

## فهرست مطالب

3	بارگذاری: .....
3	جزئیات سقف طبقات: .....
4	جزئیات سقف پشت بام: .....
5	جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (بدون نما): .....
6	جزئیات دیوار پیرامون 20 سانتی (نمادار): .....
7	جزئیات دیوار جان پناه: .....
8	جزئیات دیوار 10 سانتی (پارتیشن): .....
9	محاسبه بار معادل تیغه بندی: .....
9	جزئیات پله: .....
11	خلاصه بارگذاری: .....
11	بار برف: .....
12	بار باد: .....
13	محاسبه ضریب زلزله: .....
14	فرمول توزیع برش پایه در ارتفاع: .....
15	ابعاد ستون ها و تیر ها به صورت تجربی: .....
15	ابعاد دیوار برشی: .....
16	ضریب درجه نامعینی: .....
16	محاسبه سختی دیوار برشی ها: .....
17	محاسبه مرکز سختی: .....
17	تعیین وزن سازه و مرکز جرم: .....
24	توزیع نیروی برشی در طبقات: .....
25	توزیع نیروی زلزله در جهت Y: .....
25	توزیع نیروی زلزله در جهت X: .....
28	بارگذاری ثقلی قاب ها: .....
39	تحلیل دستی به روش پرتال و یک دهم دهنه: .....
45	کنترل لنگر وازگونی: .....
46	فصل دوم: .....
46	کنترل های نهایی سازه: .....
46	کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی: .....
47	کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی: (بر مبنای بند 1-7-1) آیین نامه 2800 .....

48	کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:
49	کنترل تغییر مکان جانبی سازه:
50	محاسبه لنگر مقاوم:
50	محاسبه لنگر واژگونی:
51	کنترل ترک خوردگی دیوار برشی هاد ر طبقات:
52	اعمال ضرایب ترک خوردگی و ترک نخوردگی در یوار برشی :
52	اعمال ضرایب ترک خوردگی برای تیر ها :
52	اعمال ضرایب ترک خوردگی برای ستون ها :
55	فصل سوم
55	طراحی دستی تیر: (خروجی از نرم افزار ETABS2015).
55	طراحی تیرها:
55	طراحی برای خمش:
56	طراحی برای برش:
56	برای تکیه گاه سمت چپ:
57	طراحی برای خمش:
59	برای تکیه گاه سمت چپ:
59	طراحی برای برش:
61	طراحی و کنترل ستون ها:
63	ضوابط آئین نامه برای ستون های تنگ دار:
63	طول مهارى در حالت استفاده از قلاب:
64	طول مستقیم قبل از شروع خم:
64	حداقل قطر خم:
64	طول مستقیم بعد از خم:
64	طول گیرایی میلگرد های کششی:
65	طول گیرایی میلگردهای فشاری:
65	وصله ی آرماتورهای کششی به روش پوششی:
65	وصله ی آرماتورهای فشاری به روش پوششی:
65	طراحی سقف تیرچه بلوک:
66	طراحی پی:

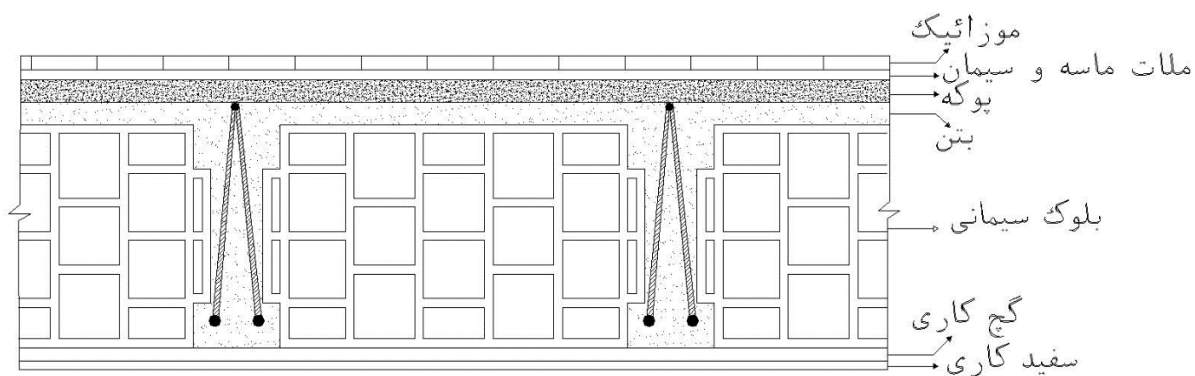
68 ..... ترکیب بار های کنترل تنش زیر پی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان:

69 ..... محاسبه بار های گسترده وارده به پی: .....

## فصل اول

بارگذاری:

جرئیات سقف طبقات:



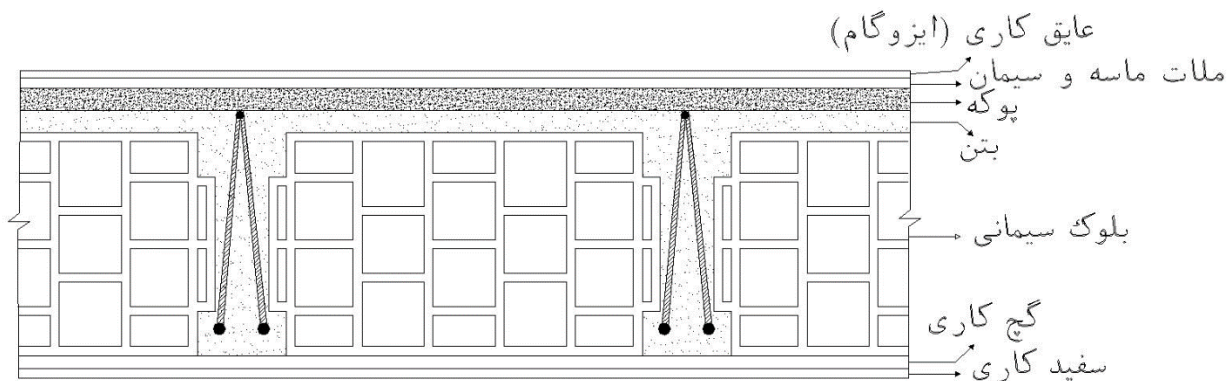
### جرئیات سقف طبقات

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )
موزائیک	0.03	2250	67.5
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
پوکه ریزی	0.05	600	30
بتن	0.05	2500	250
بلوک سیمانی	-----	-----	$11 \times 10 = 110$
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.005	1300	6.5

530 kg/m<sup>2</sup>

جمع کل:

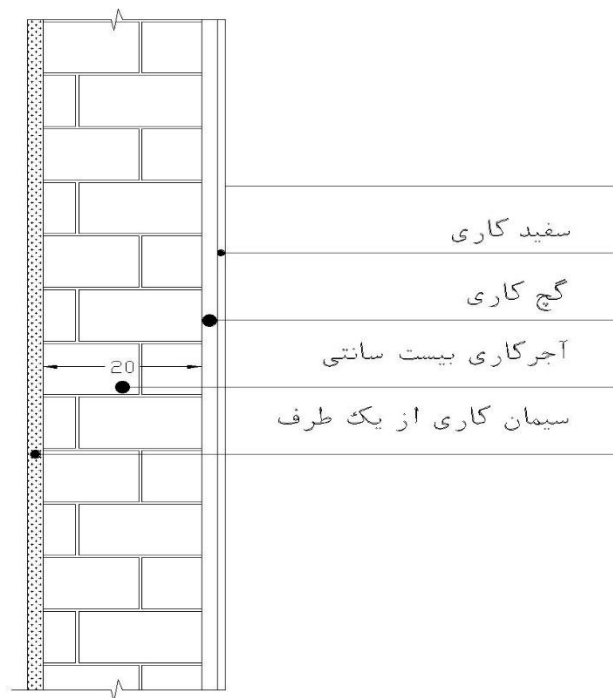
جزئیات سقف پشت بام:



جزئیات سقف پشت بام

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار (kg/m <sup>2</sup> )
ایزوگام	-----	-----	15
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
پوکه ریزی	0.1	600	60
بتن	0.05	2500	250
بلوک سیمانی	-----	-----	11×10=110
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.005	1300	6.5
جمع کل:			508 kg/m <sup>2</sup>

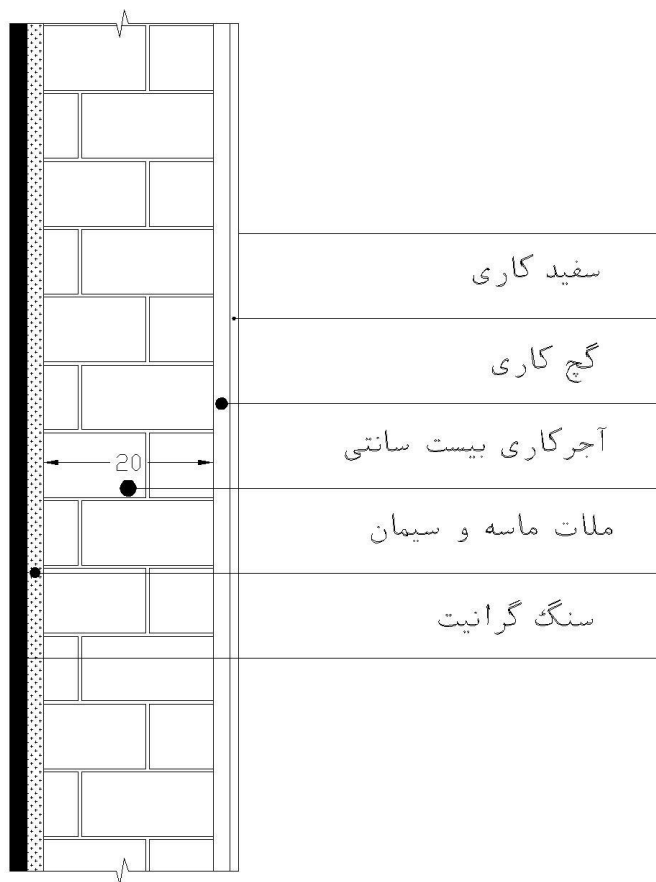
جرزنیات دیوار پیرامون 20 ساتی (بدون نما):



جرزنیات دیوار پیرامون 20 ساتی (بدون نما)

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )
آجرکاری	0.2	850	170
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.01	1300	13
سیمان کاری در یک طرف	0.01	2100	21
جمع کل:			228 $\text{kg/m}^2$

جرزیات دیوار پیرامون 20 ساتی (نمادار):



جرزیات دیوار پیرامون 20 ساتی (نمادار)

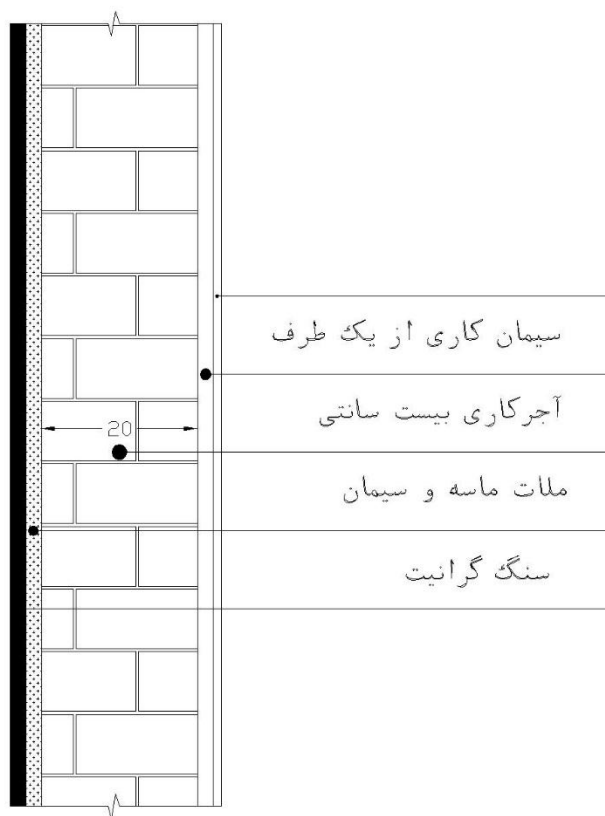
نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )
آجرکاری	0.2	850	170
گچ کاری	0.015	1600	24
سفید کاری	0.01	1300	13
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42

سعيد مرتضوى		پروژه بتن	
سنگ گرانيت	0.02	2800	56
جمع كل:		$305 \text{ kg/m}^2$	

نکته: با اعمال ضريب بازشو داريم:

جرّيات ديوار جان پناه:

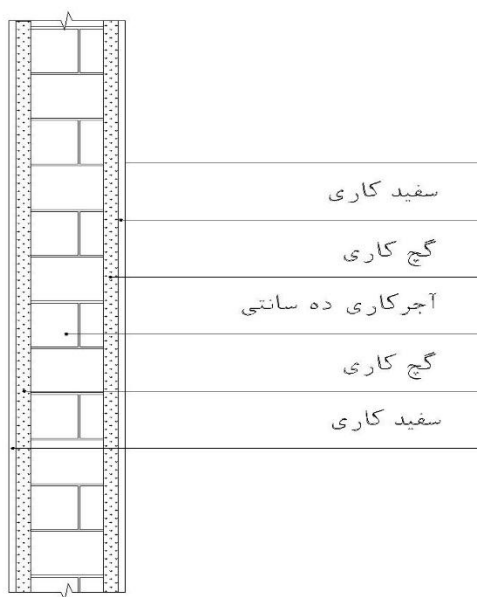
$$305 \times 0.7 = 214 \text{ kg/m}^2$$



جرّيات ديوار جان پناه

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )
آجرکاری	0.2	850	170
سیمان کاری	0.01	1600	21
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42
سنگ گرانیت	0.02	2800	56
جمع کل:			290 $\text{kg/m}^2$

جرزیات دیوار 10 سانتی (پاریشن):



جرزیات دیوار 10 سانتی (پاریشن)

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )
-----------	-------	-----------	-----------------------------



سعيد مرتضوى		پروژه بتن	
آجركارى	0.1	850	85
گچ كارى از دو طرف	0.015	1600	48
سفید كارى از دو طرف	0.01	1300	26
جمع كل:		160 kg/m <sup>2</sup>	

بند 5-2-6 (مبحث ششم ویرایش 92): چنانچه وزن هر متر مربع سطح دیوار های جدا کننده از 200 kg/m<sup>2</sup> کمتر باشد می توانیم آن را به عنوان بار زنده به صورت گسترده در كف طبقات پخش کنیم در غير اين صورت آن را به عنوان بار مرده در محل واقعى آن در نظر می گیریم.

