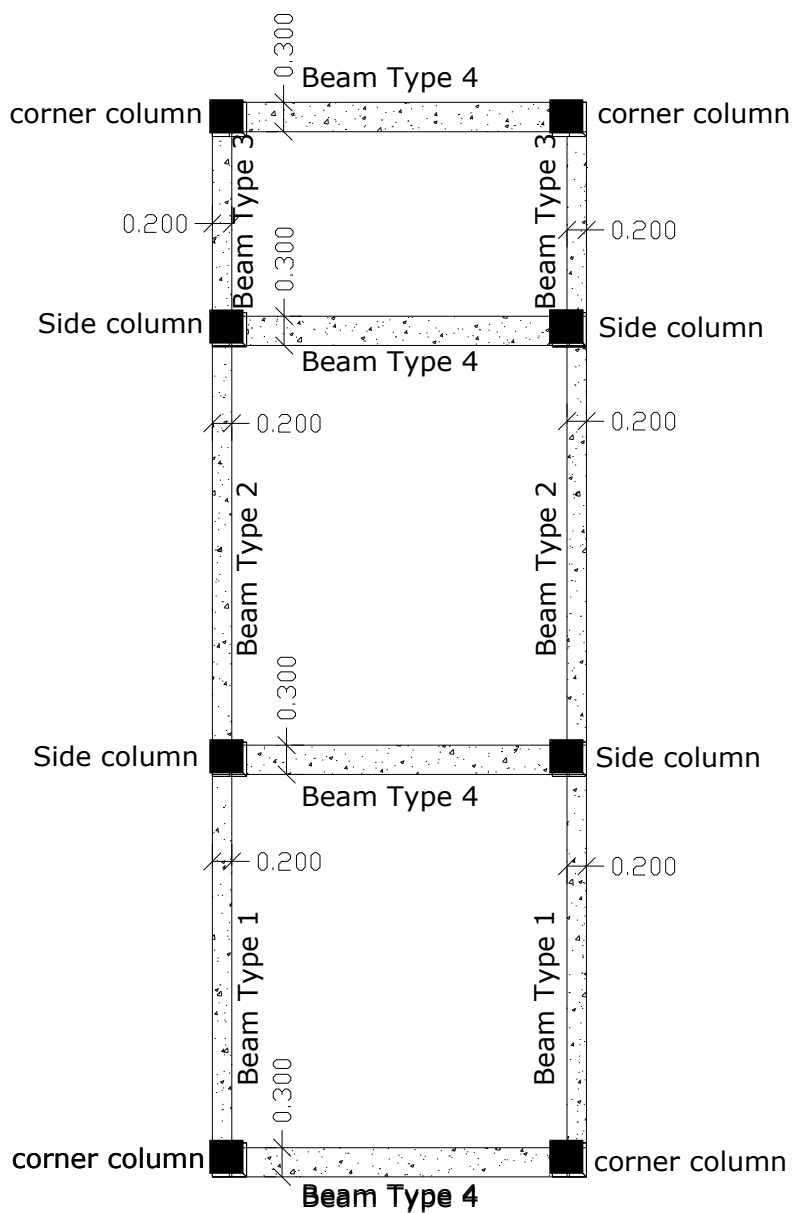
Story	L (m)	Max P	Max V2	Max T	Max(+) M3	Max (-) M3
total	4.2	2.369	40.484	0.563	22.67	40.434
total	4.3	7.74	90.22	1.646	43.51	88.1
total	2.5	7.94	105.36	1.655	84.22	93.236
total	3.925	11.22	113.986	3.278	79.85	122.046



۱-۴) نحوه تیپ بندی تیرها :



شکل ۱-۴- برش تیپ بندی تیرها



شکل ۴-۲- پلان تیپ بندی تیرها



۲-۴) گام به گام طراحی تیر:

در این پروژه سعی بر آن شده است که خطای حاصله حتی امکان به صفر نزدیک شود به همین دلیل در مراحل کامپیوتری کردن پروژه تغییراتی اعمال شده تا مدل کامپیوتری جوابی کاملاً صحیح بدهد. حال با تحلیل کردن سازه با کامپیوتر به اطلاعاتی که برای طراحی تیر لازم است دست می یابیم.

چون تحلیل دستی یک روش تقریبی است از اطلاعات حاصل از روش تقریبی برای طراحی تیر استفاده نمی کریم.

۱- گرفتن اطلاعات خروجی برنامه Etabs به قرار زیر:

$$M_u^+, M_u^-, V_u, T, P$$

۲- تعیین β_1 :

$$f_c = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

۳- محاسبه ρ_{min}, ρ_{max} :

$$\rho_{min} = 1.4 / F_y = 1.4 / 400 = 0.0035$$

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.6\beta_1 \times F_c / F_y \times 600 / (600 + F_y) = 0.6 \times 0.85 \times 30 / 350 \times 600 / (600 + 350) = 0.0276$$

۴- محاسبه m :

$$m = F_{yd} / 0.85F_{cd} = (0.85 \times 350) / (0.85 \times 0.6 \times 30) = 19.45$$

۵- محاسبه bd^2 حداقل:

$$Bd^2 = M_u / (\rho_b \times F_{yd} \times (1 - 0.5m\rho_b))^{1/2}$$

حال با فرض $d = L_u / 16$ ، b و d را به مضربی از 50 رند کرده و بدست می آوریم

برای کنترل باید bd^2 موجود بیشتر از bd^2 حداقل باشد.

۶- محاسبه A_s^+ و A_s^- :

$$A_s = (0.85 \times F_{cd} \times b \times d / F_{yd}) \times (1 - (1 - (2M_u / 0.85 \times F_{cd} \times b \times d^2))^{1/2})^{1/2}$$

انتخاب Φ و تعداد آن

برای کنترل باید A_s موجود بیشتر از A_s محاسباتی باشد.

۷- کنترل ρ موجود:

¹ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۱۱۷

² طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۱۲۱

³ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۱۲۱



$$\rho = A_s / bd \text{ موجود}$$

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

۸- کنترل برش^۱:

V_u را در فاصله d از بر تکیه گاه بدست می آوریم

$$V_c = 0.2 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} \times b \times d$$

$$\Phi_c = 0.6$$

- اگر $V_u < V_c / 2$

به فولاد برشی نیازی نیست.

- اگر $V_c / 2 < V_u < V_c$

از خاموت حداقل استفاده می شود.

$$(A_v / S)_{\min} = 0.35b / F_y$$

- اگر $V_u > V_c$

نیاز به طراحی آرماتور برشی می باشد.

$$V_s = V_u - V_c$$

$$\text{if } V_s < 4V_u$$

ابعاد مقطع مناسب است

در غیر این صورت باید ابعاد مقطع را افزایش دهیم.

$$A_v / S = V_s / (\Phi_s \times F_y \times d)$$

$$\Phi_s = 0.85$$

$$\text{if } V_s > 0.4 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} \times b \times d$$

$$S_{\max} = \min (d/4, 300\text{mm})$$

$$\text{if } V_s < 0.4 \times \Phi_s \times F_c^{1/2} \times b \times d$$

$$S_{\max} = \min (d/2, 600\text{mm})$$

تعیین Φ خاموت و فاصله S

$$A_v / S = x$$

$$S = 2a_\Phi / x \quad S < S_{\max}$$

$$V_s' = \Phi_s \times F_y \times d \times A_v / S$$

^۱ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۲۰۱



$$A_v = 2a\phi \quad S = S_{\max}$$

$$V = V_s' + V_c$$

$$V < V_u \text{ اگر}$$

از وسط دهانه تا V از خاموت حداقل با فاصله S_{\max} استفاده می کنیم.

از V تا تکیه گاه از خاموت با فاصله S استفاده می کنیم.

$$V > V_u \text{ اگر}$$

در فاصله d از تکیه گاه از خاموت با فاصله S استفاده می کنیم.

در بقیه قسمت ها از خاموت حداقل با فاصله S_{\max} استفاده می کنیم.

۹- کنترل پیچش:^۱

$$T_{cr} = 0.4 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} \times A_c^2 / P_c^2$$

$$\text{if} \quad T_u < 0.25 T_{cr}$$

نیاز به طراحی آرماتور پیچشی نیست

در غیر این صورت داریم:

۹-۱- کنترل ابعاد مقطع:

$$\text{if} \quad V_u / bd + T_u \times 2 \times (x_1 + y_1) / (x_1 \cdot y_1)^2 < 0.25 \Phi_c F_c$$

ابعاد مقطع مناسب است، در غیر این صورت باید ابعاد مقطع را افزایش دهیم.

۹-۲- محاسبه مساحت یک ساق خاموت پیچشی:

$$A_t / S = T_u / (2 \times 0.85 \times x_1 \times y_1 \times \Phi_s \times F_y)$$

۹-۳- محاسبه مساحت دو ساق خاموت برشی:

$$V_c = 0.2 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} \times b \times d$$

$$V_s = V_u - V_c$$

$$A_v / S = V_s / (\Phi_s \times F_y \times d)$$

۹-۴- محاسبه سطح خاموت در مقابل اثر مشترک پیچش و برش:

$$A_{tv} / S = (2A_t / S) + (A_v / S) > (A_v / S)_{\min}$$

$$(A_v / S)_{\min} = 0.35b / F_y$$

۹-۵- انتخاب خاموت:

^۱ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۳۲۷

^۲ طراحی سازه های بتن آرمه طاحونی ص ۳۱۴



$$A_t / S = x$$

$$S = A_t / x = a_\phi / x$$

$$S_{\max} = \min (d/2 , (x_1+y_1)/2 , 300\text{mm})$$

$$S < S_{\max}$$

۹-۶- محاسبه سطح مقطع میلگردهای طولی:

$$A_L = 2 \times (A_t / S) \times (x_1 + y_1)$$

$$S / 16 > \text{قطر میلگرد}$$

$$A_L = n \times a_\phi > A_{L \text{ محاسباتی}}$$

۱۰ - قطع آرماتور:

برای این منظور از رستورات ساده شده کتاب بتن دکتر شاپور طاحونی در شکل صفحه 266 استفاده می کنیم که در نقشه های اجرایی نشان داده شده است.



۳-۴) طراحی تیر دهانه 4.3 m :

۱ - تعیین تلاشهای نهایی حداکثر:

$$M^+ = 43.51 \text{ KN.m} \text{ (لنگر مثبت وسط دهانه)}$$

$$M^- = 88.1 \text{ KN.m} \text{ (لنگر منفی تکیه گاهی)}$$

$$V = 90.22 \text{ KN} \text{ (نیروی برشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$T = 1.646 \text{ KN.m} \text{ (لنگر پیچشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$P = 7.74 \text{ kN}$$

۲ - محاسبه β_1 :

$$F_c = 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

۳ - تعیین ρ_{\min} و ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0229$$

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

۴ - محاسبه bd^2 :

$$bd^2 = \frac{M_r}{\rho_b f_{yd} (1 - 0.5m \rho_b)}$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$bd^2 = \frac{88.1 \times 10^6}{0.0229 \times 0.85 \times 400 \times (1 - 0.5 \times 22.22 \times 0.0229)} = 15.176 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{if } d = \frac{1}{16} L_u$$

$$d = \frac{1}{16} \times 4300 = 268.75 \Rightarrow d \approx 350 \text{ mm}$$

$$bd^2 = 15.176 \times 10^6 \Rightarrow b = \frac{15.176 \times 10^6}{350^2} = 123.88 \text{ mm} \Rightarrow b \approx 200 \text{ mm}$$

۵ - محاسبه A_s^+ :

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right]$$

$$A_s^+ = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 200}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 43.51 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 200 \times 350^2}} \right] = 389.74 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{USE } 3\Phi 14 \quad A_s^+ = 461.81 > 389.74 \quad ok$$

۶ - محاسبه A_s^- :

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u^-}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right]$$

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 200}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 88.1 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 200 \times 350^2}} \right] = 856.88 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{USE } 3\Phi 20, A_s^+ = 942.47 > 856.88 \quad ok$$

۷ - کنترل ρ پیشنهادی:

$$\rho^{*(+)} = \frac{A_s^{*(+)}}{b d} = \frac{461.81}{200 \times 350} = 0.00659$$

$$\rho^{*(-)} = \frac{A_s^{*(-)}}{b d} = \frac{942.471}{200 \times 350} = 0.0134$$

$$\rho_{\min} < \rho^{*(-)} \text{ \& } \rho^{*(+)} < \rho_{\max} \Rightarrow 0.0035 < 0.00659 \text{ \& } 0.0134 < 0.0229 \quad ok$$

۸ - کنترل نیروی برشی:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ kN}$$

-۱-۸

If $V_u > V_c \rightarrow$ آرماتور برشی نیاز داریمIf $V_c/2 < V_u < V_c \rightarrow$ از خاموت حداقل استفاده می کنیم.If $V_u < V_c/2 \rightarrow$ فولاد برشی نیاز نداریم.

$$V_c = 46.01 \text{ kN} \quad \& \quad V_u = 88.1 \text{ kN} \rightarrow V_u > V_c$$

به طراحی آرماتور برشی نیاز داریم.

نوع آرماتور کششی:

3Φ14

نوع آرماتور فشاری:

3Φ20



۸-۲-

$$V_s = V_u - V_c = 88.1 - 46.01 = 42.09 kN$$

$$V_s \leq 4V_c \quad \Rightarrow \quad 42.09 \leq 4 \times 34.506 \quad ok$$

ابعاد مقطع مناسب می باشد.