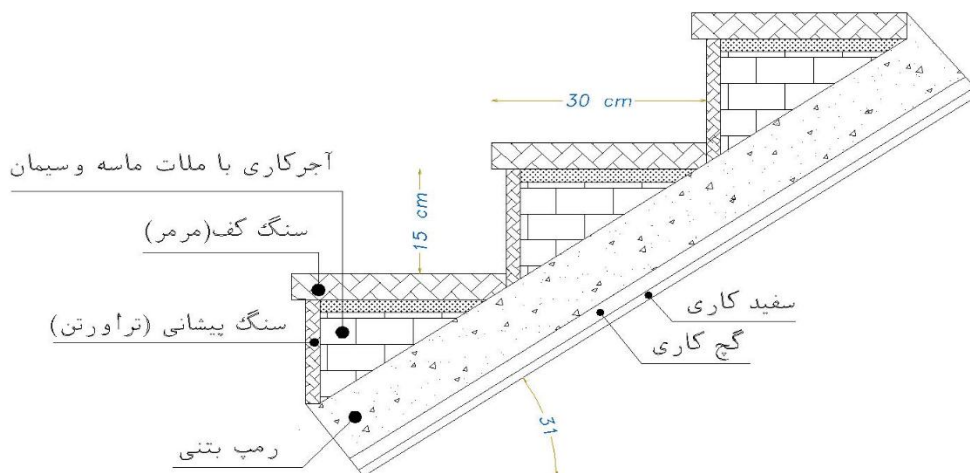
محاسبه بار معادل تیغه بندی:

مساحت	ارتفاع	طول پارتیشن	طبقه
143 m <sup>2</sup>	2.5 m	5 m	پارکینگ
150.62 m <sup>2</sup>	2.9 m	23.5 m	طبقات

$$\text{پارکینگ} = \frac{5 \times 2.5 \times 160}{143} = 14 \xrightarrow{\text{5-2-5-6}} 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{طبقات} = \frac{23.5 \times 2.9 \times 160}{143} = 72.39 \xrightarrow{\text{5-2-5-6}} 100 \text{ kg/m}^2$$

جزئیات پله:



### جزئیات پله

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	تعداد	شدت بار ( $\text{kg/m}^2$ )
سنگ مرمر	0.03	2700	1	81
سنگ تراورتن پیشانی	$0.15 \times 0.02 = 0.003$	2400	1/0.3	24
آجرکاری	0.0225	1700	1/0.3	127.5
بتن ریمپ	0.1	2500	$1/\cos 31$	282.8
اندود گچ و خاک	0.02	1600	$1/\cos 31$	37.33
اندود گچ رویه	0.01	1300	$1/\cos 31$	15.16
جمع کل:				$570 \text{ kg/m}^2$

## خلاصه بارگذاری:

موقعیت	بار مرده سطحی (kg/m <sup>2</sup> )	بار مرده خطی (kg/m)	بار زنده (kg/m <sup>2</sup> )	بار معادل تیغ بندی
بام	508	----	150	----
طبقه مسکونی	530	----	200	100
پله	570	----	500	----
دیوار جانبی بدون نما	----	228×2.9=662	----	----
دیوار جانبی با نما	----	214×2.9=621	----	----
دیوار جان پناه	----	228×0.6=174	----	----
پارکینگ	----	-----	300	100

## بار برف:

$$P_r = 0.7 \times C_s \times C_t \times C_e \times I_s \times P_g$$

$P_g$  = بار برف مبنا (شهر اردبیل) = منطقه برف سنگین

$$P_g = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$I_s = \text{ضریب اهمیت} (I_s = 1)$$

$$h_p = P_r / \gamma \quad \gamma = 0.43 p_r + 2.2 = 0.43 \times 2 + 2.2 \Rightarrow \gamma = 3.06 \text{ kg/m}^2$$

مقدار فوق از حداکثر مبحث ششم که برابر با 4.7 در فرض اولیه مقدار  $p_r$  به شرح زیر می باشد.

$$p_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 200 = 1.4 \text{ KN/m}^2$$

در نهایت مقدار ارتفاع برف متوازن برابر است با:

$$h_p = \frac{1.4}{3.06} = 0.457 \text{ m}$$

عدد بدست آمده چون از ارتفاع جان پناه کم تر است پس نمی تواند در گروه برف ریز باشد هم چنین فرض شده ساختمان باند تر از ساختمان های اطراف است لذا بام نمی تواند در گروه برف گیر قرار بگیرد در نهایت بام را نیمه برف گیر تلقی می شود.

مطابق بند 1-4-7-6 ساختمان های شهری جزوه گروه ناهمواری زیاد می باشند پس داریم :

$$C_s = 1 \quad \text{طبق جدول 6-7-6} \quad C_t = 1 \quad \text{طبق جدول 3-7-6} \quad C_e = 1 \quad \text{طبق جدول 2-7-6}$$

$$p_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 200 = 140 \text{ kg/m}^2$$

در این جا بار زنده بام از بار برف بیش تر می باشد پس بار زنده بام را در محاسبات در نظر می گیریم.

بار باد:

$$p = q \times C_q \times C_e$$

$$q = 0.005V^2 \rightarrow q = 84.5 \quad \text{q (فشار مبنای باد) :}$$

$C_e$  (ضریب اثر تغییر سرعت) :

$$C_e = 1.6 \left( \frac{Z}{10} \right)^{0.24}$$

داخل شهر

$$C_e = 2 \left( \frac{Z}{10} \right)^{0.16}$$

بیرون شهر

$C_q$  (ضریب تغییر شکل) :

$$C_q = 1.3$$

الف) در ساختمان های کوتاه تر از 12 متر

$$C_q = 1.4$$

ب) در ساختمان هایی با ارتفاع بین 12 متر و 60 متر

موقعیت	ارتفاع	$C_e$	$C_q$
ناحیه 1	0-10	1.6	1.3
ناحیه 2	10-12	1.9	1.3
ناحیه 3	12-20	1.9	1.4
ناحیه 4	20-22	2.1	1.4

$$M_1 = 84.5 \times 1.3 \times 1.6 \times 13.20 \times 10 \times 5.7 \times 10^{-3} = 132.24 \text{ ton.m}$$

$$M_2 = 84.5 \times 1.3 \times 1.9 \times 13.20 \times 2 \times 11.7 \times 10^{-3} = 64.5 \text{ ton.m}$$

$$M_3 = 84.5 \times 1.4 \times 1.9 \times 13.20 \times 8 \times 16.7 \times 10^{-3} = 396.4 \text{ ton.m}$$

$$M_4 = 84.5 \times 1.4 \times 2.1 \times 13.20 \times 2 \times 21.7 \times 10^{-3} = 142.32 \text{ ton.m}$$

$$\text{لنگر واژگونی} = 735.46 \text{ ton.m}$$

$$\text{لنگر مقاوم} = 1202.1 \times 5.41 = 6503.36 \text{ ton.m}$$

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{6503.36}{735.46} = 8.84 \text{ ok}$$

محاسبه ضریب زلزله

به خطر اینکه سازه در دو جهت متعامد دارای یک نوع سیستم بار جانبی (قاب خمشی متوسط + دیوار برشی) می باشد پس داریم

$$C_x = C_y$$

A	B	I	$R_u$	T
نسبت شتاب مبنای طرح	ضریب بازتاب	اهمیت ساختمان	ضریب رفتار ساختمان	زمان تناوب

طبق بند (1-3-3-3) آئین نامه 2800 ویرایش چهارم داریم:

$$T = 0.05H^{0.75} = 0.05 \times 22^{0.75} \rightarrow T = 0.5$$

$$T = 1.25 \times 0.5 = 0.625$$

بر مبنای تبصره بند (1-3-3-3) می توان زمان تناوب تجربی را 25 درصد افزایش داد به شرطی که زمان تناوب تحلیلی از این مقدار بیشتر باشد

$$I=1$$

$$A=0.3$$

$$T=0.625$$

$$T_s=0.7$$

$$T_0=0.15$$

$$S_0=1.1$$

$$S=1.75$$

$$B = B_1 \times N$$

نوع خاک از گروه III می باشد.

$$B_1 = \begin{cases} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T / T_0) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B_1 = S + 1 \rightarrow B_1 = 1.75 + 1 = 2.75 & T_0 < T \leq T_s \\ B_1 = (S + 1)(T_s / T) & T > T_s \end{cases}$$

مطابق بند (1-3-2) آیین 2800

$$N = \begin{cases} N = 1 & T < T_s \\ N = \left( \frac{0.7}{4 - T_s} \right) \times (T - T_s) + 1 & T_s < T \leq 4s \\ N = 1.75 & T > 4s \end{cases}$$

مطابق بند (2-3-3) آیین 2800

$$B = B_1 \times N = 2.75 \times 1 = 2.75$$

$\Omega$	$C_d$	A	B	I	$R_u$	T
2.5	4.5	0.3	2.75	1	6	0.625

$$C = \frac{A \times B \times I}{R_u} = 0.1375$$

$$F_i = \frac{w_i \times h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i \times h_i^k} \times V_u$$

فرمول توزیع برش پاید ارتفاع:

$$k = \begin{cases} 1 & T < 0.5s \\ 0.5T + 0.75 & 0.5s \leq T \leq 2.5s \\ 2 & T > 2.5s \end{cases} \quad \checkmark$$

مطابق بند (2-3-3) آیین 2800

$$K = 1.05$$

ابعاد ستون ها و تیر ها به صورت تجربی:

نام مقاطع	پیلوت	طبقه اول و دوم	طبقه سوم و چهارم	طبقه پنجم و ششم	خرپشته
ستون	50×50	45×45	40×40	35×35	35×35
تیر	45×45	40×40	40×40	35×35	35×35
وزن ستون (kg)	21750	19440	15360	11760	3614
وزن تیر (kg)	35883	28352	28352	21707	3430

ابعاد دیوار برشی:

نام مقاطع	پیلوت	طبقه اول و دوم و سوم	طبقه چهارم و پنجم و ششم
دیوار برشی	30 cm	25 cm	20 cm
وزن دیوار (kg)	22995	21900 × 3 = 65700	17520 × 3 = 52560

ضریب درجه نامعینی: (p)

بر مبنای بند (2-3-3) آئین نامه 2800:

$$\rho = 1.2 \quad \text{not ok} \quad \text{ارتفاع دهانه/طول دیوار=دیوار برشی} \quad 2.7/3.2=0.8$$

اثر زلزله قائم بر بالکن بر مبنای بند (1-9-3-3) و (2-9-3-3) آئین نامه 2800 ویرایش چهارم:

$$F_V = 0.6AIW_p$$

$$W_p = 530 + 300 = 830 \text{ kg/m}^2 \quad W_p = \text{بار زنده} + \text{بار مرده}$$

$$F_V = 0.6 \times 0.3 \times 1 \times 830 = 149.4 \text{ kg/m}^2$$

محاسبه سختی دیوار برشی:

$$K = \frac{3EI}{\beta H^3} \quad \beta = 1 + 1.75\left(\frac{L_w}{H}\right)^2 \quad I = \frac{b \times L_w^3}{12}$$

پیلوت در جهت y محور A

$$\beta = 1 + 1.75\left(\frac{2.3}{2.5}\right)^2 = 1.63 \quad I = \frac{0.3 \times 2.3^3}{12} = 0.304 \quad K = \frac{3 \times 2 \times 10^9 \times 0.304}{1.632.5^3} = 71613663.1$$

موقعیت	پیلوت	طبقه اول، دوم، سوم	طبقه چهارم، پنجم، ششم
درجهت Y محور A و C	71613663.1	42343096.2	33472803.1
درجهت X محور 2	193012895.7	122631192.1	98201438.85
درجهت X محور 3	100785251	61133200.8	47713717.7



محاسبه مرکز سختی:

$$X_R = \frac{\sum k_{y_i} \times x_i}{\sum k_{y_i}}$$

$$Y_R = \frac{\sum k_{x_i} \times y_i}{\sum k_{x_i}}$$

$$X_R = 5.41 \text{ m}$$

$$Y_R = 7.10 \text{ m}$$

مرکز سختی طبقه 1،2،3

$$X_R = 5.41 \text{ m}$$

$$Y_R = 7.12 \text{ m}$$

مرکز سختی طبقه 4،5،6

تعیین وزن سازه و مرکز جرم:

بارگذاری زلزله (طبقه اول)	
وزن سطحی طبقات	$530 + (\frac{100}{2} + \frac{100}{2}) + 0.2 \times 200 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$570 + 0.2 \times 500 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی تراس	$530 + 0.2 \times 300 = 590 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times (\frac{2.5}{2} + \frac{2.9}{2}) = 615.6 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times (\frac{2.5}{2} + \frac{2.9}{2}) = 578 \text{ kg/m}$
دیوار برشی	$787 \times (\frac{2.5}{2}) + 622 + (\frac{2.9}{2}) = 1885.65 \text{ kg/m}$
تیرها	$1125 \times (\frac{0.45}{2}) = 253.1 \text{ kg/m}$
ستون ها	$1250 \times (\frac{2.5}{2}) + 1125 \times (\frac{2.9}{2}) = 3193.75 \text{ kg/m}$

بارگذاری زلزله (طبقه دوم، سوم)	
وزن سطحی طبقات	$530 + (\frac{100}{2} + \frac{100}{2}) + 0.2 \times 200 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$570 + 0.2 \times 500 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی تراس	$530 + 0.2 \times 300 = 590 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times (\frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2}) = 835.2 \text{ kg/m}$

وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left( \frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2} \right) = 621 \text{ kg/m}$
دیوار برشی	$622 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) + 622 + \left( \frac{2.9}{2} \right) = 1919 \text{ kg/m}$
تیر ها	$1000 \times \left( \frac{0.40}{2} \right) = 200 \text{ kg/m}$
ستون ها	$1125 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) + 1125 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) = 3262.5 \text{ kg/m}$

### بارگذاری زلزله (طبقه چهارم)

وزن سطحی طبقات	$530 + \left( \frac{100}{2} + \frac{100}{2} \right) + 0.2 \times 200 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$570 + 0.2 \times 500 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی تراس	$530 + 0.2 \times 300 = 590 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left( \frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2} \right) = 835.2 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left( \frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2} \right) = 621 \text{ kg/m}$
دیوار برشی	$662 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) + 537 + \left( \frac{2.9}{2} \right) = 1738.55 \text{ kg/m}$
تیر ها	$1000 \times \left( \frac{0.40}{2} \right) = 200 \text{ kg/m}$
ستون ها	$1125 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) + 875 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) = 3081.25 \text{ kg/m}$

### بارگذاری زلزله (طبقه پنجم و ششم)

وزن سطحی طبقات	$530 + \left( \frac{100}{2} + \frac{100}{2} \right) + 0.2 \times 200 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$570 + 0.2 \times 500 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی تراس	$530 + 0.2 \times 300 = 590 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left( \frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2} \right) = 835.2 \text{ kg/m}$
وزن دیوار طولی با نما	$214 \times \left( \frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2} \right) = 621 \text{ kg/m}$
دیوار برشی	$537 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) + 537 + \left( \frac{2.9}{2} \right) = 1557.3 \text{ kg/m}$
تیر ها	$875 \times \left( \frac{0.35}{2} \right) = 131.25 \text{ kg/m}$
ستون ها	$1000 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) + 1000 \times \left( \frac{2.9}{2} \right) = 2900 \text{ kg/m}$

### بارگذاری زلزله (طبقه هفتم)

وزن سطحی طبقات	$508 + \left( \frac{100}{2} \right) + 0.2 \times 150 = 588 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی راه پله	$570 + 0.2 \times 500 = 670 \text{ kg/m}^2$
وزن سطحی تراس	$530 + 0.2 \times 300 = 590 \text{ kg/m}^2$
وزن دیوار طولی بدون نما	$228 \times \left( \frac{2.9}{2} + \frac{0.6}{2} \right) = 504 \text{ kg/m}$

تیرها

$$875 \times \left( \frac{0.35}{2} \right) = 131.25 \text{ kg/m}$$

$$288 \times [2 \times (2.7 + 4.3)] + [508 + 0.2 \times 150] \times 2.7 \times 4.3 + 7044 = 26623.6 \text{ kg}$$

وزن خرپشته:

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i (kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (kg.m)$	$M_i Y_i (kg.m)$
1	670	87.4	58558.0	7.31	7.6	428059.0	445040.8
2	670	23.1	15477.0	2.1	3.65	32501.7	56491.1
3	670	22.5	15075.0	2.1	11.4	31657.5	171855.0
4	670	11.34	7597.8	2.1	7.65	15955.4	58123.2
5	615.6	10.1	6217.6	10.82	7.6	67274.0	47253.5
6	615.6	10.1	6217.6	0	7.6	0.0	47253.5
7	578	10.82	6254.0	5.41	1	33833.9	6254.0
8	578	10.82	6254.0	5.41	14.2	33833.9	88806.2
9	590	7.62	4495.8	4.81	0.5	21624.8	2247.9
10	1885.65	2.7	5091.3	0	7.65	0.0	38948.1
11	1885.65	2.7	5091.3	10.82	7.65	55087.4	38948.1
12	1885.65	4.2	7919.7	2.1	9	16631.4	71277.6
13	1885.65	2.6	4902.7	1.45	6.3	7108.9	30886.9
14	253.1	13.2	3340.9	0	7.6	0.0	25391.0
15	253.1	13.2	3340.9	10.82	7.6	36148.8	25391.0
16	253.1	10.82	2738.5	5.41	14.2	14815.5	38887.3
17	253.1	10.82	2738.5	5.41	1	14815.5	2738.5
18	253.1	10.82	2738.5	5.41	6.3	14815.5	17252.8
19	253.1	10.82	2738.5	5.41	9	14815.5	24646.9
20	253.1	13.2	3340.9	4.2	7.1	14031.9	23720.5
21	3193.75	0.225	718.6	0	0	0.0	0.0
22	3193.75	0.225	718.6	4.2	0	3018.1	0.0
23	3193.75	0.225	718.6	10.82	0	7775.2	0.0
24	3193.75	0.225	718.6	0	6.3	0.0	4527.1
25	3193.75	0.225	718.6	4.2	6.3	3018.1	4527.1
26	3193.75	0.225	718.6	10.82	6.3	7775.2	4527.1
27	3193.75	0.225	718.6	0	9	0.0	6467.3
28	3193.75	0.225	718.6	4.2	9	3018.1	6467.3
29	3193.75	0.225	718.6	10.82	9	7775.2	6467.3
30	3193.75	0.225	718.6	0	14.2	0.0	10204.0
31	3193.75	0.225	718.6	4.2	14.2	3018.1	10204.0
32	3193.75	0.225	718.6	10.82	14.2	7775.2	10204.0
			178751.623			896183.6968	1325009.336

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i (kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (kg.m)$	$M_i Y_i (kg.m)$
1	670	87.4	58558.0	7.31	7.6	428059.0	445040.8
2	670	23.1	15477.0	2.1	3.65	32501.7	56491.1
3	670	22.5	15075.0	2.1	11.4	31657.5	171855.0
4	670	11.34	7597.8	2.1	7.65	15955.4	58123.2
5	835.2	10.1	8435.5	10.82	7.6	91272.3	64110.0
6	835.2	10.1	8435.5	0	7.6	0.0	64110.0
7	621	10.82	6719.2	5.41	1	36351.0	6719.2
8	621	10.82	6719.2	5.41	14.2	36351.0	95412.9
9	590	7.62	4495.8	4.81	0.5	21624.8	2247.9
10	1919.8	2.7	5183.5	0	7.65	0.0	39653.5
11	1919.8	2.7	5183.5	10.82	7.65	56085.0	39653.5
12	1919.8	4.2	8063.2	2.1	9	16932.6	72568.4
13	1919.8	2.6	4991.5	1.45	6.3	7237.6	31446.3
14	200	13.2	2640.0	0	7.6	0.0	20064.0
15	200	13.2	2640.0	10.82	7.6	28564.8	20064.0
16	200	10.82	2164.0	5.41	14.2	11707.2	30728.8
17	200	10.82	2164.0	5.41	1	11707.2	2164.0
18	200	10.82	2164.0	5.41	6.3	11707.2	13633.2
19	200	10.82	2164.0	5.41	9	11707.2	19476.0
20	200	13.2	2640.0	4.2	7.1	11088.0	18744.0
21	3262.5	0.225	734.1	0	0	0.0	0.0
22	3262.5	0.225	734.1	4.2	0	3083.1	0.0
23	3262.5	0.225	734.1	10.82	0	7942.6	0.0
24	3262.5	0.225	734.1	0	6.3	0.0	4624.6
25	3262.5	0.225	734.1	4.2	6.3	3083.1	4624.6
26	3262.5	0.225	734.1	10.82	6.3	7942.6	4624.6
27	3262.5	0.225	734.1	0	9	0.0	6606.6
28	3262.5	0.225	734.1	4.2	9	3083.1	6606.6
29	3262.5	0.225	734.1	10.82	9	7942.6	6606.6
30	3262.5	0.225	734.1	0	14.2	0.0	10423.7
31	3262.5	0.225	734.1	4.2	14.2	3083.1	10423.7
32	3262.5	0.225	734.1	10.82	14.2	7942.6	10423.7
			180319.39			904612.199	1337270.201

مرکز جرم در جهت X

5.02

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i (kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (kg.m)$	$M_i Y_i (kg.m)$
1	670	87.4	58558.0	7.31	7.6	428059.0	445040.8
2	670	23.1	15477.0	2.1	3.65	32501.7	56491.1
3	670	22.5	15075.0	2.1	11.4	31657.5	171855.0
4	670	11.34	7597.8	2.1	7.65	15955.4	58123.2
5	835.2	10.1	8435.5	10.82	7.6	91272.3	64110.0
6	835.2	10.1	8435.5	0	7.6	0.0	64110.0
7	621	10.82	6719.2	5.41	1	36351.0	6719.2
8	621	10.82	6719.2	5.41	14.2	36351.0	95412.9
9	590	7.62	4495.8	4.81	0.5	21624.8	2247.9
10	1738.55	2.7	4694.1	0	7.65	0.0	35909.8
11	1738.55	2.7	4694.1	10.82	7.65	50790.0	35909.8
12	1738.55	4.2	7301.9	2.1	9	15334.0	65717.2
13	1738.55	2.6	4520.2	1.45	6.3	6554.3	28477.4
14	200	13.2	2640.0	0	7.6	0.0	20064.0
15	200	13.2	2640.0	10.82	7.6	28564.8	20064.0
16	200	10.82	2164.0	5.41	14.2	11707.2	30728.8
17	200	10.82	2164.0	5.41	1	11707.2	2164.0
18	200	10.82	2164.0	5.41	6.3	11707.2	13633.2
19	200	10.82	2164.0	5.41	9	11707.2	19476.0
20	200	13.2	2640.0	4.2	7.1	11088.0	18744.0
21	3081.25	0.175	539.2	0	0	0.0	0.0
22	3081.25	0.175	539.2	4.2	0	2264.7	0.0
23	3081.25	0.175	539.2	10.82	0	5834.3	0.0
24	3081.25	0.175	539.2	0	6.3	0.0	3397.1
25	3081.25	0.175	539.2	4.2	6.3	2264.7	3397.1
26	3081.25	0.175	539.2	10.82	6.3	5834.3	3397.1
27	3081.25	0.175	539.2	0	9	0.0	4853.0
28	3081.25	0.175	539.2	4.2	9	2264.7	4853.0
29	3081.25	0.175	539.2	10.82	9	5834.3	4853.0
30	3081.25	0.175	539.2	0	14.2	0.0	7656.9
31	3081.25	0.175	539.2	4.2	14.2	2264.7	7656.9
32	3081.25	0.175	539.2	10.82	14.2	5834.3	7656.9
			175770.015			885329.0115	1302718.967

شماره	وزن واحد سطح یا طول	سطح یا طول	$M_i (kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (kg.m)$	$M_i Y_i (kg.m)$
1	670	87.4	58558.0	7.31	7.6	428059.0	445040.8
2	670	23.1	15477.0	2.1	3.65	32501.7	56491.1
3	670	22.5	15075.0	2.1	11.4	31657.5	171855.0
4	670	11.34	7597.8	2.1	7.65	15955.4	58123.2
5	835.2	10.1	8435.5	10.82	7.6	91272.3	64110.0
6	835.2	10.1	8435.5	0	7.6	0.0	64110.0
7	621	10.82	6719.2	5.41	1	36351.0	6719.2
8	621	10.82	6719.2	5.41	14.2	36351.0	95412.9
9	590	7.62	4495.8	4.81	0.5	21624.8	2247.9
10	1557.3	2.7	4204.7	0	7.65	0.0	32166.0
11	1557.3	2.7	4204.7	10.82	7.65	45495.0	32166.0
12	1557.3	4.2	6540.7	2.1	9	13735.4	58865.9
13	1557.3	2.6	4049.0	1.45	6.3	5871.0	25508.6
14	131.25	13.2	1732.5	0	7.6	0.0	13167.0
15	131.25	13.2	1732.5	10.82	7.6	18745.7	13167.0
16	131.25	10.82	1420.1	5.41	14.2	7682.9	20165.8
17	131.25	10.82	1420.1	5.41	1	7682.9	1420.1
18	131.25	10.82	1420.1	5.41	6.3	7682.9	8946.8
19	131.25	10.82	1420.1	5.41	9	7682.9	12781.1
20	131.25	13.2	1732.5	4.2	7.1	7276.5	12300.8
21	2900	0.175	507.5	0	0	0.0	0.0
22	2900	0.175	507.5	4.2	0	2131.5	0.0
23	2900	0.175	507.5	10.82	0	5491.2	0.0
24	2900	0.175	507.5	0	6.3	0.0	3197.3
25	2900	0.175	507.5	4.2	6.3	2131.5	3197.3
26	2900	0.175	507.5	10.82	6.3	5491.2	3197.3
27	2900	0.175	507.5	0	9	0.0	4567.5
28	2900	0.175	507.5	4.2	9	2131.5	4567.5
29	2900	0.175	507.5	10.82	9	5491.2	4567.5
30	2900	0.175	507.5	0	14.2	0.0	7206.5
31	2900	0.175	507.5	4.2	14.2	2131.5	7206.5
32	2900	0.175	507.5	10.82	14.2	5491.2	7206.5
			167480.14			846118.269	1239678.858

مرکز جرم در جهت X

5.05

23

. . . . .