۸-۳- طراحی خاموت :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd}d} = \frac{42.01 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 350} = 0.35$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \times \frac{200}{400} = 0.175$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.35 \quad (I)$$

$$if \quad V_s < 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \Rightarrow \quad S_{\max} = \min \left[\frac{d}{2} \& 600mm \right]$$

$$if \quad V_s > 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \Rightarrow \quad S_{\max} = \min \left[\frac{d}{4} \& 300mm \right]$$

$$0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 92.017 \quad \& \quad V_s = 42.01 kN$$

$$42.01 < 92.017$$

$$S_{\max} = \min \left[\frac{d}{2} \& 600mm \right] = \min \left[\frac{350}{2} \& 600mm \right] = 200mm \quad (II)$$

$$(I) \& (II) \quad \Rightarrow \quad \frac{A_v}{200} = 0.35 \quad \Rightarrow \quad A_v = 70$$

مساحت دو ساق خاموت بدست می آید.

$$\frac{A_v}{2} = \frac{70}{2} = 35 mm^2$$

∴ USE Φ10 @ 200mm

۸-۴- برش نهایی مقطع :

$$V'_s = \frac{\phi_s f_y d A_v}{s_{\max}} = \frac{0.85 \times 400 \times 350 \times 157.07 \times 10^{-3}}{200} = 93.456 kN$$

$$V_r = V'_s + V_c = 93.456 + 46.01 = 139.466 kN > 88.1$$

If $V_r < V_u \rightarrow$ ۱. از وسط دهانه تا S_{\max} ۲. از V تا تکیه گاه S



$$\text{If } V_r > V_u \rightarrow$$

۱. در بقیه قسمت‌ها : S_{\max}

۲. به فاصله d از بر تکیه گاه : S

۸-۵ - نتیجه گیری :

$$\therefore \text{USE } \Phi 10$$

$$d = 350\text{mm} \Rightarrow s = 100\text{mm}$$

$$\Rightarrow s = 200\text{mm}$$

به فاصله ۳۵۰ میلیمتر از بر تکیه گاه فاصله خاموتها ۱۰۰ می باشد و در بقیه قسمت‌ها ۲۰۰ میلیمتر است.

۹ - کنترل پیچش :

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

$$A_c = b \times h$$

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

$$\Rightarrow T_{cr} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(200 \times 350)^2}{2 \times (200 + 350)} \right) \times 10^{-6} = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.646 \text{ KN.m} > 0.25 T_{cr} = 0.25 \times 5.85 = 1.46$$

نیاز به طراحی پیچشی داریم.

۱۰ - ابعاد مقطع را کنترل می کنیم.

$$\frac{V_u}{bd} + \frac{T_u \times 2(x_1 + y_1)}{(x_1 \times y_1)^2} \leq 0.25\phi_c f_c \quad x_1 = d - 90 \quad \& \quad y_1 = b - 90$$

$$\frac{88.1 \times 10^3}{350 \times 200} + \frac{1.646 \times 2(110 + 260) \times 10^6}{(110 \times 260)^2} = 1.258 \leq 0.25 \times 0.6 \times 30 = 4.5 \quad \text{ok}$$

۱۰-۱ - محاسبه مساحت خاموت پیچشی یک ساق :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{0.85 \times 2x_1y_1\phi_c f_y} = \frac{1.646 \times 10^6}{0.85 \times 2 \times 110 \times 260 \times 0.85 \times 400} = 0.0995$$

۱۰-۲ - محاسبه مساحت خاموت برشی دو ساق :

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 88.1 - 46.01 = 46 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{46 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 350} = 0.371$$

۱۰-۳ - طراحی خاموت مقاوم در مقابل برش و پیچش :



$$\frac{A_{fv}}{s} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0.0995 + 0.371 = 0.57 > 0.175$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.35 \frac{b}{f_y} = 0.35 \times \frac{200}{400} = 0.175$$

$$\frac{A_{fv}}{s} > \left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} \Rightarrow 0.57 > 0.175 \quad ok$$

$$\frac{A_{fv}}{s} = 0.57 \quad s = 150 \quad \Rightarrow \quad A_{fv} = 85.5$$

$\therefore USE \quad \Phi 8 \quad @ \quad 150$

۱۰-۴- محاسبه میلگرد طولی :

$$A_l = 2 \frac{A_t}{s} (x + y_1) = 2 \times 0.0995 (110 + 260) = 73.63 \quad \Rightarrow 2\Phi 10$$

- طبق آئین نامه بتن ایران حداقل میلگرد طولی $2\Phi 16$ می باشد.

- خاموتها تا فاصله 350mm از بر تکیه گاه ، به فاصله 100 و در بقیه قسمتها به فاصله 150 از $\Phi 8$ بسته می شوند.



۴-۴) طراحی تیر دهانه 4.2 m :

۱ - تعیین تلاشهای نهایی حداکثر

$$M_U^+ = 22.67 \text{ KN.m} \text{ (لنگر مثبت وسط دهانه)}$$

$$M_U^- = 40.434 \text{ KN.m} \text{ (لنگر منفی تکیه گاهی)}$$

$$V_U = 40.484 \text{ KN} \text{ (نیروی برشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$T_U = 0.563 \text{ KN.m} \text{ (لنگر پیچشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$P = 2.369 \text{ kN}$$

۲ - محاسبه β_1 :

$$F_C = 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

۳ - تعیین ρ_{\min} و ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0229$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.035$$

۴ - محاسبه bd^2 :

$$bd^2 = \frac{M_r}{\rho_b f_{yd} (1 - 0.5m\rho_b)}$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$bd^2 = \frac{40.434 \times 10^6}{0.0229 \times 0.85 \times 400 \times (1 - 0.5 \times 22.22 \times 0.0229)} = 6.96 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{if } d = \frac{1}{16} L_u$$

$$d = \frac{1}{16} \times 4200 = 262.5 \Rightarrow d \approx 350 \text{ mm}$$

$$bd^2 = 6.96 \times 10^6 \Rightarrow b = \frac{6.96 \times 10^6}{350^2} \approx 200 \text{ mm}$$

۵ - محاسبه A_s^+ :

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

$$A_s^+ = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 200}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 22.67 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 200 \times 350^2}} \right] = 196.64 \text{ mm}^2$$

$\therefore USE \ 3\Phi 10 \ , \ A_s^+ = 235.62 > 196.64 \ ok$

۶ - محاسبه A_s^- :

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

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 200}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 40.434 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 200 \times 350^2}} \right] = 360.40 \text{ mm}^2$$

$\therefore USE \ 3\Phi 14 \ , \ A_s^+ = 461.81 > 360.398 \ ok$

۷ - کنترل ρ^* پیشنهادی:

$$\rho^{*(+)} = \frac{A_s^{*(+)}}{bd} = \frac{235.62}{200 \times 350} = 0.0036$$

$$\rho^{*(-)} = \frac{A_s^{*(-)}}{bd} = \frac{461.81}{200 \times 350} = 0.00659$$

$$\rho_{\min} < \rho^{*(-)} \ \& \ \rho^{*(+)} < \rho_{\max} \Rightarrow 0.0035 < 0.00659 \ \& \ 0.0036 < 0.0229 \quad ok$$

۸ - کنترل نیروی برشی:

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ KN}$$

-۱-۸

If $V_u > V_c \rightarrow$ آرماتور برشی نیاز داریم

If $V_c/2 < V_u < V_c \rightarrow$ از خاموت حداقل استفاده می کنیم.

نوع آرماتور کششی:

3Φ10

نوع آرماتور فشاری:

3Φ14



If $V_u < V_c/2 \rightarrow$ فولاد برشی نیاز نداریم.

$$V_c = 46.01 \text{ kN} \quad \& \quad V_u = 40.484 \text{ kN} \rightarrow V_c/2 < V_u < V_c$$

از خاموت حداقل استفاده می کنیم.

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} 0.35 \frac{200}{400} = 0.175$$

$$\frac{A_v}{150} = 0.175 \Rightarrow A_{v \min} = 150 \times 0.175 = 26.25$$

$\therefore USE \quad \Phi 8 @ 150mm$

۹ - کنترل پیچش :

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

$$A_c = b \times h$$

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

$$\Rightarrow T_{cr} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(200 \times 350)^2}{2 \times (200 + 350)} \right) \times 10^{-6} = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 0.563 \text{ KN.m} < 0.25 T_{cr} = 0.25 \times 5.85 = 1.46 \quad ok$$

نیاز به طراحی پیچشی نداریم.

۱۰ - محاسبه میلگرد طولی :

$$A_l = 2 \frac{A_t}{S} (x + y_l) = 2 \times 0.175 (110 + 260) = 129.5 \Rightarrow 2\Phi 10$$

طبق آیین نامه بتن ایران حداقل میلگرد طولی $2\Phi 16$ می باشد.

- خاموتها تا فاصله 350mm از بر تکیه گاه ، به فاصله 100 و در بقیه قسمتها به فاصله 150 از $\Phi 8$ بسته می شوند.



۴-۵) طراحی تیر دهانه 2.5 m :

۱ - تعیین تلاشهای نهایی حداکثر :

$$M_U^+ = 84.22 \text{ KN.m} \text{ (لنگر مثبت وسط دهانه)}$$

$$M_U^- = 93.236 \text{ KN.m} \text{ (لنگر منفی تکیه گاهی)}$$

$$V_U = 105.36 \text{ KN} \text{ (نیروی برشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$T_U = 1.655 \text{ KN.m} \text{ (لنگر پیچشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$P = 7.94 \text{ kN}$$

۲ - محاسبه β_1 :

$$F_C = 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

۳ - تعیین ρ_{\min} و ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0229$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.035$$

۴ - محاسبه bd^2 :

$$bd^2 = \frac{M_r}{\rho_b f_{yd} (1 - 0.5m\rho_b)}$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$bd^2 = \frac{93.236 \times 10^6}{0.0229 \times 0.85 \times 400 \times (1 - 0.5 \times 22.22 \times 0.0229)} = 16.06 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{if } d = \frac{1}{16} L_u$$

$$d = \frac{1}{16} \times 2500 = 156.25 \Rightarrow d \approx 350 \text{ mm}$$

$$bd^2 = 16.06 \times 10^6 \Rightarrow b = \frac{16.06 \times 10^6}{350^2} = 131.1 \text{ mm} \Rightarrow b \approx 200 \text{ mm}$$

۵ - محاسبه A_s^+ :

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

$$A_s^+ = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 200}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 84.22 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 200 \times 350^2}} \right] = 812.52 \text{ mm}^2$$

$\therefore \text{USE } 3\Phi 20, A_s^+ = 942.47 > 812.524 \text{ ok}$

۶ - محاسبه A_s^- :

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

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 200}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 93.236 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 200 \times 350^2}} \right] = 916.96 \text{ mm}^2$$

$\therefore \text{USE } 3\Phi 20, A_s^+ = 942.47 > 916.958 \text{ ok}$

۷ - کنترل ρ^* پیشنهادی:

$$\rho^{*(+)} = \frac{A_s^{*(+)}}{bd} = \frac{942.47}{200 \times 350} = 0.0135$$

$$\rho^{*(-)} = \frac{A_s^{*(-)}}{bd} = \frac{942.47}{200 \times 350} = 0.0135$$

$$\rho_{\min} < \rho^{*(-)} \ \& \ \rho^{*(+)} < \rho_{\max} \Rightarrow 0.0035 < 0.0135 < 0.0229 \quad \text{ok}$$

۸ - کنترل نیروی برشی:

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ KN}$$

۸-۱

If $V_u > V_c \rightarrow$ آرماتور برشی نیاز داریم

If $V_c/2 < V_u < V_c \rightarrow$ از خاموت حداقل استفاده می کنیم.

نوع آرماتور کششی:

3Φ20

نوع آرماتور فشاری:

3Φ20



If $V_u < V_c/2 \rightarrow$ فولاد برشی نیاز نداریم.

$$V_c = 46.01 \text{ kN} \quad \& \quad V_u = 94.28 \text{ kN} \rightarrow V_u > V_c$$

به طراحی آرماتور برشی نیاز داریم.

-۲-۸

$$V_s = V_u - V_c = 105.36 - 46.01 = 59.36 \text{ kN}$$

$$V_s \leq 4V_c \Rightarrow 59.35 \leq 184.04 \quad ok$$

ابعاد مقطع مناسب می باشد .

-۳-۸ طراحی خاموت :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{59.35 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 350} = 0.499$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \times \frac{200}{400} = 0.175$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.499 \quad (I)$$

$$\text{if } V_s < 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \Rightarrow S_{\max} = \min \left[\frac{d}{2} \& 600 \text{ mm} \right]$$

$$\text{if } V_s > 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \Rightarrow S_{\max} = \min \left[\frac{d}{4} \& 300 \text{ mm} \right]$$

$$0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 92.017 \quad \& \quad V_s = 59.35 \text{ kN}$$

$$59.35 < 92.017$$

$$S_{\max} = \min \left[\frac{d}{2} \& 600 \text{ mm} \right] = \min \left[\frac{350}{2} \& 600 \text{ mm} \right] = 200 \text{ mm} \quad (II)$$

$$(I) \& (II) \Rightarrow \frac{A_v}{200} = 0.499 \Rightarrow A_v = 99.8$$

مساحت دو ساق خاموت بدست می آید.

$$\frac{A_v}{2} = \frac{99.8}{2} = 49.9 \text{ mm}^2$$

$\therefore USE \quad \Phi 10 @ 200 \text{ mm}$

-۴-۸ برش نهایی مقطع :



$$V'_s = \frac{\phi_c f_{yd} A_V}{s_{\max}} = \frac{0.85 \times 400 \times 350 \times 157.1 \times 10^{-3}}{200} = 93.47 \text{ kN}$$

$$V_r = V'_s + V_c = 93.47 + 46.01 = 139.48 \text{ kN} > 105.36$$

۱. از وسط دهانه تا $S_{\max} : V$ → If $V_r < V_u$

۲. از V تا تکیه گاه : S

۱. در بقیه قسمتها : S_{\max} → If $V_r > V_u$

۲. به فاصله d از بر تکیه گاه : S

۸-۵ - نتیجه گیری :

$\therefore USE \quad \Phi 10$

$$d = 350 \text{ mm} \Rightarrow s = 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s = 200 \text{ mm}$$

به فاصله ۳۵۰ میلیمتر از بر تکیه گاه فاصله خاموتها ۱۰۰ می باشد و در بقیه قسمتها ۲۰۰ میلیمتر است.

۹ - کنترل پیچش :

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

$$A_c = b \times h$$

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

$$\Rightarrow T_{cr} = 0.4 \times 0.6 \times 30 \times \left(\frac{(200 \times 350)^2}{2 \times (200 + 350)} \right) \times 10^{-6} = 5.85 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1.655 \text{ kN.m} > 0.25 T_{cr} = 0.25 \times 5.85 = 1.46$$

نیاز به طراحی پیچشی داریم.

۱۰ - ابعاد مقطع را کنترل می کنیم.

$$\frac{V_u}{bd} + \frac{T_u \times 2(x_1 + y_1)}{(x_1 \times y_1)^2} \leq 0.25 \phi_c f_c \quad x_1 = d - 90 \quad \& \quad y_1 = b - 90$$

$$\frac{105.36 \times 10^3}{350 \times 200} + \frac{1.655 \times 2(110 + 260) \times 10^6}{(110 \times 260)^2} = 3 \leq 0.25 \times 0.6 \times 30 = 4.5 \quad ok$$



۱۰-۱- محاسبه مساحت خاموت پیچشی یک ساق :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{0.85 \times 2x_1 y_1 \phi_c f_y} = \frac{1.58 \times 10^6}{0.85 \times 2 \times 110 \times 260 \times 0.85 \times 400} = 0.1$$

۱۰-۲- محاسبه مساحت خاموت برشی دو ساق :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ kN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 105.36 - 46.01 = 59.36 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{59.36 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 350} = 0.499$$

۱۰-۳- طراحی خاموت مقاوم در مقابل برش و پیچش :

$$\frac{A_{tv}}{s} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0.1 + 0.499 = 0.699 > 0.175$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.35 \frac{b}{f_y} = 0.35 \times \frac{200}{400} = 0.175$$

$$\frac{A_{tv}}{s} > \left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} \Rightarrow 0.699 > 0.175 \quad ok$$

$$\frac{A_{tv}}{s} = 0.699 \quad s = 150 \quad \Rightarrow \quad A_{tv} = 104.85$$

$\therefore USE \quad \Phi 10 @ 150$

۱۰-۴- محاسبه میلگرد طولی :

$$A_l = 2 \frac{A_t}{S} (x + y_1) = 2 \times 0.1 (110 + 260) = 74 \quad \Rightarrow 2\Phi 10$$

- طبق آئین نامه بتن ایران حداقل میلگرد طولی $2\Phi 16$ می باشد.

- خاموتها تا فاصله 350mm از بر تکیه گاه ، به فاصله 100 و در بقیه قسمتها به فاصله 150 از $\Phi 10$

استفاده می کنیم.



۶-۴) طراحی تیر دهانه 3.925 m :

۱ - تعیین تلاشهای نهایی حداکثر :

$$M_U^+ = 79.85 \text{ KN.m} \text{ (لنگر مثبت وسط دهانه)}$$

$$M_U^- = 122.046 \text{ KN.m} \text{ (لنگر منفی تکیه گاهی)}$$

$$V_U = 113.986 \text{ KN} \text{ (نیروی برشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$T_U = 3.278 \text{ KN.m} \text{ (لنگر پیچشی نهایی در تکیه گاه)}$$

$$P = 11.22 \text{ kN}$$

۲ - محاسبه β_1 :

$$F_C = 30 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

۳ - تعیین ρ_{\min} و ρ_{\max} :

$$\rho_{\max} = \rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0229$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.035$$

۴ - محاسبه bd^2 :

$$bd^2 = \frac{M_r}{\rho_b f_{yd} (1 - 0.5m\rho_b)}$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.22$$

$$bd^2 = \frac{122.046 \times 10^6}{0.0229 \times 0.85 \times 400 \times (1 - 0.5 \times 22.22 \times 0.0229)} = 31.914 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{if } d = \frac{1}{16} L_u$$

$$d = \frac{1}{16} \times 3925 = 245.3 \Rightarrow d \approx 350 \text{ mm}$$

$$bd^2 = 31.914 \times 10^6 \Rightarrow b = \frac{31.914 \times 10^6}{350^2} \approx 300 \text{ mm}$$

۵ - محاسبه A_s^+ :

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right]$$

$$A_s^+ = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 300}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 79.85 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 300 \times 350^2}} \right] = 726.92 \text{ mm}^2$$

$\therefore USE \ 3\Phi 18$, $A_s^+ = 763.41 > 726.92 \text{ ok}$

۶ - محاسبه A_s^- :

$$A_s = \frac{0.85 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u^-}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right]$$

$$A_s^- = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 300}{0.85 \times 400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 122.046 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 300 \times 350^2}} \right] = 1170.6 \text{ mm}^2$$

$\therefore USE \ 3\Phi 24$, $A_s^+ = 1357.168 > 1170.6 \text{ ok}$

۷ - کنترل ρ^* پیشنهادی:

$$\rho^{*(+)} = \frac{A_s^{*(+)}}{b d} = \frac{763.41}{300 \times 350} = 0.0073$$

$$\rho^{*(-)} = \frac{A_s^{*(-)}}{b d} = \frac{1170.6}{200 \times 350} = 0.011$$

$$\rho_{\min} < \rho^{*(-)} \ \& \ \rho^{*(+)} < \rho_{\max} \Rightarrow 0.0035 < 0.0073 \ \& \ 0.011 < 0.0229 \quad \text{ok}$$

۸ - کنترل نیروی برشی:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ KN}$$

-۱-۸

If $V_u > V_c \rightarrow$ آرماتور برشی نیاز داریم.

If $V_c/2 < V_u < V_c \rightarrow$ از خاموت حداقل استفاده می کنیم.

If $V_u < V_c/2 \rightarrow$ فولاد برشی نیاز نداریم.

نوع آرماتور کششی:

3Φ18

نوع آرماتور فشاری:

3Φ24



$$V_c = 46.01 \text{ kN} \quad \& \quad V_u = 113.986 \text{ kN} \quad \rightarrow V_u > V_c$$

آرماتور برشی نیاز داریم.

۸-۲-

$$V_s = V_u - V_c = 113.986 - 46.01 = 67.976 \text{ kN}$$

$$V_s \leq 4V_c \quad \Rightarrow 67.976 \leq 184.04 \quad ok$$

ابعاد مقطع مناسب می باشد.

۸-۳- طراحی خاموت :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{67.976 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 350} = 0.57$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \times \frac{200}{400} = 0.175$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.57 \quad (I)$$

$$\text{if } V_s < 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \Rightarrow \quad S_{\max} = \min \left[\frac{d}{2} \& 600 \text{ mm} \right]$$

$$\text{if } V_s > 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \Rightarrow \quad S_{\max} = \min \left[\frac{d}{4} \& 300 \text{ mm} \right]$$

$$0.4 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 300 \times 350 \times 10^{-3} = 138.02 \quad \& \quad V_s = 67.976 \text{ kN}$$

$$67.976 < 138.02$$

$$S_{\max} = \min \left[\frac{d}{2} \& 600 \text{ mm} \right] = \min \left[\frac{350}{2} \& 600 \text{ mm} \right] = 200 \text{ mm} \quad (II)$$

$$(I) \& (II) \quad \Rightarrow \quad \frac{A_v}{200} = 0.57 \quad \Rightarrow \quad A_v = 114$$

مساحت دو ساق خاموت بدست می آید.

$$\frac{A_v}{2} = \frac{114}{2} = 57 \text{ mm}^2$$

$\therefore USE \quad \Phi 10 @ 200 \text{ mm}$

۸-۴- بیش نهایی مقطع :



$$V'_s = \frac{\phi_s f_y d A_v}{s_{\max}} = \frac{0.85 \times 400 \times 350 \times 157.1 \times 10^{-3}}{200} = 93.47 \text{ kN}$$

$$V_r = V'_s + V_c = 93.47 + 46.01 = 139.48 \text{ kN} > 113.986$$

۸-۵- نتیجه گیری :

$$\therefore \text{USE } \Phi 10$$

$$d = 350 \text{ mm} \Rightarrow s = 100 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow s = 200 \text{ mm}$$

۹ - کنترل پیچش :

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

$$A_c = b \times h$$

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

$$\Rightarrow T_{cr} = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(300 \times 350)^2}{2 \times (300 + 350)} \right) \times 10^{-6} = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 3.278 \text{ KN.m} > 0.25 T_{cr} = 0.25 \times 5.85 = 1.46 \quad \text{ok}$$

نیاز به طراحی پیچشی داریم.

۱۰ - ابعاد مقطع را کنترل می کنیم.

$$\frac{V_u}{bd} + \frac{T_u \times 2(x_1 + y_1)}{(x_1 \times y_1)^2} \leq 0.25 \phi_c f_c \quad x_1 = d - 90 \quad \& \quad y_1 = b - 90$$

$$\frac{113.986 \times 10^3}{350 \times 300} + \frac{3.278 \times 2(210 + 260) \times 10^6}{(210 \times 260)^2} = 2.12 \leq 0.25 \times 0.6 \times 30 = 4.5 \quad \text{ok}$$

۱۰-۱ - محاسبه مساحت خاموت پیچشی یک ساق :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{0.85 \times 2 x_1 y_1 \phi_c f_y} = \frac{3.278 \times 10^6}{0.85 \times 2 \times 210 \times 260 \times 0.85 \times 400} = 0.21$$

۱۰-۲ - محاسبه مساحت خاموت برشی دو ساق :

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 350 \times 10^{-3} = 46.01 \text{ kN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 113.986 - 69.01 = 44.972 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{44.972 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 350} = 0.377$$



۱۰-۳- طراحی خاموت مقاوم در مقابل برش و پیچش :

$$\frac{A_{tv}}{s} = 2 \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0.21 + 0.372 = 0.792 > 0.262$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.35 \frac{b}{f_y} = 0.35 \times \frac{300}{400} = 0.262$$

$$\frac{A_{tv}}{s} > \left(\frac{A_v}{s} \right)_{\min} \Rightarrow 0.792 > 0.262 \quad ok$$

$$\frac{A_{tv}}{s} = 0.792 \quad s = 150 \quad \Rightarrow \quad A_{tv} = 118.8$$

$\therefore USE \quad \Phi 10 @ 150$

۱۰-۴- محاسبه میلگرد طولی :

$$A_l = 2 \frac{A_t}{S} (x + y_l) = 2 \times 0.21 (110 + 260) = 197.4 \quad \Rightarrow 2\Phi 12$$

- طبق آئین نامه بتن ایران حداقل میلگرد طولی $2\Phi 16$ می باشد.

- خاموتها تا فاصله 350mm از بر تکیه گاه ، به فاصله 100 و در بقیه قسمتها به فاصله 150 از $\Phi 10$ استفاده می کنیم.