سعيد مرتضوى پروژه بتن

شماره	وزن واحد سطح يا طول	سطح يا طول	$M_i (kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i \cdot X_i (kg \cdot m)$	$M_i \cdot Y_i (kg \cdot m)$
1	588	87.4	51391.2	7.31	7.6	375669.7	390573.1
2	588	23.1	13582.8	2.1	3.65	28523.9	49577.2
3	588	22.5	13230.0	2.1	11.4	27783.0	150822.0
4	670	11.34	7597.8	2.1	7.65	15955.4	58123.2
5	504	13.2	6652.8	10.82	7.6	71983.3	50561.3
6	504	13.2	6652.8	0	7.6	0.0	50561.3
7	504	10.82	5453.3	5.41	1	29502.2	5453.3
8	504	10.82	5453.3	5.41	14.2	29502.2	77436.6
9	590	7.62	4495.8	4.81	0.5	21624.8	2247.9
10	131.25	13.2	1732.5	0	7.6	0.0	13167.0
11	131.25	13.2	1732.5	10.82	7.6	18745.7	13167.0
12	131.25	10.82	1420.1	5.41	14.2	7682.9	20165.8
13	131.25	10.82	1420.1	5.41	1	7682.9	1420.1
14	131.25	10.82	1420.1	5.41	6.3	7682.9	8946.8
15	131.25	10.82	1420.1	5.41	9	7682.9	12781.1
16	131.25	13.2	1732.5	4.2	7.1	7276.5	12300.8
			125387.76			657298.1706	917304.3885

مرکز جرم در جهت X

5.24

مرکز جرم در جهت Y

7.32

طبقه هفتم

توزیع نیروی برشی در طبقات:

طبقه	$h_i$	$w_i$	$w_i h_i$	$F_i$	$V_i$	$M_i$
7	22	125.4	2758.5	31.4	31.4	690.578
6	18.8	167.5	3148.6	35.8	67.2	673.5867
5	15.6	167.5	2612.7	29.7	96.9	463.796
4	12.4	175.8	2179.5	24.8	121.8	307.541
3	9.2	180.3	1658.9	18.9	140.6	173.6729
2	6	180.3	1081.9	12.3	152.9	73.86843
1	2.8	178.8	500.5	5.7	158.6	15.94701
		1175.5	13940.7		165.3	2399.0



وزن کل سازه بدون وزن پی	برش پایه
1202.1 ton	$V = CW \rightarrow 0.1375 \times 120.2.1 = 165.3 \text{ ton}$

توزیع نیروی زلزله در جهت y:

$$F_{AP} = V_1 \times \frac{K_A}{K_A + K_B} = 165300 \times \frac{71613663.1}{28645462.4} \Rightarrow F_{AP} = 82.65 \text{ ton}$$

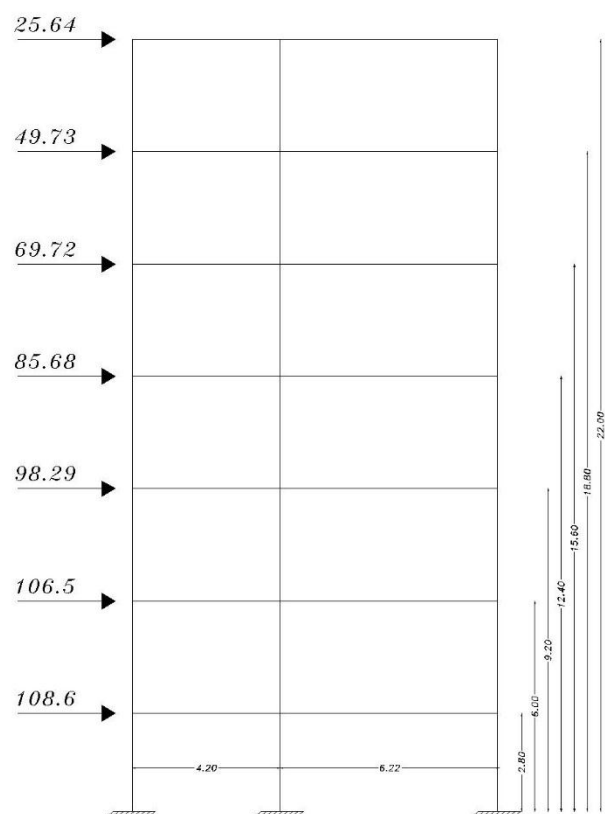


توزیع نیروی زلزله در جهت x:

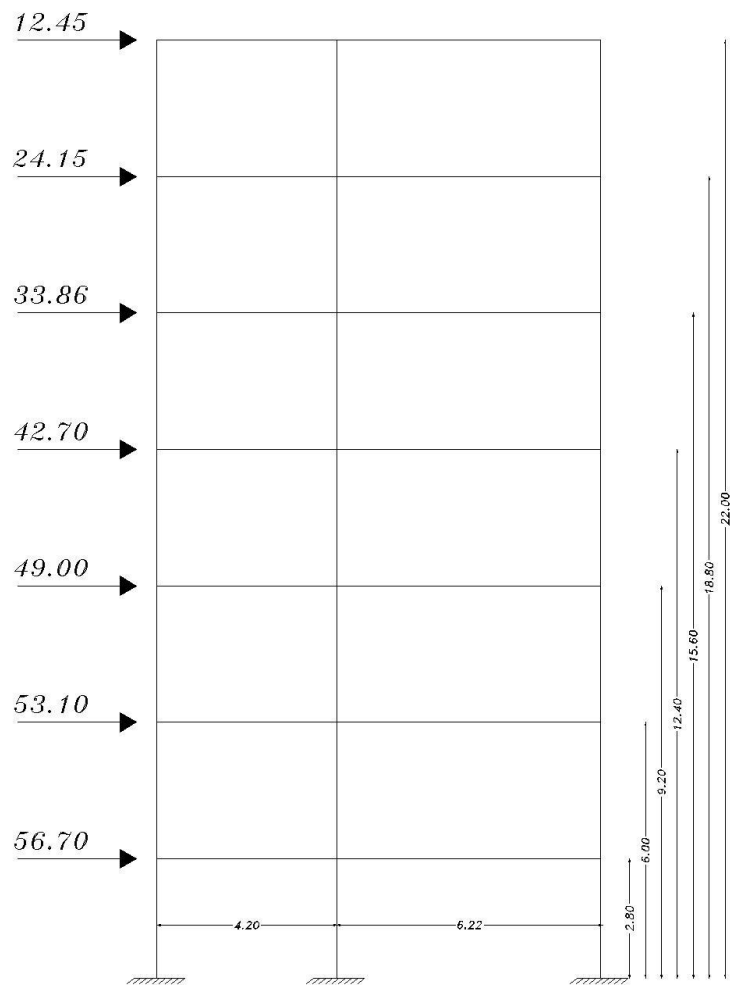
$$F_{22} = V_1 \times \frac{K_1}{K_1 + K_2} = 159600 \times \frac{122631192.1}{122631192.1 + 61133200.8} \Rightarrow F_{22} = 98.29 \text{ ton}$$

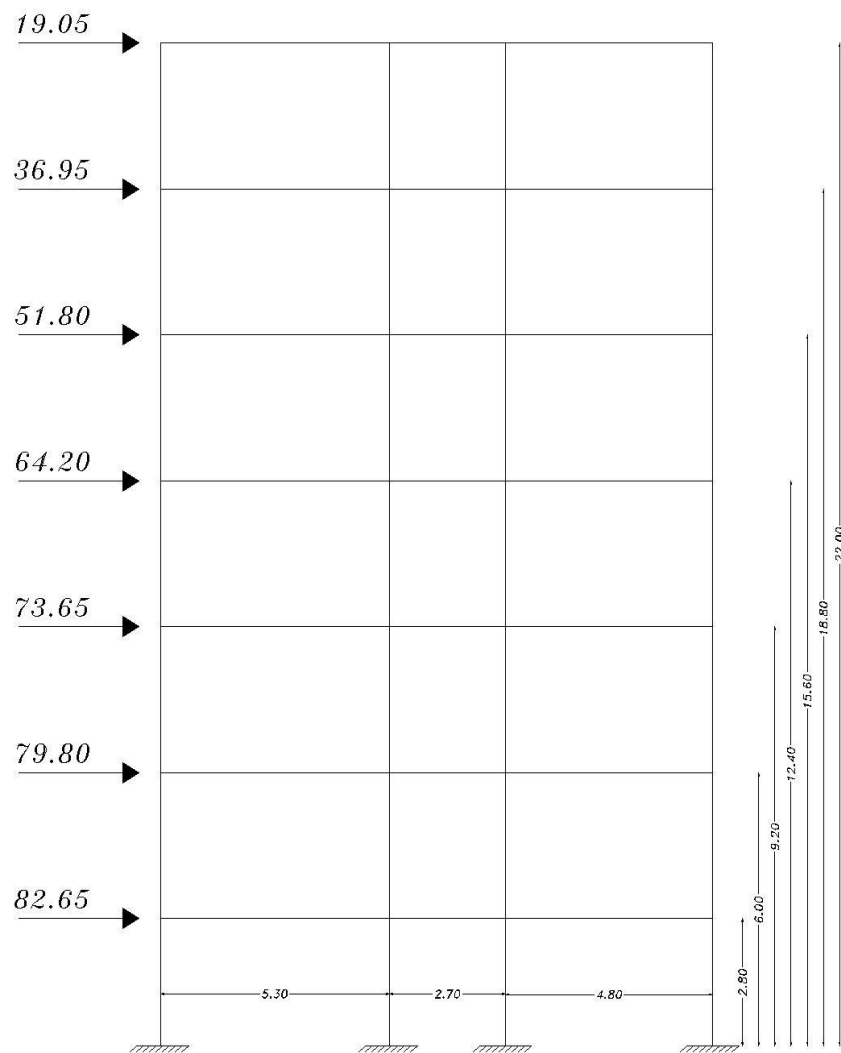


توزیع نیروی زلزله در جهت x قالب شماره 2 (بر حسب تن)

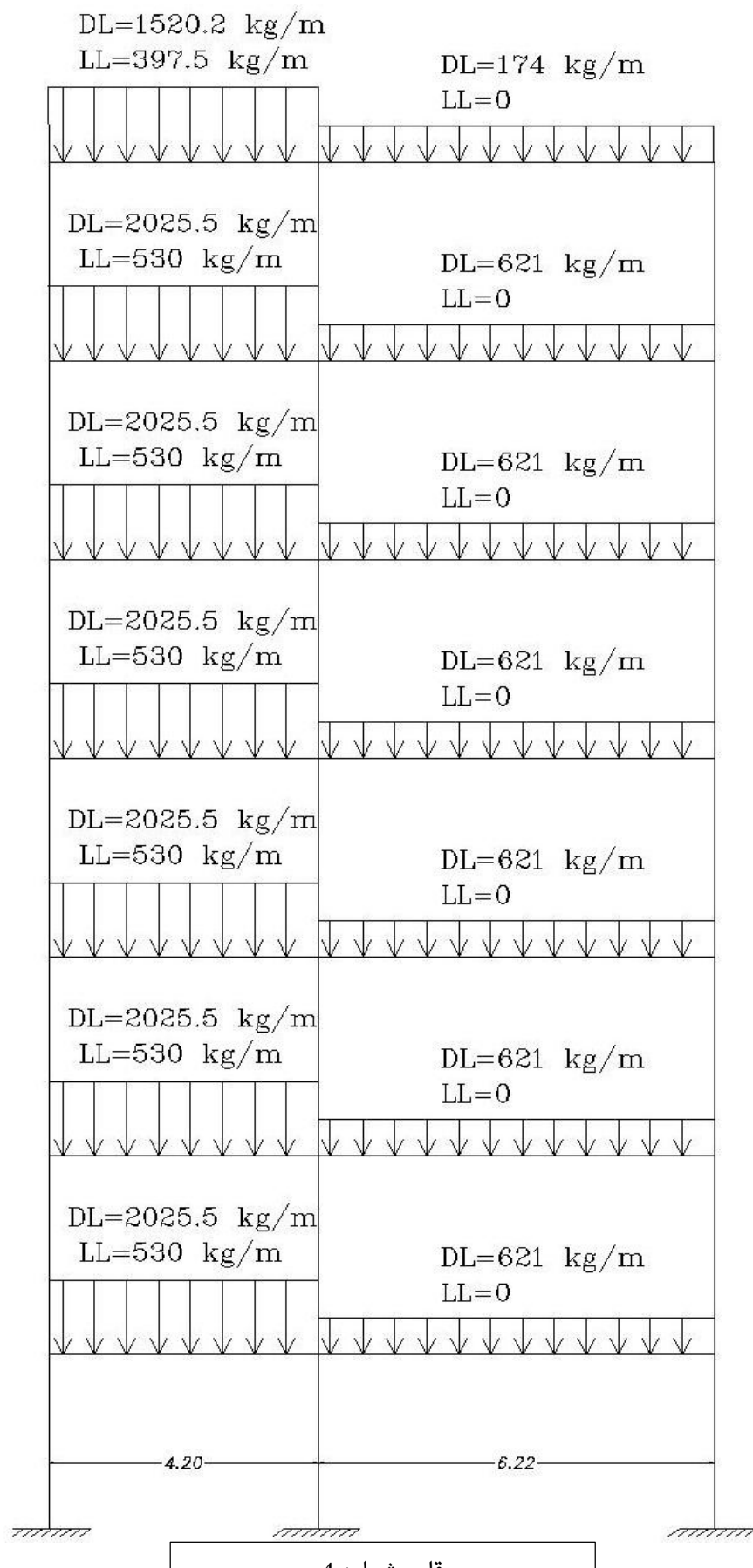


توزيع نیروی زلزله در جهت x قاب شماره 3 (بر حسب تن)