فصل پنجم

طراحی پله



۵-۱) اجزاء پله:

اجزای پله بتن مسلح شامل قسمتهای زیر است

۱ - دال شمشیری راه پله

۲ - پاخور S

۳ - پیشانی a

$$f_c = 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_y = 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$a = 20 \text{ cm} \quad s = 30 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{Arc tan} \left(\frac{20}{30} \right) = 33.7 \text{ dig}$$

$$\cos \alpha = \cos 33.7 = 0.83$$

$$\tan \alpha = \tan 33.7 = 0.67$$

فرض می کنیم که ضخامت دال بتنی $t = 110 \text{ mm}$ باشد.

$$t_{av} = \frac{0.5as + t\sqrt{a^2 + s^2}}{\sqrt{a^2 + s^2}}$$

$$t_{av} = \frac{0.5 \times 200 \times 300 + 110 \times \sqrt{200^2 + 300^2}}{\sqrt{200^2 + 300^2}} = 193.2 \text{ mm}$$

$$\text{وزن نازک کاری} = 0.9 \times 0.03 \times 16 = 0.432 \frac{kN}{m}$$

$$\text{وزن پاگرد} = 0.9 \times 0.11 \times 24 = 2.376 \frac{kN}{m}$$

$$\text{وزن شمشیری} = 0.9 \times 0.193 \times 24 = 4.168 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار مرده شمشیری در امتداد شیب} = 0.432 + 4.168 = 4.6 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار مرده کل شمشیری در امتداد افق} = \frac{4.6}{\cos \alpha} = \frac{4.6}{0.786} = 5.85 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار مرده سنگ روی پله} = 0.9 \times 0.72 = 0.684 \frac{kN}{m}$$



نوع آرماتورهای پله :

3Φ14

$$\text{بار مرده ملات ماسه و سیمان} = 0.9 \times 0.42 = 0.378 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار مرده سنگ زیر پله} = 0.9 \times 0.32 = 0.288 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار مرده کل شمشیری پله} = 0.684 + 0.378 + 0.288 + 5.85 = 7.164 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار مرده پاگرد} = 2.376 + 0.432 + (0.9 \times 0.648) + (0.9 \times 0.378) = 3.73 \frac{kN}{m}$$

$$\text{بار زنده} = 0.9 \times 3.5 = 3.15 \frac{kN}{m}$$

$$q_u = 1.25 D_L + 1.5 L_L = (1.25 \times 7.164) + (1.5 \times 3.15) = 13.68 \frac{kN}{m}$$

$$q_u = 1.25 D_L + 1.5 L_L = (1.25 \times 3.73) + (1.5 \times 3.15) = 9.38 \frac{kN}{m}$$

۵-۲) تعیین نوع آرماتورهای راه پله :

$$V_{\max} = \frac{1}{2} [3.925 \times q'_u + (q_u - q'_u) \times 8 \times 0.3]$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} [3.925 \times 9.38 + (13.68 - 9.38) \times 8 \times 0.3] = 23.568 kN$$

$$M_{\max} = \frac{3.925}{2} V_{\max} - \frac{\left(\frac{3.925}{2}\right)^2}{2} q'_u - \frac{\left(\frac{2.4}{2}\right)^2}{2} (q_u - q'_u)$$

$$= 1.96 V_{\max} - 1.926 q'_u - 0.72 (q_u - q'_u)$$

$$M_{\max} = 1.96 \times 23.568 - 1.926 \times 9.38 - 0.72 (13.68 - 9.38) = 25.03 kN.m$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times 900 \times 200 \sqrt{30} = 118.31 kN$$

$$V_c > V_{\max}$$

$$M_{\max} = 0.58 \phi_c f_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \Rightarrow 25.02 \times 10^6$$

$$= 0.85 \times 0.6 \times 30 \times 900 a \left(200 - \frac{a}{2} \right) \Rightarrow a = 9.301 mm$$

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b a}{\phi_s f_y} = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 900 \times 9.301}{0.85 \times 400} = 376.69 mm^2$$



آرماتور حرارتی :
Φ12 @ 250

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} d = \frac{600}{600 + 400} 200 = 120mm$$

$$a_b = \beta_1 x_b = 0.85 \times 120 = 102mm > 9.301mm \quad ok$$

$$\therefore USE \quad 3\Phi14 \quad A_s = 461.81mm^2$$

۳-۵) آرماتور حرارتی مورد نیاز:

$$A_s = 0.002bd$$

$$A_s = 0.002 \times 1000 \times 200 = 400mm^2$$

$$\therefore USE \quad \Phi12 \quad @ 250$$

$$A_s^* = 452.4mm^2$$

۴-۵) تعیین طول گیرایی:

$$1.5f_{bd} = 1.5 \times 0.65\sqrt{f_c} = 1.5 \times 0.65\sqrt{30} = 5.34 N/mm^2$$

$$d_b = 14mm < 20mm \quad \lambda_1 = 1 \quad \& \quad \lambda_2 = 0.85$$

$$f_b = \lambda_1 \lambda_2 (1.5f_{bd}) = 1 \times 0.85 \times 5.34 \times 1.5 = 6.8085 N/mm^2$$

$$L_{dhb} = \frac{d_b f_y}{4 f_b} = \frac{14 \times 400}{4 \times 6.8085} = 205.625mm$$

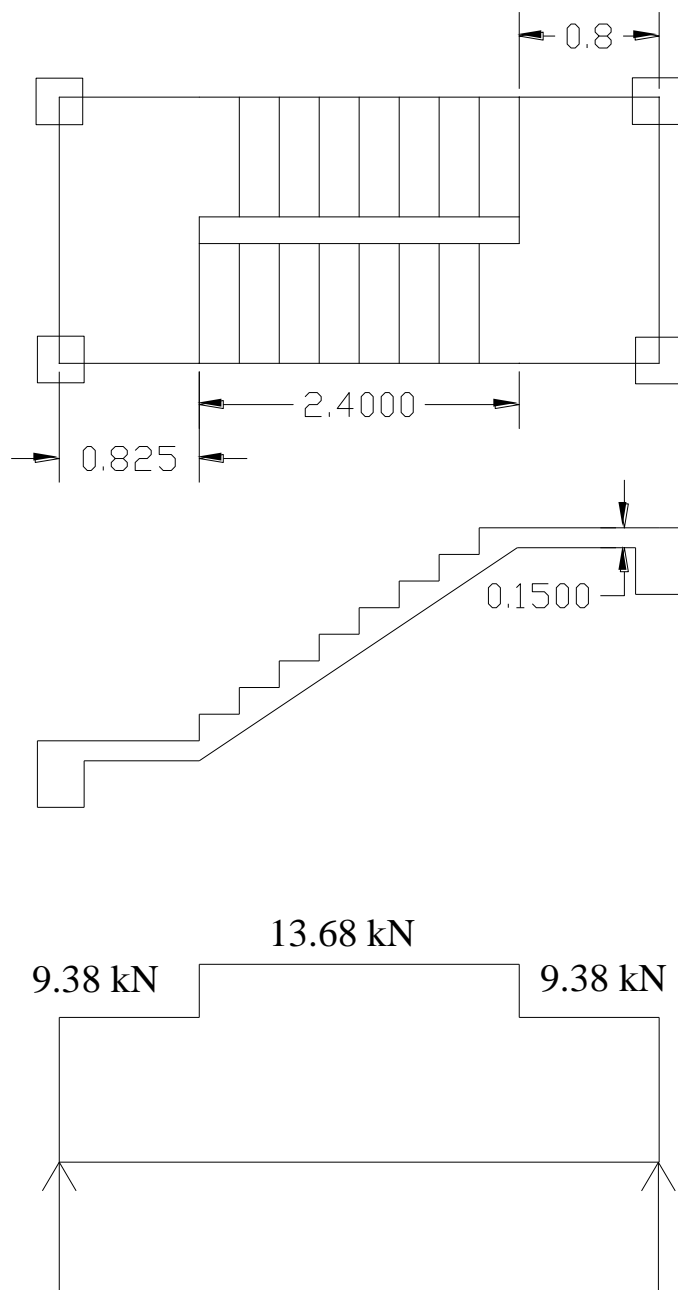
$$\beta_1 = 0.7 \quad \beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = \text{آرماتور بکار رفته / مقدار آرماتور لازم} = \frac{376.69}{461.81} = 0.766$$

$$L_{db} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 L_{dhb} = 0.7 \times 1 \times 0.766 \times 205.625 = 110.256mm$$

$$(L_{db})_{\min} = \max \{ 150mm, 8d_b \} = \max \{ 150mm, 112 \} = 150mm$$

$$L_{db} = 160mm$$



شکل ۵-۱ - نمایش نیروی برشی وارد بر پله



فصل ششم

طراحی سقف



۱-۶) طراحی سقف تیرچه بلوک:

سقفهای تیرچه بلوک دالهای یک طرفه ای می باشند که برای کاستن بار مرده آنها از بلوکهای سفالی یا بتنی توخالی جهت پر کردن حجم خالی بین تیرچه ها استفاده می شود. این سقفها متشکل از سه بخش زیر است:

۱. تیرچه هایی که در فواصل معین به موازات یکدیگر قرار می گیرند

۲. بلوکهای توخالی که بین تیرچه ها قرار می گیرند

۳. لایه بتنی که به ضخامت ۵۰-۱۰۰ میلیمتر روی تیرچه ها و بلوکها را می پوشاند

لازم به ذکر است که طراحی تیرچه ها بر اساس تیر مستطیلی صورت می گیرد.

ضوابط صحیح طراحی این نوع سقفها در نشریه شماره ۸۲ دفتر تحقیقات سازمان برنامه ذکر شده است که با مراجعه

به آن می توان سقفهایی سبک و مقاوم را طراحی نمود، در ادامه به طراحی این نوع از سقفها می پردازیم:



۲-۶) گام به گام طراحی سقف :

۱- پارامترهای مورد نیاز:

$$F_c = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$F_y = 350 \text{ N/mm}^2$$

عایق کاری + ملات ماسه سیمان + موزائیک = وزن کف سازی

$$1.44 \text{ kN/m}^2 = \text{وزن کف سازی}$$

۲- انتخاب ارتفاع اولیه سقف:

با توجه به جدول 10-1 کتاب بتن دکتر شاپور طاحونی صفحه 455

۳- کنترل ضخامت لایه بتن روی بلوک ها:

$$L_L = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$h_f = 50 \text{ mm} \text{ ضخامت لایه روی بتن}$$

$$w_u = (1.25 \times 0.05 \times 24) + (1.25 \times 1.44) + (1.5 \times 2) = 6.3 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u = w_u \cdot L^2 / 12$$

L : فاصله خالص تیرچه ها

$$M_u = 6.3 \times 0.4^2 / 12 = 0.084 \text{ kN.m / m}$$

$$S = bh^2 / 6 = 1000 \times 50^2 / 6 = 0.417 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$F_{ct} < 0.6 \times \Phi_c \times F_c^{1/2}$$

$$F_{ct} = M_u / S = (0.084 \times 10^6) / (0.417 \times 10^6) = 0.2$$

$$0.6 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} = 0.6 \times 0.6 \times 30^{1/2} = 1.97$$

$$0.2 < 1.97 \quad \text{ok}$$

پس ضخامت 5 cm بتن روی بلوک ها کافی می باشد.

۴- طراحی تیرچه

این مرحله به هنگام طراحی هر پانل سقف به طور کامل توضیح داده می شود که به صورت پارامتری شامل موارد زیر

می باشد:

۴-۱ - محاسبه q_u

۴-۲ - محاسبه M_u برای ناحیه لنگر منفی و در نهایت محاسبه A_s و تعیین نمره آرماتورها در این ناحیه تیر T به

صورت مستطیل عمل می کند.



۴-۳- محاسبه M_u برای ناحیه لنگر مثبت و در نهایت محاسبه A_s و تعیین نمره آرماتورها در این ناحیه تیر به

صورت تیر T عمل می کند و $a = h_f$

۵- کنترل برش:

۵-۱- محاسبه V_u به فاصله d از لبه تکیه گاه

$$V_u = 0.575q_uL_n - q_u d$$

۵-۲- محاسبه V_c با افزایش 10%

$$V_c = 1.1 \times 0.2 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} \times b \times d$$

۵-۳- کنترل

$$V_c > V_u$$

۶- محاسبه سطح میلگردهای خرپا

$$\alpha = 45^\circ$$

$$S = h \times (1 + \cot \alpha) / 4 = 25 \times (1 + 1) / 4 = 12.5 = 15 \text{ cm}$$

$$A = (V_r \cdot S) / (F_y \cdot d \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha)$$

با توجه به جدول 10-2 صفحه 457

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$F_y = 350 < 4000$$

$$P_{\min} = A_{s \min} / bh = 0.002$$

$$A_{\min} = P_{\min} \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.002 \times 300 \times 100 = 60 \text{ mm}^2$$

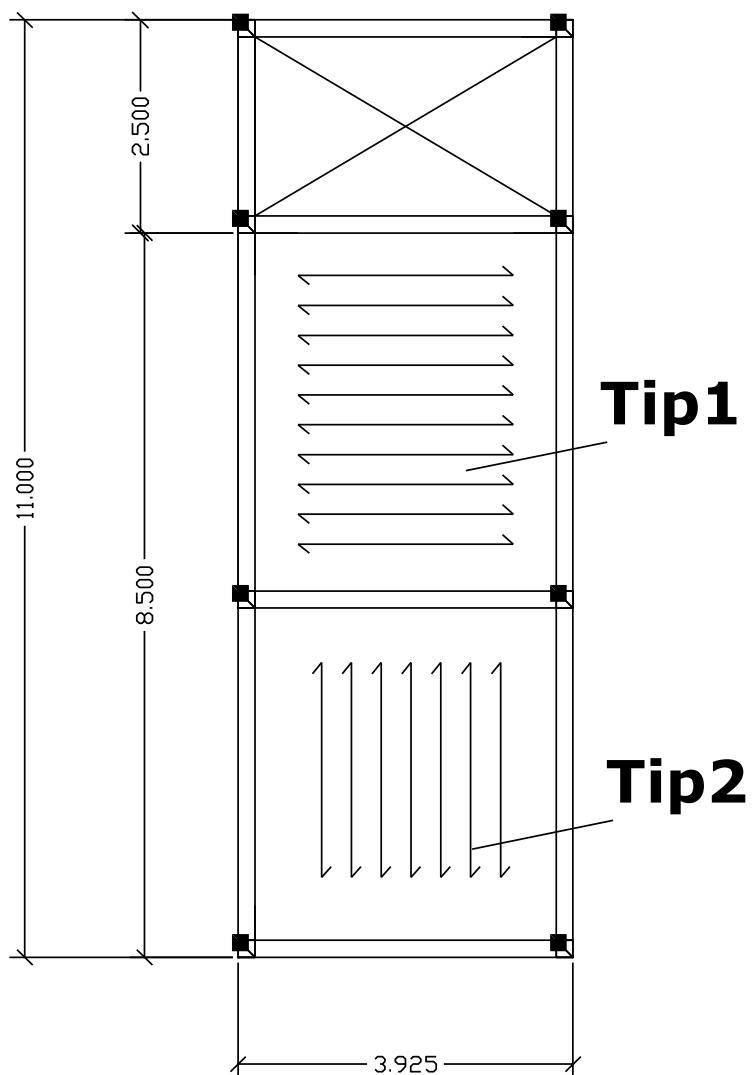
۷- محاسبه آرماتورهای حرارتی

$$P = 0.002$$

$$A_s = 0.002 \times 1000 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$$