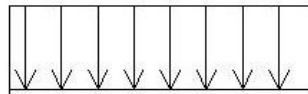


بارگذاری شقی قاب؛



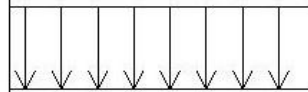
DL=2008.2 kg/m

LL=397.5 kg/m



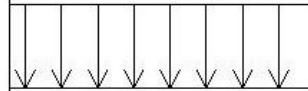
DL=2066.5 kg/m

LL=530 kg/m



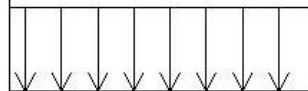
DL=2066.5 kg/m

LL=530 kg/m



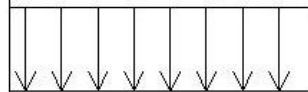
DL=2066.5 kg/m

LL=530 kg/m



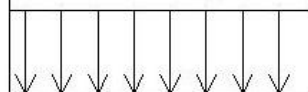
DL=2066.5 kg/m

LL=530 kg/m



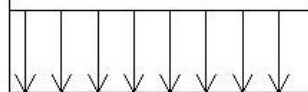
DL=2066.5 kg/m

LL=530 kg/m



DL=2066.5 kg/m

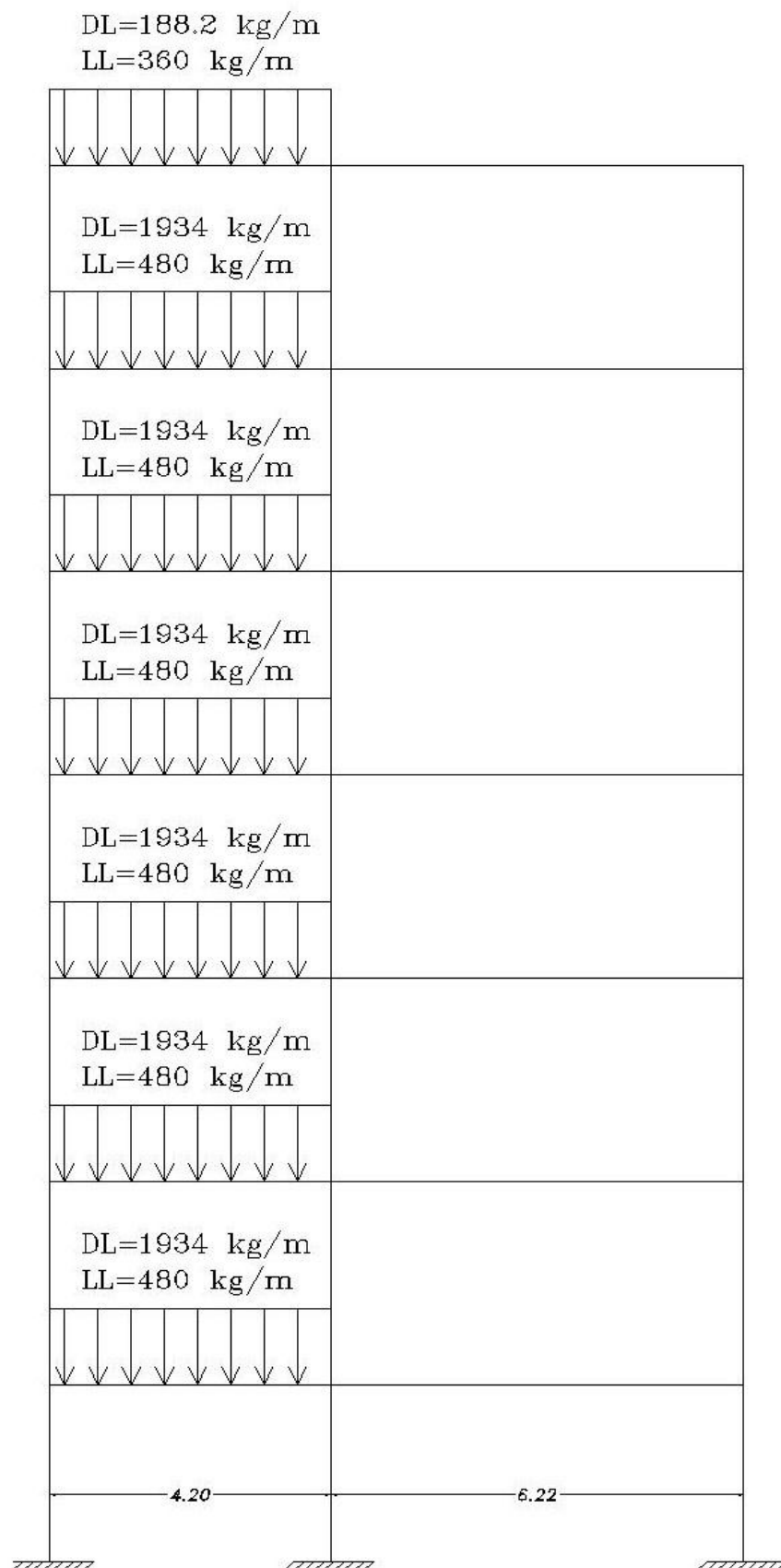
LL=530 kg/m



4.20

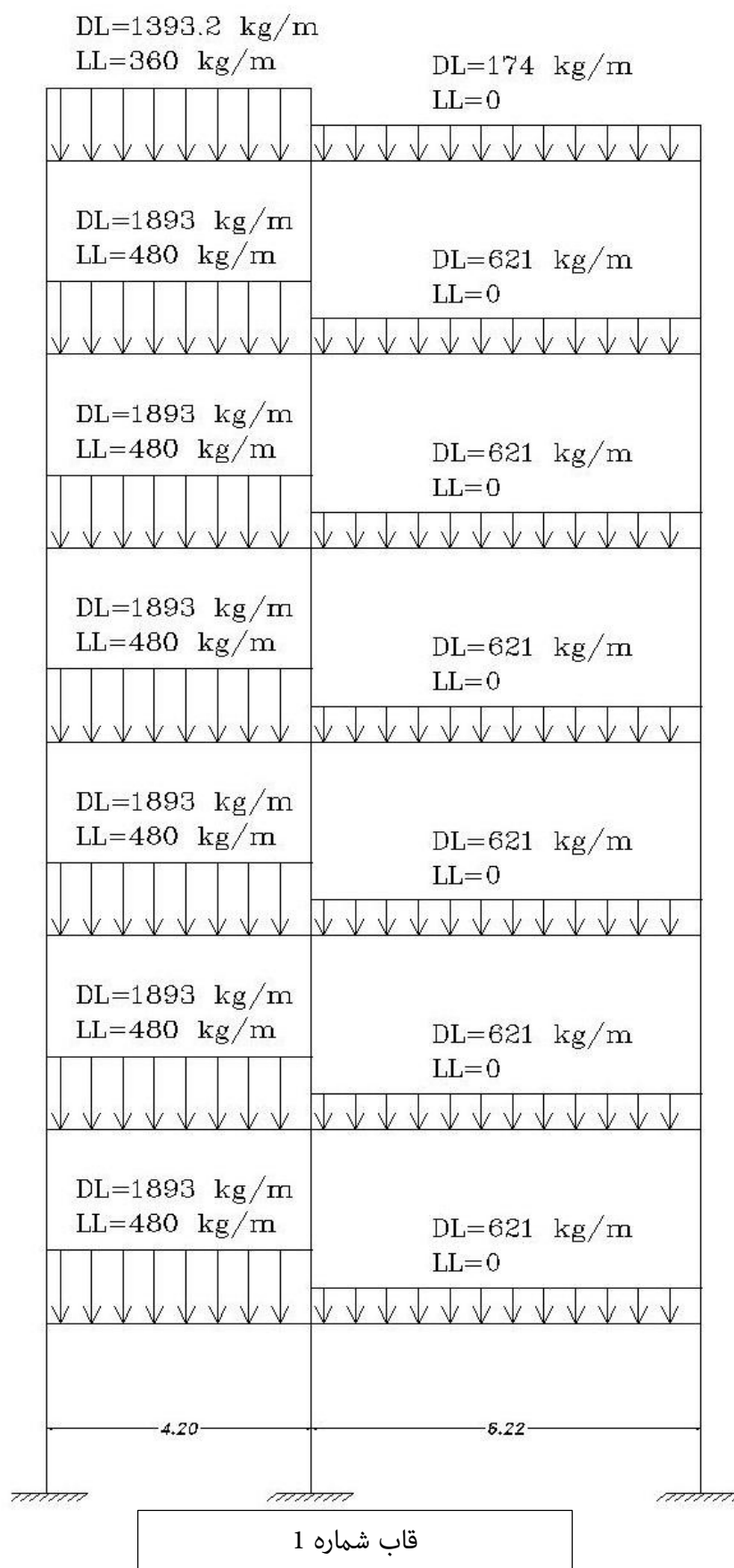
6.22

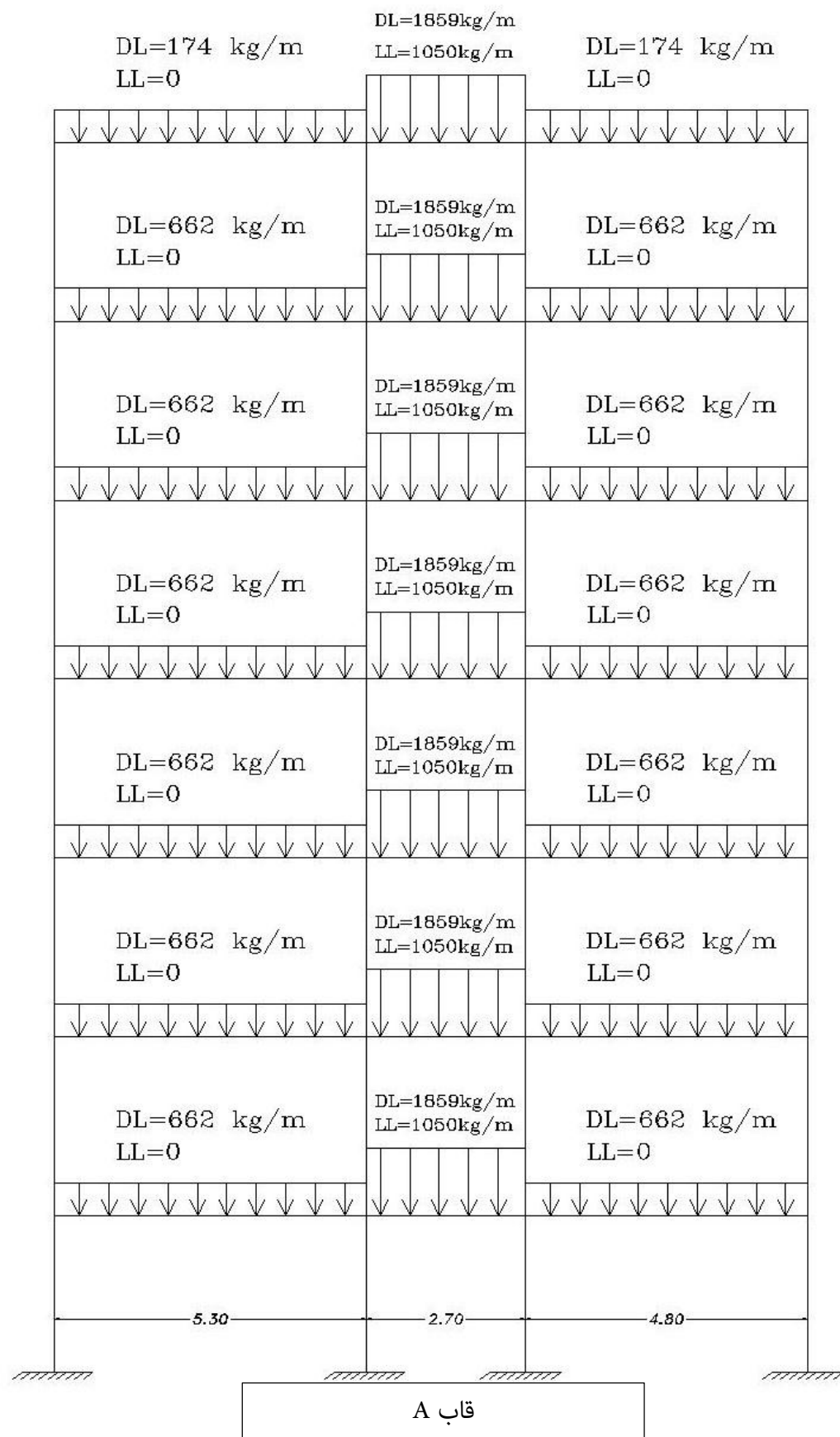
قاب شماره 3



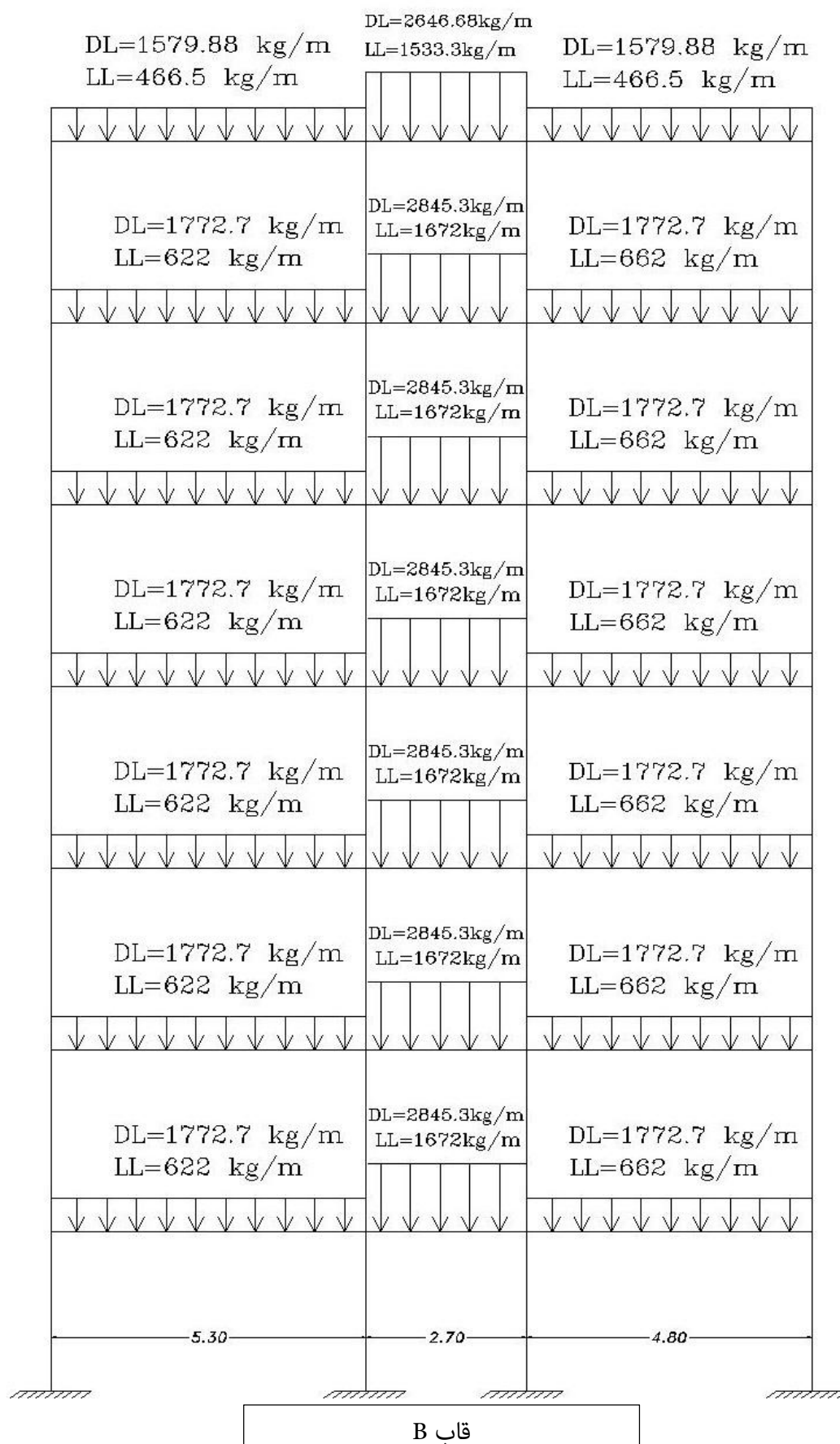




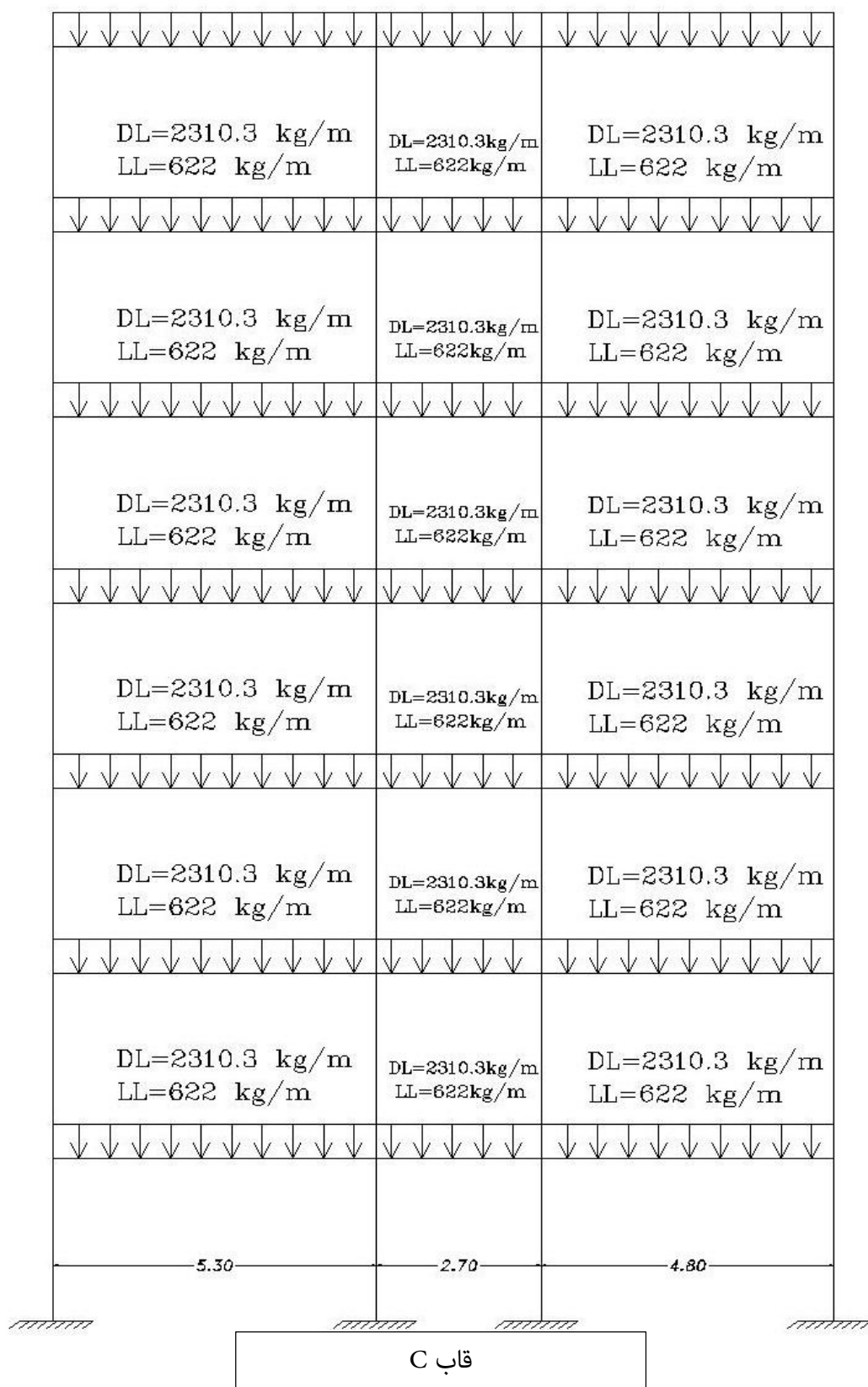






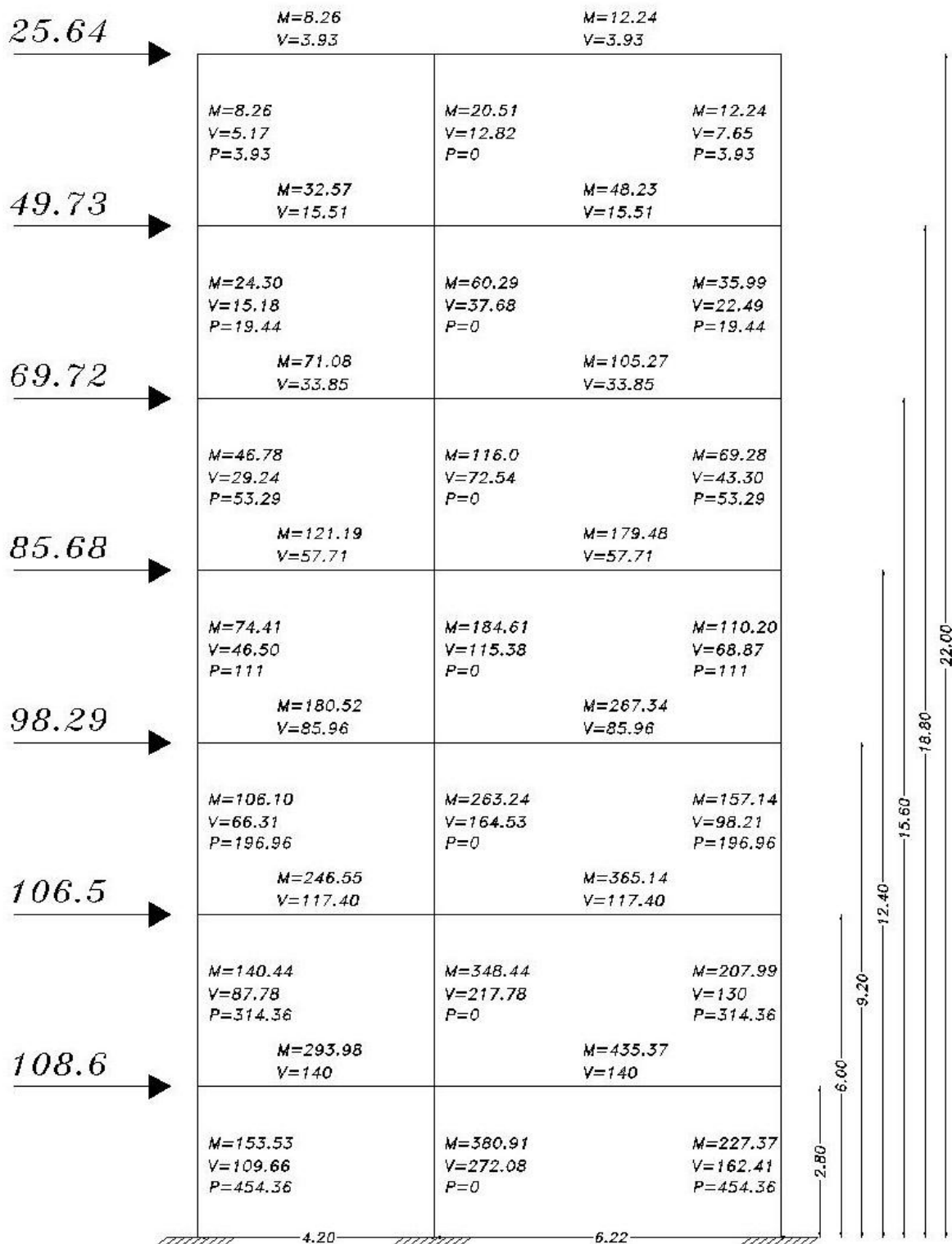


DL=1753.88 kg/m      DL=1753.88 kg/m      DL=1753.88 kg/m  
LL=466.5 kg/m      LL=466.5 kg/m      LL=466.5 kg/m