۳-۶) تیپ بندی سقف :



شکل ۶-۱ - تیپ بندی سقف



۴-۶ (طراحی سقف TipI :

۱ - W_F : وزن کف سازی :

W_F = ملات ماسه و سیمان + عایق کاری + موزائیک

$$W_F = (0.025 \times 2250) + 15 + (0.02 \times 2100) = 1.132 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_c = 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_y = 400 \frac{N}{mm^2}$$

۲ - با مراجعه به کتاب طاحونی و استفاده از جدول ۱۰-۱، مقدار حداقل ضخامت دال را بدست می آوریم .

$$L = 3925mm$$

$$L_n = 3925 - 300 = 3625mm$$

$$h_{min} = \frac{l}{28} = \frac{3925}{28} = 140.178mm$$

$$250 + 50 = 300 \text{ mm} = \text{ارتفاع انتخابی} = \text{ارتفاع بلوک} + \text{ضخامت قشر بتنی}$$

۳ - کنترل ضخامت لایه بتنی روی بلوک :

$$50 \text{ mm} = \text{ضخامت انتخابی لایه بتنی}$$

$$L_L = 2 \frac{kN}{m^2} \quad L = 0.4 \text{ m} : \text{فاصله تیرچه}$$

$$W_u = 1.25(h_c \gamma_c) + 1.25W_f + 1.5L_L$$

$$W_u = 1.25(0.05 \times 24) + 1.25 \times 1.132 + 1.5 \times 2 = 5.915 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_u = \frac{1}{12} W_u L^2 = \frac{1}{12} \times 5.915 \times 0.4^2 = 0.0788 \frac{kN.m}{m}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^3}{12 \frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 50^2}{6} = 0.416 \times 10^6 mm^3$$

$$f_{ct} = \frac{M_u c}{I} = \frac{M_u}{S} = \frac{0.0788 \times 10^6}{0.416 \times 10^6} = 0.189 \frac{N}{mm^2} < 0.6 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.6^2 \sqrt{30} = 1.971$$

ضخامت لایه بتنی مناسب می باشد .



۴ - طراحی تیرچه :

$$\text{وزن سقف تیرچه بلوک} = 5.27 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_u = 1.25 (D_{L1} + D_{L2}) + 1.5 L_L$$

$$(2/ \text{عرض بلوک سمت راست}) + (2/ \text{عرض بلوک سمت راست}) + \text{ضخامت تیرچه} = \text{عرض بارگیری تیرچه}$$

$$10 + 20 + 20 = 50 \text{ cm} = \text{عرض بارگیری تیرچه}$$

۴-۱ - تعیین لنگر منفی :

$$q_u = 0.5 \times 11.0025 = 5.5 \frac{kN}{m}$$

$$M_u^- = \frac{1}{10} q_u L_n^2 = \frac{1}{10} \times 5.5 \times 3.625^2 = 7.227 kN.m$$

$$d = 300 - 30 = 270 mm$$

$$A_s^- = \frac{M_u^-}{0.85 \phi_s f_y d} = \frac{7.227 \times 10^6}{0.85 \times 270 \times 0.85 \times 400} = 92.618 mm^2$$

$$a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 \phi_c \phi_c b_w} = \frac{0.85 \times 400 \times 92.618}{0.85 \times 30 \times 0.6 \times 100} = 20.58 mm$$

$$A_s = \frac{M_u^-}{\phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{7.227 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times \left(270 - \frac{20.58}{2} \right)} = 81.8446 mm^2$$

$$\therefore \text{USE } 1\Phi 12 \quad A_s^* = 113.067 mm^2$$

۴-۲ - تعیین لنگر مثبت :

$$M_u^+ = \frac{1}{14} q_u L_n^2 = \frac{1}{14} \times 5.5 \times 3.625^2 = 5.162 kN.m$$

$$A_s^+ = \frac{M_u^+}{\phi_s f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right)} = \frac{5.162 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times \left(270 - \frac{50}{2} \right)} = 61.968 mm^2$$

$$\therefore \text{USE } 2\Phi 10 \quad A_s^{*+} = 157.079 > 61.968$$

۵ - کنترل برش :

مقدار نیروی برشی را به فاصله d از بر تکیه گاه بدست می آوریم .

$$V_u = 0.575 q_u L_n - q_u d = (0.575 \times 5.5 \times 3.625) - (5.5 \times 0.27) = 9.979 kN$$

$$V_c = 1.1 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 1.1 \times 0.2 \times 0.6 \sqrt{30} \times 100 \times 270 \times 10^{-3} = 19.52 kN < V_u$$

آرماتور کششی :

2Φ10

آرماتوربالایی :

1Φ10

آرماتور منفی بالایی :

1Φ12



آرماتور زیگزاگی:
Φ6 @ 200

آرماتور حرارتی :
در امتداد تیرچه :

Φ5
عمود بر تیرچه :

Φ6

به دلیل وجود خرابای فولادی که اعضای قطری آنها خمی توانند در مقابل برش مقاومت کنند نیروی برشی در بتن را می توان ۱۰ درصد از V_c معمول برای تیرها بیشتر در نظر گرفت .

۶ - تعیین آرماتورهای خرابای فولادی :

$$\alpha = 45^\circ$$

$$S = \frac{h}{4}(1 + \cot \alpha) = \frac{25}{4}(1 + \cot 45) = 12.5 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$$h = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$$

$$A = \frac{V_r S}{f_y d (\sin \alpha \cos \alpha)}$$

$$V_r = \frac{q_u L_n}{2} = \frac{5.5 \times 3.625}{2} = 9.968 \text{ kN}$$

$$A = \frac{9.968 \times 150 \times 10^3}{400 \times 270 (\sin 45 \cos 45)} = 27.688 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} b h$$

ρ_{\min} را با توجه به جدول ۱۰-۲ صفحه ۴۵۷ کتاب طاحونی تعیین می کنیم .

$$f_y = 400 \rightarrow \rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_{\min} = 0.0018 \times 300 \times 100 = 54 \text{ mm}^2 > 27.688$$

$$\therefore \text{USE } \Phi 6 @ 200 \quad A_s = 28.27 > 27.688$$

۷ - آرماتور حرارتی :

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho b h = 0.0018 \times 1000 \times 50 = 90 \text{ mm}^2 / \text{m}$$



۴-۶ (طراحی سقف TipII:

۱ - W_F : وزن کفسازی W_F = ملات ماسه و سیمان + عایق کاری + موزائیک

$$W_F = (0.025 \times 2250) + 15 + (0.02 \times 2100) = 1.132 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_c = 30 \frac{N}{mm^2} \quad f_y = 400 \frac{N}{mm^2}$$

۲ - با مراجعه به کتاب طاحونی و استفاده از جدول ۱۰-۱، مقدار حداقل ضخامت دال را بدست می آوریم

$$L = 4200mm$$

$$L_n = 4200 - 300 = 3900mm$$

$$h_{min} = \frac{l}{28} = \frac{3900}{28} = 150mm$$

$$250 + 50 = 300 \text{ mm} = \text{ضخامت قشر بتنی} + \text{ارتفاع بلوک} = \text{ارتفاع انتخابی}$$

۳ - کنترل ضخامت لایه بتنی روی بلوک

$$50mm = \text{ضخامت انتخابی لایه بتنی}$$

$$L_L = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_u = 1.25(h_c \gamma_c) + 1.25W_f + 1.5L_L$$

$$W_u = 1.25(0.05 \times 24) + 1.25 \times 1.132 + 1.5 \times 2 = 5.915 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_u = \frac{1}{12} W_u L^2 = \frac{1}{12} \times 5.915 \times 0.4^2 = 0.0788 \frac{kN.m}{m}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^3}{12 \frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 50^2}{6} = 0.416 \times 10^6 mm^3$$

$$f_{ct} = \frac{M_u c}{I} = \frac{M_u}{S} = \frac{0.0788 \times 10^6}{0.416 \times 10^6} = 0.189 \frac{N}{mm^2} < 0.6 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.6^2 \sqrt{30} = 1.971$$

ضخامت لایه بتنی مناسب می باشد .



۴ - طراحی تیرچه :

$$\text{وزن سقف تیرچه بلوک} = 5.27 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_u = 1.25 (D_{L1} + D_{L2}) + 1.5 L_L$$

$$(2/ \text{عرض بلوک سمت راست}) + (2/ \text{عرض بلوک سمت راست}) + \text{عرض بارگیری تیرچه}$$

$$= 10 + 20 + 20 = 50 \text{ cm}$$

۴-۱ - تعیین لنگر منفی :

$$q_u = 0.5 \times 11.0025 = 5.5 \frac{kN}{m}$$

$$M_u^- = \frac{1}{10} q_u L_n^2 = \frac{1}{10} \times 5.5 \times 3.9^2 = 8.365 kN.m$$

$$d = 300 - 30 = 270 mm$$

$$A_s^- = \frac{M_u^-}{0.85 \phi_s f_y d} = \frac{8.365 \times 10^6}{0.85 \times 270 \times 0.85 \times 400} = 107.202 mm^2$$

$$a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 f_c \phi_c b_w} = \frac{0.85 \times 400 \times 107.202}{0.85 \times 30 \times 0.6 \times 100} = 23.8227 mm$$

$$A_s = \frac{M_u^-}{\phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{8.365 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times \left(270 - \frac{23.8227}{2} \right)} = 95.327 mm^2$$

$$\therefore \text{USE } 1\Phi 12 \quad A_s^* = 113.067 mm^2$$

۴-۲ - تعیین لنگر مثبت :

$$M_u^+ = \frac{1}{14} q_u L_n^2 = \frac{1}{14} \times 5.5 \times 3.9^2 = 5.975 kN.m$$

$$A_s^+ = \frac{M_u^+}{\phi_s f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right)} = \frac{5.975 \times 10^6}{0.85 \times 400 \left(270 - \frac{50}{2} \right)} = 71.7329 mm^2$$

$$\therefore \text{USE } 2\Phi 10 \quad A_s^{*+} = 157.079 > 71.7329$$

۵ - کنترل برش :

مقدار نیروی برشی را به فاصله d از بر تکیه گاه بدست می آوریم .

$$V_u = 0.575 q_u L_n - q_u d = (0.575 \times 5.5 \times 3.9) - (5.5 \times 0.27) = 10.848 kN$$

$$V_c = 1.1 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 1.1 \times 0.2 \times 0.6 \sqrt{30} \times 100 \times 270 \times 10^{-3} = 19.52 kN < V_u$$

آرماتور کششی :

2Φ10

آرماتور بالایی :

1Φ10

آرماتور منفی بالایی :

1Φ12



آرماتور زیگزاگی:

Φ6 @ 150

آرماتور حرارتی :

در امتداد تیرچه :

Φ5

عمود بر تیرچه :

Φ6

به دلیل وجود خرابای فولادی که اعضای قطری آنها خمی توانند در مقابل برش مقاومت کنند نیروی برشی در بتن را می توان ۱۰ درصد از V_c معمول برای تیرها بیشتر در نظر گرفت .

۶ - تعیین آرماتورهای خرابای فولادی :

$$\alpha = 45^\circ$$

$$S = \frac{h}{4}(1 + \cot \alpha) = \frac{25}{4}(1 + \cot 45) = 12.5 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$$h = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$$

$$A = \frac{V_r S}{f_y d (\sin \alpha \cos \alpha)}$$

$$V_r = \frac{q_u L_n}{2} = \frac{5.5 \times 3.9}{2} = 10.725 \text{ kN}$$

$$A = \frac{10.725 \times 150 \times 10^3}{400 \times 270 (\sin 45 \cos 45)} = 29.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} b h$$

ρ_{\min} را با توجه به جدول ۱۰-۲ صفحه ۴۵۷ کتاب طاحونی تعیین می کنیم .

$$f_y = 400 \rightarrow \rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_{\min} = 0.0018 \times 300 \times 100 = 54 \text{ mm}^2 > 29.79$$

$$\therefore \text{USE } \Phi 6 @ 150$$

۷ - آرماتور حرارتی :

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho b h = 0.0018 \times 1000 \times 50 = 90 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

در نهایت می توان جدول زیر را تنظیم نمود :

جدول ۷-۱ - آرماتور بندی سقف طبقات

آرماتور حرارتی در جهت عمود بر تیرچه	آرماتور حرارتی در جهت امتداد تیرچه	آرماتور زیگزاگی	آرماتور منفی بالایی	آرماتور بالای آرماتور بالای	آرماتور کششی	طول دهانه
Φ۶	Φ۵	Φ۶	۱Φ۱۲	۱Φ۱۰	۲Φ۱۰	۳.۹۲۵
Φ۶	Φ۵	Φ۶	۱Φ۱۲	۱Φ۱۰	۲Φ۱۰	۴.۲



فصل هفتم

طراحی پی

**۷-۱) تعیین نوع و طراحی شالوده :**

مقاومت مجاز زمین برابر با ۱۸۰ کیلونیوتن بر مترمربع و جنس زمین از نوع ۲ (شن و ماسه متراکم) می باشد.