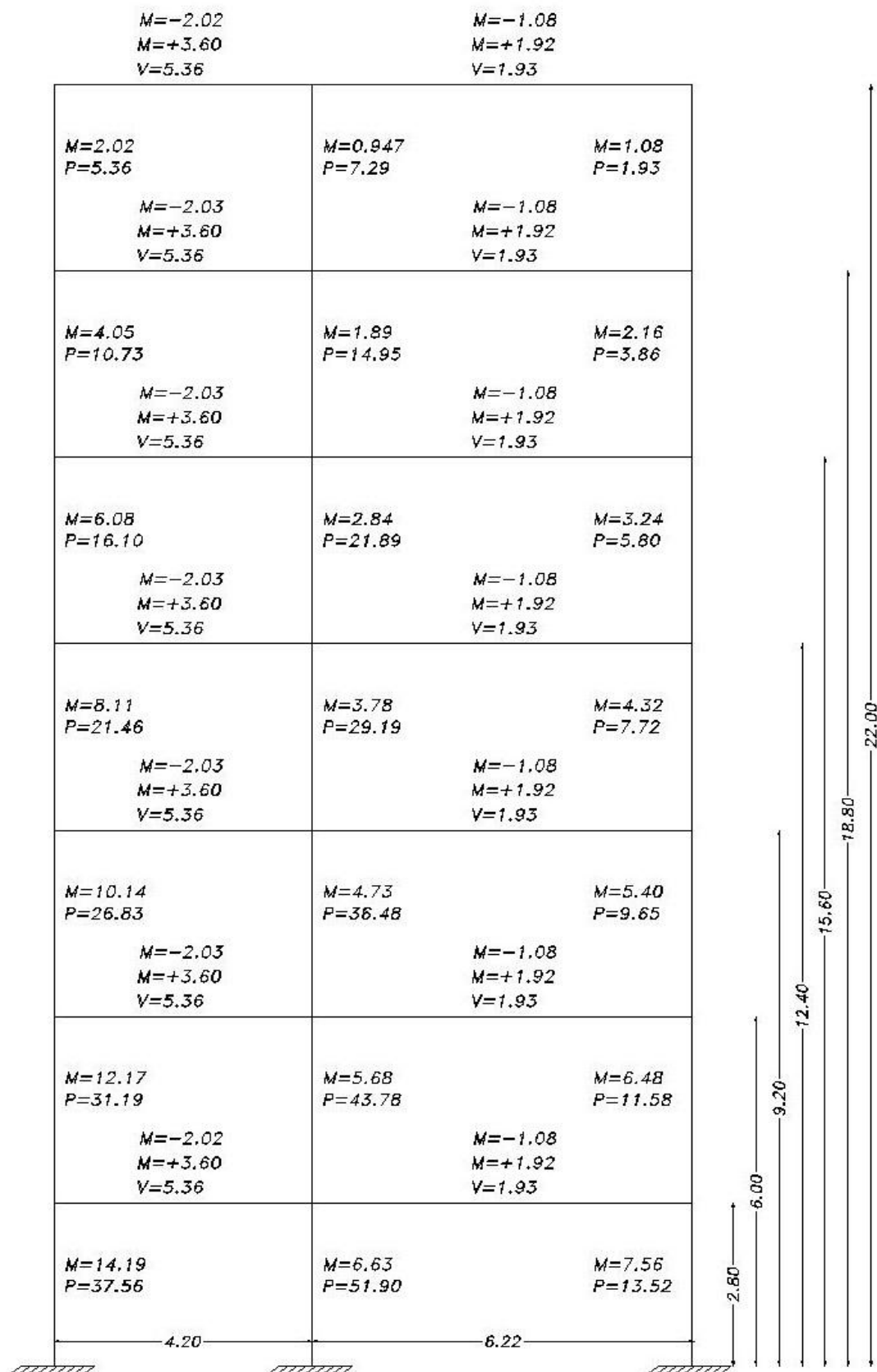
تحلیل دستی به روش پرتال و یک دهم دهانه:

تحلیل پرتال قاب 2 (بر حسب تن)



تحلیل 0.1 دهانه قاب 4 (بر حسب تن)





بارگذاری ثقلی طبقات:

$$q_D = 530 \times 2.65 + 621 = 2025.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 2.65 = 795 \frac{kg}{m}$$

قاب 4 (A-B)

$$q_D = 621 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 4 (B-C)

$$q_D = 530 \times 2.65 + 662 = 2066.5 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 2.65 = 795 \frac{kg}{m}$$

قاب 3 (A-B)

$$q_D = 530 \times 2.4 + 662 = 1934 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 2.4 = 720 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (A-B)

$$q_D = 530 \times 2.4 + 621 = 1893 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 2.4 = 720 \frac{kg}{m}$$

قاب 1 (A-B)

$$q_D = 621 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (B-C)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب A (1-2)

$$q_D = 570 \times 2.1 + 662 = 1859 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 2.1 = 1050 \frac{kg}{m}$$

قاب A (2-3)

$$q_D = 662 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب A (3-4)

$$q_D = 570 \times 3.11 = 1772.7 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 3.11 = 933 \frac{kg}{m}$$

قاب B (1-2 , 3-4)

$$q_D = 570 \times 2.1 + 530 \times 3.11 = 2845.3 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 2.1 + 200 \times 3.11 = 1672 \frac{kg}{m}$$

قاب B (2-3)

$$q_D = 530 \times 3.11 + 662 = 2310.3 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 300 \times 3.11 = 933 \frac{kg}{m}$$

قاب C (1-4)

بارگذاری ثقلی پشت بام:

$$q_D = 508 \times 2.65 + 174 = 1520.2 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 2.65 = 397.5 \frac{kg}{m}$$

قاب 4 (A-B)

$$q_D = 174 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 4 (B-C)

$$q_D = 508 \times 2.65 + 662 = 2008.2 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 2.65 = 397.5 \frac{kg}{m}$$

قاب 3 (A-B)

$$q_D = 508 \times 2.4 + 662 = 1881.2 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 2.4 = 360 \frac{kg}{m}$$

قاب 2 (A-B)

$$q_D = 508 \times 2.4 + 174 = 1393.2 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 2.4 = 360 \frac{kg}{m}$$

قاب 1 (A-B)

$$q_D = 174 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب 1 (B-C)

$$q_D = 174 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 0$$

قاب A (1-2 , 3-4)

$$q_D = 570 \times 2.1 + 662 = 1859 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 500 \times 2.1 = 1050 \frac{kg}{m}$$

قاب A (2-3)

$$q_D = 508 \times 3.11 = 1579.88 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3.11 = 466.5 \frac{kg}{m}$$

قاب B (1-2 , 3-4)

$$q_D = 570 \times 2.1 + 508 \times 3.11 = 2646.68 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3.11 + 500 \times 2.1 = 1533.3 \frac{kg}{m}$$

قاب B (2-3)

$$q_D = 508 \times 3.11 + 174 = 1753.88 \frac{kg}{m}$$

$$q_L = 150 \times 3.11 = 466.5 \frac{kg}{m}$$

قاب C (1-4)

کنترل گنر و از کونی:

$$M_R = \text{لنگر مقاوم} = 1202.1 \times (10.82/2) = 6503.36$$

$$M_E = \text{لنگر محرک} = 2545.6$$

$$S.F = \frac{M_R}{M_E} = \frac{6503.36}{2545.6} = 2.55 > 1.75 \text{ OK}$$

## فصل دوم:

کنترل های نهایی سازه:

کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی:

Analysis > Results > Structure Results > Center of Mass and Rigidity

TABLE: Centers of Mass and Rigidity						
Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
TOP	2.1	6.7	2.1	6.7	2.2	7.0
STORY6	5.0	6.2	4.8	6.2	2.8	7.6
STORY5	5.0	6.3	4.9	6.2	2.9	7.6
STORY4	5.0	6.3	5.0	6.2	3.0	7.6
STORY3	5.0	6.3	5.0	6.3	3.2	7.6
STORY2	5.0	6.3	5.0	6.3	3.5	7.5
STORY1	5.0	6.3	5.0	6.3	4.0	7.4
PL	5.0	6.3	5.0	6.3	4.8	7.1

مرکز جرم طبقاتی که از طریق نرم افزار بدست آمده با مرکز جرمی که به صورت دستی محاسبه شده تطابق کاملاً زیادی دارد.

$$\text{فاصله بین مرکز جرم و سختی در بعد } X = |XCCM - XCR| \longrightarrow |6.2 - 7.6| = 1.4$$

$$\text{در صد خروج از مرکزیت در بعد } Y = \frac{1.4}{13.20} \times 100 = 10.6\%$$

اگر خروج از مرکزیت تمام طبقات کم تر از 5 درصد باشد دیگر نیازی به لحاظ کردن نیروی زلزله با برون مرکزیت نیست.

در صد خروج از مرکزیت در بعد X	در صد خروج از مرکزیت در بعد Y
1.2	2.4
18.6	10.3
19.1	10.3
18.3	10.4
16.8	10.3
14.1	9.8
9.1	8.6
1.4	6.3

همانطور که مشاهده می شود خروج از مرکزیت در تمام طبقات هم بعد X هم در بعد Y بیش تر از 5% می باشد. لازم است نیروی زلزله با برون مرکزیت را لحاظ کنیم .

کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی: (بربنای بند 1-7-1) آئین نامه 2800

Analysis > Results > Displacements > Story Max/Avg Displacements

برای محاسبه طول برون از مرکزیت از رابطه زیر استفاده می کنیم (EYP)

$$\left(\frac{RATIO}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times L$$

$$Story\ pl: \left(\frac{1.184}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.526m$$

$$Story3: \left(\frac{1.255112}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.591\ m$$

$$Story1: \left(\frac{1.227325}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.565\ m$$

$$Story4: \left(\frac{1.260488}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.596\ m$$

$$Story2: \left(\frac{1.244765}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.582\ m$$

$$Story5: \left(\frac{1.264375}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.600\ m$$

$$Story6: \left(\frac{1.267912}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times 10.82 = 0.603\ m$$

مطابق استاندارد 2800 در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتها ی ساختمان در هر طبقه از 20 درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتها ساختمان در همان طبقه بیشتر باشد آن طبقه نامنظم پیچشی می باشد. به عبارت ساده تر در طبقاتی که مقدار Ratio بزرگتر از 1.2 باشد طبقه موردنظر برای آن حالت بار نامنظمی پیچشی تلقی می شود و هم چنین اگر نسبت Ratio بیشتر از 1.4 باشد طبقه مورد نظر دارای نامنظمی پیچشی شدید می باشد. چنانچه سازه دارای نامنظمی پیچشی و یا نامنظمی پیچشی شدید باشد باید از تحلیل دینامیکی استفاده کنیم. مادر این پروژه از تحلیل استاتیکی استفاده کرده ایم.

کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:

Analysis > Results > Modal Results > Modal Participating Mass Ratios

ابتدا زمان تناوب های تجربی با 25 درصد افزایش را برای هر دو جهت که در مرحله بارگذاری محاسبه شده اند را برداشت می کنیم که برای این پروژه به شرح زیر می باشد:

$$T_{x,y} = 0.625 \text{ sec}$$

سپس با استفاده از خروجی نرم افزار کنترل می کنیم که زمان تناوب تحلیلی نرم افزار باید بیش تر از زمان تناوب تجربی که 25 درصد افزایش داده ایم باشد. در پنجره ی ظاهر شده در نرم افزار به ازای هر مود درستون Period زمان تناوب گزارش شده است برای این که متوجه شویم این زمان تناوب مربوط به کدام یک از جهات اصلی می باشد باید از جرم مودی که در ستون های UX, UY درج شده کمک بگیریم مثلا اگر عدد UX بیشتر از عدد UY باشد آن زمان تناوب مربوط به UX می باشد.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
Modal	1	0.908	0.0319	0.364
Modal	2	0.776	0.4416	0.163

Modal	11	0.083	0.0173	0.037
Modal	12	0.071	0.0325	0.0042
Modal	13	0.06	0.0068	0.002

Modal	3	0.588	0.1884	0.1584
Modal	4	0.217	0.0261	0.0731

Modal	15	0.048	0.022	0.0001
Modal	16	0.046	0.0033	0.0001

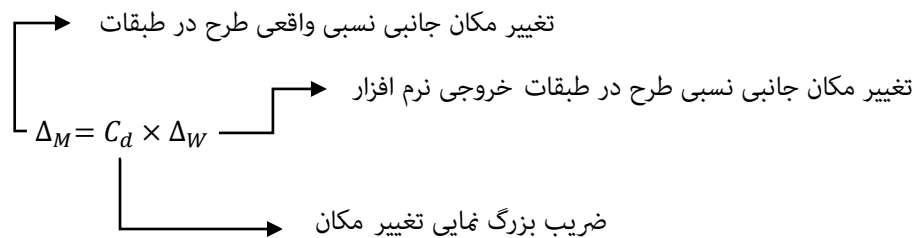


$$T_x = 0.625 \text{ sec} \leq Period_x = 0.776 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.625 \text{ sec} \leq Period_y = 0.908 \text{ sec}$$

پس فرض اولیه ما درست بوده است و می توان از زمان تناوب تجربی که 25 درصد افزایش داده ایم استفاده کنیم.

کنترل تغییر مکان جانبی سازه:



مطابق استاندارد 2800 داریم:

$$C_d = 4.5$$

$$\Delta_M \leq 0.02h \quad \text{برای ساختمان های تا پنج طبقه} \quad \Delta_M < 0.025h \quad \text{برای سایر ساختمان ها}$$

$$\text{Drift} = \frac{\Delta_W}{h} \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.025}{4.5} = 0.0055$$

مقدار حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع ساختمان

Analysis > Results > Displacements > Displacements Drifts

در این پروژه در کلیه طبقات دریافت جواب داده است.