برای تمامی شالوده مقدار پوشش بتن روی آرماتور برابر با ۷۵ میلیمتر در نظر گرفته شده است . قبل از اجرای عملیات آرماتوربندی و قالب بندی شالوده ، روی بستر خاکی تسطیح شده ، یک لایه بتن مگر با عیار ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب به ضخامت ۱۰۰ میلیمتر بمنظور ایجاد سطح صاف برای پیاده کردن محور ستونها و همچنین جلوگیری از تداخل خاک به بتن شالوده ریخته می شود.

اگر سطح زمین دارای رطوبت است باید کاملاً خشک شود و بعد از این عمل شروع به اجرای شالوده نمائیم .



شالوده های ساختمان را به قرار زیر طراحی می کنیم:

۷-۱- تعیین نوع پی :

$$1.8 \frac{kg}{cm^2} = \text{مقاومت زمین}$$

با توجه به بند ۸ فصل ۳ برای نیروی وارده از ستون به پی داریم :

$$N_U = 981.06 KN$$

با توجه به روابط زیر نوع پی را می توان معین کرد :

$$a = 100 \times (\text{مساحت زیر بنای یک طبقه} / \text{مساحت کل پی})$$

If $a \leq 50 \rightarrow$ پی منفرد

If $50 \leq a \leq 75 \rightarrow$ پی نواری

If $75 \geq a \rightarrow$ پی گسترده

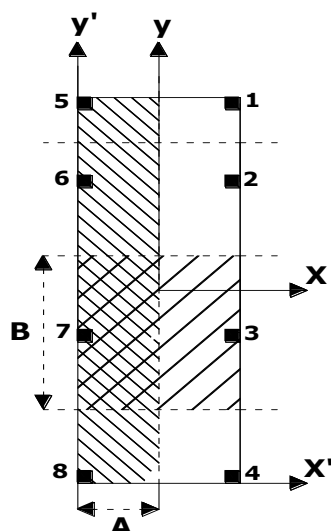
(سطح پی هر تیپ ستون \times تعداد ستونهای آن تیپ) $= \Sigma$ مساحت کل پی

$$\text{ظرفیت باربری خاک} / \text{نیروی وارده} = \frac{981.06}{180} = 5.45 m^2 = (A) \text{ مساحت پی هر ستون}$$

$$\text{مساحت کل پی} = 8 \times 5.45 = 43.06 m^2$$

$$a = \frac{43.06}{11 \times 3.925} \times 100 = 99.73 > 75$$

پی سازه مورد نظر از نوع گسترده می باشد .



شکل ۷-۱- نوارهای بحرانی پی

۷-۲- طراحی شالوده گسترده :

با توجه به شکل مقابل بحرانی ترین نوارها ، نوار A در راستای y و نوار B

در راستای x است، که عرض آنها به ترتیب 1.96 و 4.25m و مجموع

بارهای وارده با توجه به تعداد ستون های هر نوار و $N_U = 981.06 KN$

برای نوار A ؛ 3924.24 KN و برای نوار B ؛ 1962.12 KN می باشد .

از بین این دو نوار ، نواری را که حالت بحرانی تری دارد را انتخاب و مبنای

طراحی شالوده قرار می دهیم .



۱- فشار وارده در پای هر یک از ستونها را بدست می آوریم

$$A_f = 11 \times 3.925 = 43.175 m^2$$

مساحت شالوده : A_f

$$I_x = \frac{1}{12} B^3 L = \frac{1}{12} \times 3.925 \times 11^3 = 435.348 m^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} L^3 B = \frac{1}{12} \times 11 \times 3.925^3 = 55.428 m^4$$

$$\sum Q = (8 \times 981.06) = 7848.48 kN$$

$$M_y = Q \times e_x$$

$$e_x = x' - \frac{L}{2}$$

$$x' = \frac{Q_1 x_1 + Q_2 x_2 + \dots + Q_n x_n}{\sum Q}$$

$$= \frac{(4 \times 0.175 \times 981.06) + (4 \times 3.75 \times 981.06)}{7848.48} = 1.9625 m$$

$$e_x = 1.9625 - \frac{3.925}{2} = 0 m$$

$$M_y = 7835.2 \times 0 = 0 kN.m$$

$$y' = \frac{Q_1 y_1 + Q_2 y_2 + \dots + Q_n y_n}{\sum Q}$$

$$y' = \frac{(2 \times 0.175 \times 981.06) + (2 \times 4.025 \times 981.06) + (2 \times (4.2 + 4.125) \times 981.06)}{7848.48}$$

$$+ \frac{(2 \times (4.2 + 4.3 + 2.325) \times 981.06)}{7848.48}$$

$$y' = 5.33$$

$$e_y = y' - \frac{B}{2} = 5.33 - \frac{11}{2} = -0.17 m$$

$$M_x = Q \times e_y = 7848.48 \times 0.17 = 1334.24 kN.m$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} = \frac{7848.48}{11 \times 3.925} \pm \frac{0}{55.428} x \pm \frac{1334.24}{435.348} y$$

$$q = 181.783 \pm 3.065 y$$



$$q = 181.783 \pm 3.065y$$

$$q_1 = 181.783 + 3.065 \times 5.325 = 198.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_2 = 181.783 + 3.065 \times 2.825 = 190.44 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_3 = 181.783 - 3.065 \times 1.125 = 178.33 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_4 = 181.783 - 3.065 \times 5.325 = 165.46 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_5 = 181.783 + 3.065 \times 5.325 = 198.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_6 = 181.783 + 3.065 \times 2.825 = 190.44 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_7 = 181.783 - 3.065 \times 1.125 = 178.33 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_8 = 181.783 - 3.065 \times 5.325 = 165.46 \frac{kN}{m^2}$$

۷-۲-۱ تحلیل نوار A :



q_{av} : فشار متوسط خاک

$$q_{av} = \frac{q_1 + q_2 + q_3 + q_4}{4} = \frac{198.1 + 190.44 + 178.33 + 165.46}{4} = 183.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{واکنش کل خاک} = q_{av} \times A' = 183.1 \times 11 \times 1.96 = 3947.64 kN$$

مساحت نوار A : A'

Q_{av} : بار متوسط

$$Q_{av} = (\text{بار ستونهای روی نوار} + \text{واکنش کل خاک}) / 2$$

$$\text{بار ستونهای روی نوار} = 4 \times 981.06 = 3924.24 kN$$

$$Q_{av} : \text{بار متوسط} = (3924.24 + 3947.64) / 2 = 3935.94 kN$$



F : ضریب اصلاح

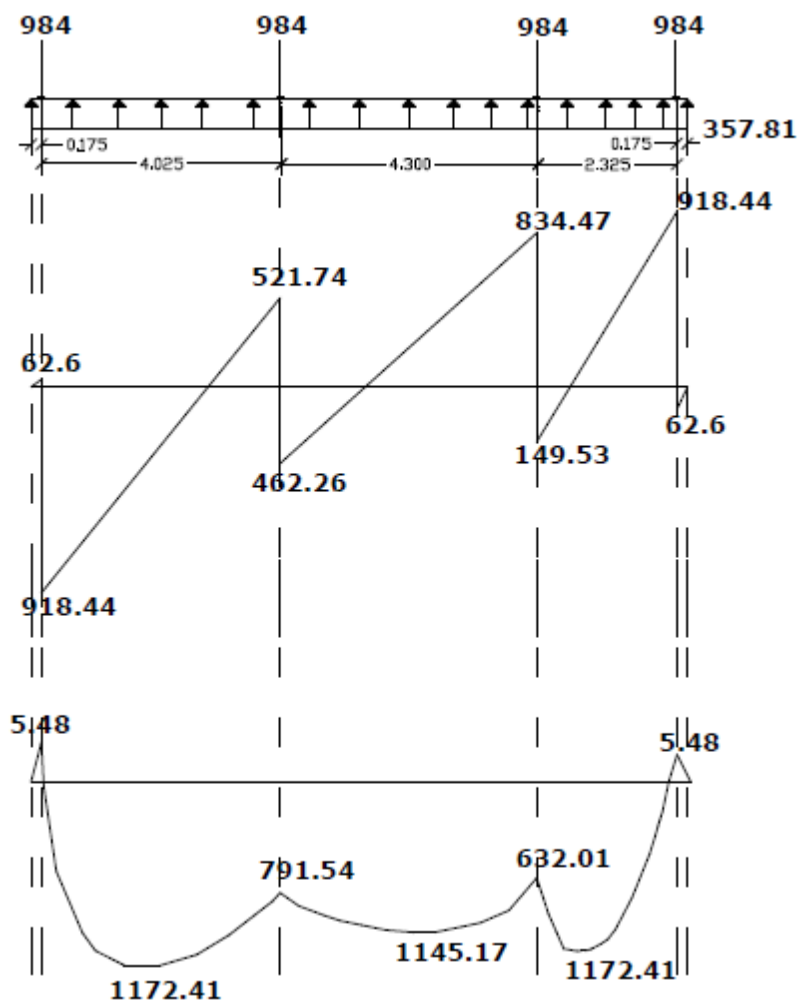
ضریب اصلاح را با استفاده از رابطه زیر بدست می آوریم و در بار ستونها ضرب می کنیم

$$F = \frac{3935.94}{3924.24} = 1.003 \quad (\text{کل بار ستون روی نوار}) / (\text{بار متوسط})$$

$q_{av} \times ((\text{واکنش کل خاک}) / (\text{بار متوسط})) = \text{فشار خاک متوسط اصلاح شده}$

$$\text{فشار خاک متوسط اصلاح شده} = \frac{3935.94}{3947.64} \times 183.1 = 182.56 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{شدت بار در واحد طول} = 182.56 \times 1.96 = 357.81 \frac{kN}{m}$$



شکل ۷-۲- نمایش نیروهای وارده و نمودار لنگر خمشی و نیروی برشی



با توجه به نمودار به دست آمده، مقدار لنگر حداکثر مثبت را بدست آورده ایم :

لنگر حداکثر مثبت : $M=5.48 \text{ KN.M}$

$$M^+ = \frac{5.48}{1.96} = 2.796 \text{ KN}$$

برای لنگر مثبت طراحی می کنیم.

$$M_u^+ = 1.7 \times 2.796 = 4.753 \text{ KN.M}$$

$$A_s^+ = \frac{0.85f_c b d}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M^+}{f_c b d^2}} \right]$$

$$\Rightarrow A_s^+ = \frac{0.85 \times 30 \times 1000 \times 500}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.753 \times 10^6}{30 \times 1000 \times 500^2}} \right] = 20.21 \text{ mm}^2$$

Use $\Phi 10 @ 250 \text{ mm}$

مقدار حداکثر لنگر منفی را بدست آورده ایم :

لنگر حداکثر منفی : $M=1172.41 \text{ KN.M}$

$$M^- = \frac{1172.41}{1.96} = 598.168 \text{ KN}$$

برای لنگر منفی طراحی می کنیم.

$$M_u^- = 1.7 \times 598.168 = 1016.866 \text{ KN.M}$$

$$A_s^- = \frac{0.85f_c b d}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M^-}{f_c b d^2}} \right]$$

$$\Rightarrow A_s^+ = \frac{0.85 \times 30 \times 1000 \times 500}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1016.88 \times 10^6}{30 \times 1000 \times 500^2}} \right] = 4662.784 \text{ mm}^2$$

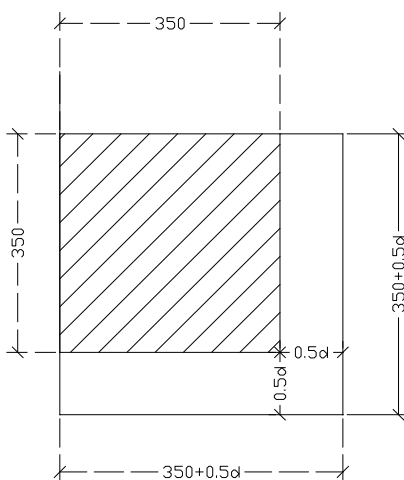
Use $\Phi 38 @ 150 \text{ mm}$



- تعیین ضخامت شالوده :

با توجه به اینکه ستونهای سازه ی مورد نظر کناری و گوشه می باشند و نیروی وارده بر آنها یکی است بنابراین ضخامت شالوده را برای هر دو ستون گوشه و کناری محاسبه و مقدار ماکزیمم آنها را را به عنوان عمق شالوده در نظر می گیریم .

- ضخامت شالوده ستون کناری :



$$b_o = 2(350 + 0.5d) \text{ محیط پانچ}$$

$$V_u = b_o d (0.34 \Phi \sqrt{f_c}) \text{ نیروی برشی}$$

$$V_u = 1.7 \times 981.06 = 1667.8 \text{ kN}$$

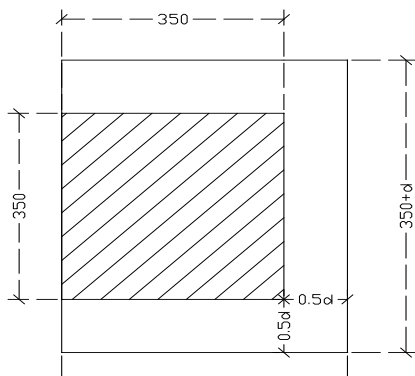
$$1667.8 \times 10^3 = (700 + d)d(0.85 \times 0.35 \sqrt{30})$$

$$700d + d^2 = 1023521.32 \Rightarrow d = 720.52$$

اما به جهت اطمینان با توجه به کاور بتنی ضخامت را ۸۰۰ میلیمتر فرض می کنیم .

حال برای ستون میانی محاسبات را تکرار می کنیم :

- تعیین ضخامت شالوده ستون کناری





$$b_o = (350 + d) + 2(350 + 0.5d) = 1050 + 2d$$

$$V_U = 1.7 \times 981.06 = 1667.8 \text{ kN}$$

$$1667.8 \times 10^{-3} = 1.63(1050 + 2d)d \Rightarrow d = 499.41 \text{ mm}$$

به جهت اطمینان می توان ضخامت را 600mm در نظر گرفت .

با توجه به محاسبات انجام شده به این دست می یابیم که ارتفاع نهایی شالوده را 800mm در نظر بگیریم .

۷-۲-۲ تعیین قطر میلگردها :

- راستای Y

فاصله میلگردها : 150 - 250 mm → 250

عرض نوار = 1.25 m = 1250 mm

قطر آرماتور بالایی :

$$n = \frac{1250}{250} = 5$$

$$A_s = \frac{1361.748 \times 2}{5} = 544.7$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 544.7 \Rightarrow d = 28 \text{ mm}$$

قطر آرماتور پایینی :

$$n = \frac{1250}{250} = 5$$

$$A_s = \frac{349.352 \times 2}{5} = 139.74$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 139.74 \Rightarrow d = 14 \text{ mm}$$

فاصله میلگردها : 250

عرض نوار = 7.65 m = 7650 mm

قطر آرماتور بالایی :



$$n = \frac{7650}{250} = 30.6$$

$$A_s = \frac{1361.748 \times 3}{31} = 161.1$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 161.1 \quad \Rightarrow d = 16mm$$

قطر آرماتور پایینی :

$$n = \frac{7650}{250} = 31$$

$$A_s = \frac{413.035 \times 3}{31} = 39.969$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 39.969 \quad \Rightarrow d = 10mm$$

250 : فاصله میلگردها

$$\text{عرض نوار} = 2.1 \text{ m} = 2100 \text{ mm}$$

قطر آرماتور بالایی :

$$n = \frac{2100}{250} = 9$$

$$A_s = \frac{1577.478 \times 2}{9} = 350.55$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 350.55 \quad \Rightarrow d = 22mm$$

قطر آرماتور پایینی :

$$n = \frac{2100}{250} = 9$$

$$A_s = \frac{442.004 \times 2}{9} = 98.22$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 98.22 \quad \Rightarrow d = 12mm$$

- راستای X

150 - 250 mm → 250 : فاصله میلگردها

$$\text{عرض نوار} = 3925 \text{ m} = 3925 \text{ mm}$$



قطر آرماتور بالایی :

$$n = \frac{3925}{250} = 16$$

$$A_s = \frac{2923.031 \times 3}{16} = 548.067$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 548.067 \quad \Rightarrow d = 28mm$$

قطر آرماتور پایینی :

$$n = \frac{3925}{250} = 16$$

$$A_s = \frac{842.911 \times 3}{16} = 158.046$$

$$A_s = 3.14 \frac{d^2}{4} = 158.046 \quad \Rightarrow d = 16mm$$



فصل هشتم

طراحی با Etabs



NUMBER OF TABLE	NAME OF TABLE
Table – 1	Aera Assignment Summary
Table – 2	Area uniform Loads
Table – 3	Control Parameters
Table – 4	Column Connectivity Data
Table – 5	Beam Connectivity Data
Table – 6	Auto Seismic User Coefficient
Table – 7	Auto Seismic Loads To Stories
Table – 8	Auto Seismic Loads To Points
Table – 9	Developed Elevations
Table – 10	Frame Offset Assignments
Table – 11	Frame Section Assignments
Table – 12	Grid Lines
Table – 13	Line Distributed Loads
Table – 14	Material List By Element Type
Table – 15	Material List By Section
Table – 16	Material List By Story
Table – 17	Material Properties
Table – 18	Static Load Cases
Table – 19	Deck Section Properties
Table – 20	Load Combinations

Table – 1– Aera Assignment Summary

Story	Area	Area Type	Section	Axis Angle	Unif Load	Num Corners	Object Area	Perimeter	Centroid X	Centroid Z	PolarInertia
STORY 5	F1	Floor	DECK1	90	Yes	4	9.8125	12.85	1.9625	16.4	17.707
STORY 4	F2	Floor	DECK1	0	Yes	4	16.8775	16.45	1.9625	13.6	47.672
STORY 4	F3	Floor	DECK1	90	Yes	4	16.485	16.25	1.9625	13.6	45.396
STORY 3	F2	Floor	DECK1	0	Yes	4	16.8775	16.45	1.9625	10.2	47.672
STORY 3	F3	Floor	DECK1	90	Yes	4	16.485	16.25	1.9625	10.2	45.396
STORY 2	F2	Floor	DECK1	0	Yes	4	16.8775	16.45	1.9625	6.8	47.672
STORY 2	F3	Floor	DECK1	90	Yes	4	16.485	16.25	1.9625	6.8	45.396
STORY 1	F2	Floor	DECK1	0	Yes	4	16.8775	16.45	1.9625	3.4	47.672
STORY1	F3	Floor	DECK1	90	Yes	4	16.485	16.25	1.9625	3.4	45.39



Table – 2– Area uniform Loads

Case	Story	Area	Direction	LoadPerArea
DEAD	STORY5	F1	Gravity	5.168105
DEAD	STORY4	F2	Gravity	5.168105
DEAD	STORY4	F3	Gravity	5.168105
DEAD	STORY3	F2	Gravity	6.209473
DEAD	STORY3	F3	Gravity	6.209473
DEAD	STORY2	F2	Gravity	6.209473
DEAD	STORY2	F3	Gravity	6.209473
DEAD	STORY1	F2	Gravity	6.209473
DEAD	STORY1	F3	Gravity	6.209473
LIVE	STORY5	F1	Gravity	1.470998
LIVE	STORY4	F2	Gravity	1.470998
LIVE	STORY4	F3	Gravity	1.470998
LIVE	STORY3	F2	Gravity	1.96133
LIVE	STORY3	F3	Gravity	1.96133
LIVE	STORY2	F2	Gravity	1.96133
LIVE	STORY2	F3	Gravity	1.96133
LIVE	STORY1	F2	Gravity	1.96133
LIVE	STORY1	F3	Gravity	1.96133

Table – 3– Control Parameters

Program Name	Version	CurrUnits	MergeTol	UxDof	UyDof	UzDof	RxDof	RyDof	RzDof
ETABS	9.0.0	KN-m	0.00254	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes



Table – 4– Column Connectivity Data

Column	IEndPt	JEndPt	IEndStory
C1	4	4	Below
C2	2	2	Below
C3	1	1	Below
C4	6	6	Below
C5	5	5	Below
C6	7	7	Below
C7	8	8	Below
C8	3	3	Below

Table – 5– Beam Connectivity Data

Beam	IEndPt	JEndPt
B1	1	2
B2	3	4
B3	5	6
B4	7	8
B5	8	3
B6	6	1
B7	2	4
B8	1	3
B9	6	8
B10	5	7
B11	3-1	4-1



Table – 6– Auto Seismic User Coefficient

Case	Dir	Ecc Ratio	Ecc Overrides	Top Story	Bot Story	C	K	Weight Used	Base Shear
EX	X	0.05	No	STORY4	STORY1	0.089	1	2202.07495	195.9846
EY	Y	0.05	No	STORY4	STORY1	0.089	1	2202.07495	195.9846

Table – 7– Auto Seismic Loads To Stories

[illegible]



Table – 8– Auto Seismic Loads To Points (EX)

Case	Type	Story	Point	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
EX	USER_COEFF	STORY4	1	14.07	0	0	0	0.3576125	0	0	8.5	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	2	8.035	0	0	0	0.2041015	0	0	11	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	3	11.54	0	0	0	0.2931543	0	3.925	8.5	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	4	5.897	0	0	0	0.1497974	0	3.925	11	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	5	11.67	0	0	0	0.2965024	0	0	0	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	6	17.24	0	0	0	0.4381318	0	0	4.2	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	7	11.10	0	0	0	0.2819419	0	3.925	0	13.6
EX	USER_COEFF	STORY4	8	16.27	0	0	0	0.4134172	0	3.925	4.2	13.6
EX	USER_COEFF	STORY3	1	9.312	0	0	0	0.2365463	0	0	8.5	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	2	5.460	0	0	0	0.1387054	0	0	11	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	3	8.918	0	0	0	0.226525	0	3.925	8.5	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	4	5.332	0	0	0	0.1354536	0	3.925	11	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	5	7.642	0	0	0	0.1941203	0	0	0	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	6	11.7	0	0	0	0.2981401	0	0	4.2	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	7	7.260	0	0	0	0.1844133	0	3.925	0	10.2
EX	USER_COEFF	STORY3	8	11.08	0	0	0	0.2816637	0	3.925	4.2	10.2
EX	USER_COEFF	STORY2	1	4.656	0	0	0	0.1182731	0	0	8.5	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	2	2.730	0	0	0	6.935E-02	0	0	11	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	3	4.459	0	0	0	0.1132625	0	3.925	8.5	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	4	2.666	0	0	0	0.0677268	0	3.925	11	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	5	3.821	0	0	0	9.706E-02	0	0	0	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	6	5.86	0	0	0	0.1490701	0	0	4.2	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	7	3.630	0	0	0	9.221E-02	0	3.925	0	6.8
EX	USER_COEFF	STORY2	8	5.544	0	0	0	0.1408319	0	3.925	4.2	6.8



Table – 8– Auto Seismic Loads To Points (EY)

Case	Type	Story	Point	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
EY	USER_COEFF	STORY4	1	0	14.07	0	0	0	0	0	8.5	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	2	0	8.0354	0	0	0	0	0	11	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	3	0	11.54	0	0	0	0	3.925	8.5	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	4	0	5.897	0	0	0	0	3.925	11	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	5	0	11.673	0	0	0	0	0	0	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	6	0	17.24	0	0	0	0	0	4.2	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	7	0	11.10	0	0	0	0	3.925	0	13.6
EY	USER_COEFF	STORY4	8	0	16.27	0	0	0	0	3.925	4.2	13.6
EY	USER_COEFF	STORY3	1	0	9.312	0	0	0	0	0	8.5	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	2	0	5.460	0	0	0	0	0	11	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	3	0	8.918	0	0	0	0	3.925	8.5	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	4	0	5.332	0	0	0	0	3.925	11	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	5	0	7.642	0	0	0	0	0	0	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	6	0	11.73	0	0	0	0	0	4.2	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	7	0	7.260	0	0	0	0	3.925	0	10.2
EY	USER_COEFF	STORY3	8	0	11.08	0	0	0	0	3.925	4.2	10.2
EY	USER_COEFF	STORY2	1	0	4.656	0	0	0	0	0	8.5	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	2	0	2.730	0	0	0	0	0	11	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	3	0	4.459	0	0	0	0	3.925	8.5	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	4	0	2.666	0	0	0	0	3.925	11	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	5	0	3.821	0	0	0	0	0	0	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	6	0	5.86	0	0	0	0	0	4.2	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	7	0	3.630	0	0	0	0	3.925	0	6.8
EY	USER_COEFF	STORY2	8	0	5.544	0	0	0	0	3.925	4.2	6.8

Table – 9– Developed Elevations

Elev Name	Point Order	X	Y
1	1	0	0
1	2	0	11
2	1	3.925	0
2	2	3.925	11
D	1	0	0
D	2	3.925	0
C	1	0	4.2
C	2	3.925	4.2
B	1	0	8.5
B	2	3.925	8.5
A	1	0	11
A	2	3.925	11



Table – 10– Frame Offset Assignments

Story	Line	Line Type	Along Length	LengthI	LengthJ	RZFactor	Cardinal Point	Mirror2	Trans Stiff
STORY5	C1	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY5	C2	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY5	C3	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY5	C8	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C1	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C2	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C3	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C4	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C5	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C6	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C7	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY4	C8	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C1	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C2	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C3	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C4	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C5	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C6	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C7	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY3	C8	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C1	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C2	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C3	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C4	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C5	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C6	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C7	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY2	C8	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C1	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C2	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C3	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C4	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C5	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C6	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C7	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY1	C8	Column	Automatic	0	0.35	0	10	No	No
STORY5	B1	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY5	B2	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY5	B7	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY5	B8	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY4	B1	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY4	B3	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY4	B4	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No



STORY4	B5	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY4	B6	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY4	B7	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY4	B8	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY4	B9	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY4	B10	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY4	B11	Beam	Automatic	0	0	0	8	No	No
STORY3	B1	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY3	B3	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY3	B4	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY3	B5	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY3	B6	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY3	B7	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY3	B8	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY3	B9	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY3	B10	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY3	B11	Beam	Automatic	0	0	0	8	No	No
STORY2	B1	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY2	B3	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY2	B4	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY2	B5	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY2	B6	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY2	B7	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY2	B8	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY2	B9	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY2	B10	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY2	B11	Beam	Automatic	0	0	0	8	No	No
STORY1	B1	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY1	B3	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY1	B4	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY1	B5	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY1	B6	Beam	Automatic	0.175	0.175	0	8	No	No
STORY1	B7	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY1	B8	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY1	B9	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY1	B10	Beam	Automatic	0.225	0.225	0	8	No	No
STORY1	B11	Beam	Automatic	0	0	0	8	No	No



Table – 11– Frame Section Assignments

Story	Line	LineType	SectionType	AnalysisSect	DesignProc	DesignSect
STORY5	C1	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY5	C2	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY5	C3	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY5	C8	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C1	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C2	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C3	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C4	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C5	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C6	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C7	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY4	C8	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C1	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C2	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C3	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C4	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C5	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C6	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C7	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY3	C8	Column	Rectangular	SMC3-4-5	Concrete Frame	N/A
STORY2	C1	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C2	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C3	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C4	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C5	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C6	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C7	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY2	C8	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C1	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C2	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C3	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C4	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C5	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C6	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C7	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY1	C8	Column	Rectangular	SMC1-2	Concrete Frame	N/A
STORY5	B1	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY5	B2	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY5	B7	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY5	B8	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY4	B1	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY4	B3	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY4	B4	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY4	B5	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY4	B6	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY4	B7	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY4	B8	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY4	B9	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY4	B10	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY4	B11	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A



STORY3	B1	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY3	B3	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY3	B4	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY3	B5	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY3	B6	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY3	B7	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY3	B8	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY3	B9	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY3	B10	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY3	B11	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY2	B1	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY2	B3	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY2	B4	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY2	B5	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY2	B6	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY2	B7	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY2	B8	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY2	B9	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY2	B10	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY2	B11	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY1	B1	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A
STORY1	B3	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY1	B4	Beam	Rectangular	B4.2	Concrete Frame	N/A
STORY1	B5	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY1	B6	Beam	Rectangular	B4.3	Concrete Frame	N/A
STORY1	B7	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY1	B8	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY1	B9	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY1	B10	Beam	Rectangular	B3.925	Concrete Frame	N/A
STORY1	B11	Beam	Rectangular	B2.5	Concrete Frame	N/A

Table – 12– Grid Lines

SysName	GridDir	GridID	GridCoord	GridType	GridColor	GridHide	BubbleLoc	SortID
GLOBAL	X	1	0	Primary	Gray8Dark	No	Default	1
GLOBAL	X	2	3.925	Primary	Gray8Dark	No	Default	2
GLOBAL	Y	D	0	Primary	Gray8Dark	No	Switched	3
GLOBAL	Y	C	4.2	Primary	Gray8Dark	No	Switched	4
GLOBAL	Y	B	8.5	Primary	Gray8Dark	No	Switched	5
GLOBAL	Y	A	11	Primary	Gray8Dark	No	Switched	6



Table – 13– Line Distributed Loads

Case	Story	Line	Rel DistA	Rel DistB	Abs DistA	Abs DistB	Load PerLenA	Load PerLenB
DEAD	STORY5	B1	0	1	0	2.5	7.916419	7.916419
DEAD	STORY5	B2	0	1	0	2.5	6.625863	6.625863
DEAD	STORY5	B7	0	1	0	3.925	7.916419	7.916419
DEAD	STORY5	B8	0	1	0	3.925	7.916419	7.916419
DEAD	STORY4	B1	0	1	0	2.5	21.47275	21.47275
DEAD	STORY4	B3	0	1	0	4.2	11.15752	11.15752
DEAD	STORY4	B4	0	1	0	4.2	9.12754	9.12754
DEAD	STORY4	B5	0	1	0	4.3	9.12754	9.12754
DEAD	STORY4	B6	0	1	0	4.3	10.51028	10.51028
DEAD	STORY4	B7	0	1	0	3.925	7.354988	7.354988
DEAD	STORY4	B10	0	1	0	3.925	9.12754	9.12754
DEAD	STORY4	B11	0	1	0	2.5	20.09002	20.09002
DEAD	STORY3	B1	0	1	0	2.5	21.47275	21.47275
DEAD	STORY3	B3	0	1	0	4.2	8.002227	8.002227
DEAD	STORY3	B4	0	1	0	4.2	5.97225	5.97225
DEAD	STORY3	B5	0	1	0	4.3	5.97225	5.97225
DEAD	STORY3	B6	0	1	0	4.3	7.354988	7.354988
DEAD	STORY3	B7	0	1	0	3.925	7.354988	7.354988
DEAD	STORY3	B10	0	1	0	3.925	5.97225	5.97225
DEAD	STORY3	B11	0	1	0	2.5	20.09002	20.09002
DEAD	STORY2	B1	0	1	0	2.5	21.47275	21.47275
DEAD	STORY2	B3	0	1	0	4.2	8.002227	8.002227
DEAD	STORY2	B5	0	1	0	4.3	5.97225	5.97225
DEAD	STORY2	B6	0	1	0	4.3	7.354988	7.354988
DEAD	STORY2	B7	0	1	0	3.925	7.354988	7.354988
DEAD	STORY2	B10	0	1	0	3.925	5.97225	5.97225
DEAD	STORY2	B11	0	1	0	2.5	20.09002	20.09002
DEAD	STORY1	B1	0	1	0	2.5	26.44473	26.44473
DEAD	STORY1	B3	0	1	0	4.2	12.32696	12.32696
DEAD	STORY1	B4	0	1	0	4.2	12.32696	12.32696
DEAD	STORY1	B5	0	1	0	4.3	12.32696	12.32696
DEAD	STORY1	B6	0	1	0	4.3	12.32696	12.32696
DEAD	STORY1	B7	0	1	0	3.925	12.32696	12.32696
DEAD	STORY1	B10	0	1	0	3.925	12.32696	12.32696
DEAD	STORY1	B11	0	1	0	2.5	26.44473	26.44473
LIVE	STORY4	B1	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY4	B11	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY3	B1	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY3	B11	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY2	B1	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY2	B11	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY1	B1	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943
LIVE	STORY1	B11	0	1	0	2.5	6.735943	6.735943



Table – 14– Material List By Element Type

ElementType	Material	TotalWeight	NumPieces	NumStuds
Column	CONC	463.3642	36	
Beam	CONC	253.7348	44	0

Table – 15– Material List By Section

Section	ElementType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight	NumStuds
SMC1-2	Column	16	54.4	210.0584	
SMC3-4-5	Column	20	65.6	253.3058	
B4.3	Beam	8	34.4	54.23077	0
B4.2	Beam	8	33.6	52.85785	0
B2.5	Beam	10	25	39.30015	0
B3.925	Beam	18	70.65	107.346	0
DECK1	Floor			351.2313	

Table – 16– Material List By Story

Story	Element Type	Material	Total Weight	Floor Area	Unit Weight	Num Pieces	Num Studs
STORY5	Column	CONC	43.24733	9.8125	4.407371	4	
STORY5	Beam	CONC	19.30684	9.8125	1.967576	4	0
STORY5	Floor	CONC	24.05694	9.8125	2.451663		
STORY4	Column	CONC	105.0292	33.3625	3.148122	8	
STORY4	Beam	CONC	58.60699	33.3625	1.756673	10	0
STORY4	Floor	CONC	81.79359	33.3625	2.451663		
STORY3	Column	CONC	105.0292	33.3625	3.148122	8	
STORY3	Beam	CONC	58.60699	33.3625	1.756673	10	0
STORY3	Floor	CONC	81.79359	33.3625	2.451663		
STORY2	Column	CONC	105.0292	33.3625	3.148122	8	
STORY2	Beam	CONC	58.60699	33.3625	1.756673	10	0
STORY2	Floor	CONC	81.79359	33.3625	2.451663		
STORY1	Column	CONC	105.0292	33.3625	3.148122	8	
STORY1	Beam	CONC	58.60699	33.3625	1.756673	10	0
STORY1	Floor	CONC	81.79359	33.3625	2.451663		
SUM	Column	CONC	463.3642	143.2625	3.234372	36	
SUM	Beam	CONC	253.7348	143.2625	1.771118	44	0
SUM	Floor	CONC	351.2313	143.2625	2.451663		
TOTAL	All	All	1068.33	143.2625	7.457153	80	0



Table – 17– Material Properties

Material	Type	Mass	Weight	E	Poisson	Therm Coeff	G	Desin Type
STEEL	Isotropic	7.69822	76.9822	1.999576E+08	0.3	0.0000065	7.690677E+07	Steel
CONC	Isotropic	2.451663	24.51663	2.482063E+07	0.2	0.0000055	1.034193E+07	Conc
OTHER	Isotropic	7.8271	76.81955	1.99948E+08	0.3	0.0000065	7.690307E+07	None

Table – 18– Static Load Cases

Case	SWMultiplier	AutoLoad
DEAD	1	
LIVE	0	
EX	0	USER_COEFF
EY	0	USER_COEFF

Table – 19– Deck Section Properties

Section	Deck UnitWt	Slab Depth	Rib Depth	Rib Width	Rib Spacing	Stud Diam	Stud Height	Stud Fu
DECK1	0	0.05	0.25	0.1	0.5	0.01905	0.1524	413685.5



Table – 20– Load Combinations

Combo	Type	Case	Factor	CaseType	SortID
COMB1	ADD	DEAD	1.25	Static	1
COMB1		LIVE	1.5	Static	2
COMB2	ADD	DEAD	1	Static	3
COMB2		LIVE	1.2	Static	4
COMB2		EX	1.2	Static	5
COMB3	ADD	DEAD	1	Static	6
COMB3		LIVE	1.2	Static	7
COMB3		EX	-1.2	Static	8
COMB4	ADD	DEAD	1	Static	9
COMB4		LIVE	1.2	Static	10
COMB4		EY	1.2	Static	11
COMB5	ADD	DEAD	1	Static	12
COMB5		LIVE	1.2	Static	13
COMB5		EY	-1.2	Static	14
COMB6	ADD	DEAD	0.85	Static	15
COMB6		EX	1.2	Static	16
COMB7	ADD	DEAD	0.85	Static	17
COMB7		EX	-1.2	Static	18
COMB8	ADD	DEAD	0.85	Static	19
COMB8		EY	1.2	Static	20
COMB9	ADD	DEAD	0.85	Static	21
COMB9		EY	-1.2	Static	22
DCON1	ADD	DEAD	1.25	Static	23
DCON2	ADD	DEAD	1.25	Static	24
DCON2		LIVE	1.5	Static	25
DCON3	ADD	DEAD	1	Static	26
DCON3		LIVE	0.5	Static	27
DCON3		EX	1	Static	28
DCON4	ADD	DEAD	1	Static	29
DCON4		LIVE	0.5	Static	30
DCON4		EX	-1	Static	31
DCON5	ADD	DEAD	1	Static	32
DCON5		LIVE	0.5	Static	33
DCON5		EY	1	Static	34
DCON6	ADD	DEAD	1	Static	35
DCON6		LIVE	0.5	Static	36
DCON6		EY	-1	Static	37
DCON7	ADD	DEAD	1	Static	38
DCON7		EX	1	Static	39
DCON8	ADD	DEAD	1	Static	40
DCON8		EX	-1	Static	41
DCON9	ADD	DEAD	1	Static	42
DCON9		EY	1	Static	43
DCON10	ADD	DEAD	1	Static	44



فصل نهم

طراحی با Safe



NUMBER OF TABLE	NAME OF TABLE
Table – 1	Aera
Table – 2	Loads
Table – 3	Slabprops
Table – 4	Supportprops
Table – 5	Combos

Table – 1 – Aera

Area_ID	Point_1	Point_2	Point_3	Point_4	Section	Support	X_Strip	Y_Strip	Area
1	4	2	5	7	SLAB1	SOIL1	No	No	43.17501
CSX1	9	10	11	12			Yes	No	4.12125
CSX2	13	14	15	16			Yes	No	8.340628
CSX3	17	18	19	20			Yes	No	6.672503
CSX4	21	22	23	24			Yes	No	2.453126
CSY1	25	26	27	28			No	Yes	10.79375
CSY2	29	30	31	32			No	Yes	10.79375
MSX1	12	11	14	13			Yes	No	8.2425
MSX2	16	15	18	17			Yes	No	8.438755
MSX3	20	19	22	21			Yes	No	4.906251
MSY1	26	29	32	27			No	Yes	21.58751

Table – 2 – Loads

Case	Type	Self_Weight	Deflection
DEAD	DEAD	1	3
LIVE	LIVE	0	1
EX	QUAKE	0	1
EY	QUAKE	0	1



Table – 3 – Slabprops

Label	E	U	ThickII	ThickJJ	ThickII	W
SLAB1	2.4821E+07	0.2	0.8000009	0.8000009	0.8000009	24.52

Table – 4 – Supportprops

Label	KZZ	KRX	KRY
SOIL1	14709.98		

Table – 5 – Combos

Combo	Case	Type	Factor
COMB1	DEAD	DEAD	1.25
COMB1	LIVE	LIVE	1.5
COMB2	DEAD	DEAD	1
COMB2	LIVE	LIVE	1.2
COMB2	EX	QUAKE	1.2
COMB3	DEAD	DEAD	1
COMB3	LIVE	LIVE	1.2
COMB3	EX	QUAKE	-1.2
COMB4	DEAD	DEAD	1
COMB4	LIVE	LIVE	1.2
COMB4	EY	QUAKE	1.2
COMB5	DEAD	DEAD	1
COMB5	LIVE	LIVE	1.2
COMB5	EY	QUAKE	-1.2
COMB6	DEAD	DEAD	0.85
COMB6	EX	QUAKE	1.2
COMB7	DEAD	DEAD	0.85
COMB7	EX	QUAKE	-1.2
COMB8	DEAD	DEAD	0.85
COMB8	EY	QUAKE	1.2
COMB9	DEAD	DEAD	0.85
COMB9	EY	QUAKE	-1.2
DCON1	DEAD	DEAD	1.25
DCON2	DEAD	DEAD	1.25