TABLE: Diaphragm Drifts		
Story	Load Case	Drift
STORY6	EXP	0.002152
STORY6	EXP	0.000366
STORY6	EXN	0.002825
STORY6	EXN	0.00063
STORY6	EYP	0.001172
STORY6	EYP	0.003471
STORY6	EYN	0.000839

STORY4	EXP	0.002269
STORY4	EXP	0.000397
STORY4	EXN	0.003009
STORY4	EXN	0.000705
STORY4	EYP	0.001192
STORY4	EYP	0.003561
STORY4	EYN	0.00082
STORY4	EYN	0.003046
STORY3	EXP	0.00208
STORY3	EXP	0.000375

STORY2	EYP	0.000879
STORY2	EYP	0.002668
STORY2	EYN	0.000587
STORY2	EYN	0.002274
STORY1	EXP	0.001248
STORY1	EXP	0.000204
STORY1	EXN	0.001679
STORY1	EXN	0.000411
STORY1	EYP	0.000614
STORY1	EYP	0.001897

STORY5	EXP	0.002264
STORY5	EXP	0.00039

STORY3	EXN	0.000662
STORY3	EYP	0.001082

STORY1	EYN	0.001611
PL	EXP	0.000534

محاسبه لنگر مقاوم:

Analysis > Results > Structure Results > Center of Mass and Rigidity

TABLE: Centers of Mass and Rigidity								
Story	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	m	m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
TOP	2.1	6.7	1.4	1.4	2.1	6.7	2.2	7.0
STORY6	5.0	6.2	16.1	16.1	4.8	6.2	2.8	7.6
STORY5	5.0	6.3	33.5	33.5	4.9	6.2	2.9	7.6
STORY4	5.0	6.3	51.0	51.0	5.0	6.2	3.0	7.6
STORY3	5.0	6.3	68.6	68.6	5.0	6.3	3.2	7.6
STORY2	5.0	6.3	87.3	87.3	5.0	6.3	3.5	7.5
STORY1	5.0	6.3	106.2	106.2	5.0	6.3	4.0	7.4
PL	5.0	6.3	124.0	124.0	5.0	6.3	4.8	7.1

وزن سازه که در عدد 9.81 ضرب می شود

$$124.0 \times 9.81 = 1216.44 \text{ ton}$$

$$M_{Rx} = 1216.44 \times 5 = 6080.00 \text{ ton.m}$$

لنگر مقاوم در جهت X

$$M_{Ry} = 1216.44 \times 6.3 = 7663.57 \text{ ton.m}$$

لنگر مقاوم در جهت Y

محاسبه لنگر واژگونی:

Analysis > Results > Structure Results > Story Force

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
PL	EXP	Top	0.00	-168.74	0.00	1168.99	-1.89	-2130.60
PL	EXP	Bottom	0.00	-168.74	0.00	1168.99	-2.00	-2605.01
PL	EXN	Top	0.00	-168.74	0.00	931.30	0.00	-2131.87

PL	EXN	Bottom	0.00	-168.74	0.00	931.29	0.00	-2606.40
PL	EYP	Top	0.00	0.00	-168.74	-932.01	2137.15	0.43
PL	EYP	Bottom	0.00	0.00	-168.74	-932.02	2612.14	0.43
PL	EYN	Top	0.00	0.00	-168.74	-747.60	2135.68	1.42
PL	EYN	Bottom	0.00	0.00	-168.74	-747.61	2610.58	1.51

$$M_{OX} \leq M_{RX} \quad 2775.14 \leq 6080 \text{ OK}$$

$$M_{OY} \leq M_{RY} \quad 2779.32 \leq 7663.57 \text{ OK}$$

$$S.F = \frac{M_{RX}}{M_{OX}} = \frac{6080}{2775.14} = 2.19 \geq 1.75 \text{ OK}$$

$$S.F = \frac{M_{RY}}{M_{OY}} = \frac{7663.57}{2779.32} = 2.75 \geq 1.75 \text{ OK}$$

کنترل ترک خوردگی دیوار برشی مادر طبقات:

برای سازه هایی که دارای دیوار برشی هستند لازم است که ضرایب ترک خوردگی نیز اعمال شود این ضرایب بر حسب اینکه دیوار دچار ترک خوردگی شده باشد یا خیر متفاوت است برای دیوار های ترک خورده برای آنالیز و طراحی سازه از ضریب 0.35 و برای دیوار های ترک نخورده از ضریب 0.7 استفاده می شود برای بررسی ترک خوردگی دیوار ها باید از ترکیب بارهای بحرانی مقدار تنش های کششی حداکثر را مشاهده کرده و با تنش کششی ترک خوردگی بتن مقایسه نمود.

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 31.5 \frac{kg}{cm^2}$$

در صورتی که مقدار تنش موجود از تنش ترک خوردگی مذکور کمتر باشد دیوار ترک نخورده و در غیر اینصورت دیوار ترک خورده تلقی می شود. برای مشاهده تنش ها در دیوار برشی مراحل زیر را طی می کنیم:

Display > Shell Stresses/Forces > Forces/Stress Diagrams Force

در قسمت Component Type باید گزینه Shell Stresses را انتخاب کنیم و هم چنین در قسمت Component گزینه S22 (نشان دهنده ی تنش قائم دیوار است) را انتخاب می کنیم. و در قسمت Contour Values مقادیر تنش مجاز کششی را که در بالا محاسبه

شده است وارد می کنیم. با توجه به خروجی نرم افزار دیوار برشی هایی که در قاب های A, 3, 2 قرار دارند تا 3 طبقه ترک خورده اند ولی دیوار برشی قاب C تا دو طبقه ترک خورده است.

اعمال ضرایب ترک خوردگی و ترک خوردگی دیوار برشی:

طبق بند (4-8-13-9) مبحث نهم

Assign > Shell > Stiffness Modifiers

دیوار ترک خورده	Memberane f22 Mdifiers	0.35
دیوار ترک نخورده	Memberane f22 Mdifiers	0.7

اعمال ضرایب ترک خوردگی برای تیرها:

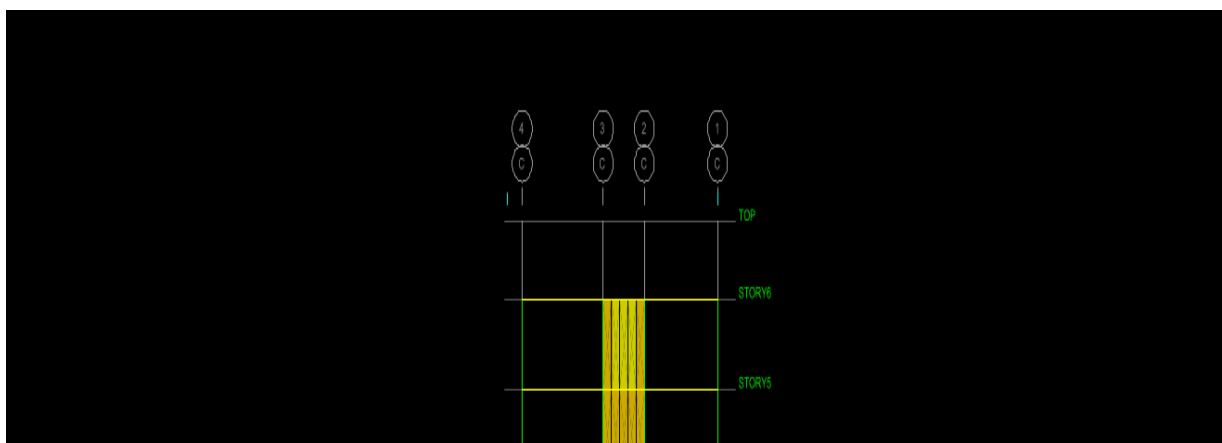
Assign > Frame > Property Modifiers

مهار شده	Memberane of Inertia about 3 axis	0.5
مهار نشده	Memberane of Inertia about 3 axis	0.35

اعمال ضرایب ترک خوردگی برای ستون ها:

Assign > Frame > Property Modifiers

مهار شده	Memberane of Inertia about 2 axis	1
مهار شده	Memberane of Inertia about 3 axis	1
مهار نشده	Memberane of Inertia about 2 axis	0.7
مهار نشده	Memberane of Inertia about 3 axis	0.7





$1.25D+1.5Live+1.5LiveNR+1.5Leq+1.5Lr$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EXP+1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EXP-1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EXP+1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84(-1.2EXP-1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EXN+1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EXN-1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EXN+1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EXN-1.2EY+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EYP+1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EYP-1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EYP+1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EYP-1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EYN+1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (1.2EYN-1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EYN+1.2EX+EZ)$
$1.25Dead+0.6Live+1.2LiveNR+1.2Leq+1.2Lr+0.84 (-1.2EYN-1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EXP+1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EXP-1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EXP+1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EXP-1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EXN+1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EXN-1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EXN+1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EXN-1.2EY+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EYP+1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EYP-1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EYP+1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EYP-1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EYN+1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(1.2EYN-1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EYN+1.2EX+EZ)$
$0.85Dead+0.84(-1.2EYN-1.2EX+EZ)$

-EZ

## فصل سوم

طراحی دستی تیر: (خروجی از نرم افزار ETABS2015)

طراحی تیرها:

طراحی برای خمش:

طراحی تیر های قاب 4 در طبقات پیلوت + اول + دوم (طراحی بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان 1392)

$M_u^- = 103979824 \text{ N} - \text{mm}$	$f_y = 400 \text{ Mpa}$	$b = 400 \text{ mm}$
$M_u^+ = 40478225 \text{ N} - \text{mm}$	$f_c = 25 \text{ Mpa}$	$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c$	$0.85 - 0.0015(25) = \mathbf{0.81}$
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c$	$0.97 - 0.0025(25) = \mathbf{0.9}$
$\rho \geq \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right)$	$\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{25}}{400}\right) = \mathbf{0.0035}$
$\rho_b = \rho_{max} = \alpha_1 \times \beta_1 \times \frac{\phi_c \times f_c}{\phi_s \times f_y} \left(\frac{700}{700 + f_y}\right)$	$0.81 \times 0.9 \times \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \left(\frac{700}{700 + 400}\right) = \mathbf{0.022}$
$A_{s(max)} = \rho_{max} \times b \times d$	$0.022 \times 400 \times 350 = \mathbf{3080 \text{ mm}^2}$
$a = \frac{A_{s(max)} \times \phi_s \times f_y}{\alpha_1 \times \phi_c \times f_c \times b}$	$\frac{3080 \times 0.85 \times 400}{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 400} = \mathbf{200.45 \text{ mm}}$
$M_{r(max)} = A_{s(max)} \times \phi_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$	$3080 \times 400 \times \left(350 - \frac{200.45}{2}\right) = \mathbf{263608433.37}$
$M_{r(max)} \geq M_u$	پس مقطع تک آرمه طراحی می شود
$A_s = \frac{\alpha_1 \times \phi_c \times f_c \times b}{\phi_s \times f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 \times \phi_c \times f_c \times b \times d^2}}\right)$	
$\frac{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 400}{0.85 \times 400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(103979824)}{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 350^2}}\right) = 958.54 \text{ mm}^2$	
$\mathbf{4\phi18}$ (تعداد میلگرد در بالای تیر)	$\mathbf{962 \text{ mm}^2}$ (خروجی نرم افزار)

در بند 9-14-5-1 مبحث نهم حداکثر آرماتور کششی برابر 0.025 در نظر گرفته شده است.

نتایج نرم

آنگاه محاسبات بسیار متفاوت میشد.

طراحی برای لنگر مثبت:  $M_u^+ = 40478225 \text{ N} - \text{mm}$

$$A_s = \frac{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 400}{0.85 \times 400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(40478225)}{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 350^2}} \right) = 351.55 \text{ mm}^2$$

طراحی برای برش:

برای تکیه گاه سمت چپ:	
$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c$	$0.85 - 0.0015(25) = \mathbf{0.81}$
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c$	$0.97 - 0.0025(25) = \mathbf{0.9}$
$V_u$	$\mathbf{36.63 \text{ KN}}$
$V_c = 0.2 \times \phi_c \times \sqrt{f_c} \times b \times d$	$0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 400 \times 350 = \mathbf{91 \text{ KN}}$
$V_u < \frac{V_c}{2}$	$\frac{91}{2} = \mathbf{45.5} > \mathbf{36.63}$
با توجه به اینکه نصف مقاومت برشی بتن از برش موجود بیش تر است نیازی به خاموت حداقل نیست اما به عنوان توصیه عملی از حداقل خاموت باید استفاده کرد.	
$S_{max} \leq \frac{d}{2}$	$\frac{350}{2} = \mathbf{175 \text{ mm}}$
$\left( \frac{A_v}{S_{min}} \right) \leq 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b}{f_y}$	$\leq 0.06 \sqrt{25} \frac{400}{400} = \mathbf{0.25}$

طراحی برای پیچش:

$A_c = b \times h$	$400 \times 400 = \mathbf{160000 \text{ mm}^2}$
$P_c = 2(b + h)$	$2 \times (400 + 400) = \mathbf{1600 \text{ mm}^2}$
$T_{cr} = 1.9 \left( \frac{A_c^2}{P_c} \right) \times \lambda \times V_c$	$1.9 \left( \frac{160000^2}{1600} \right) \times 1 \times 0.65 = \mathbf{19760000 \text{ N} - \text{mm}}$

$$T_u < 0.25T_{cr}$$

$$13802203.2 \nless 4940000 \text{ NOT OK}$$



$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq 0.25 \cdot \phi_c \cdot f_c$	$\sqrt{\left(\frac{36630}{400 \times 350}\right)^2 + \left(\frac{13802203.2 \times 1200}{1.7 \times 90000^2}\right)^2} \leq 4.1 \text{ OK}$
$P_h = 2(x + y)$	$2 \times (300 + 300) = 1200 \text{ mm}^2$
$A_{oh} = x \times y$	$300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$
$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{1.7 \phi_s A_{oh} f_y}$	$\frac{13802203.2}{1.7 \times 0.85 \times 90000 \times 400} = 0.265$
سطح یک ساق خاموت برای مقابله با پیچش	
$\phi \left(\frac{A_t}{S}\right) = 2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S} \geq 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b}{f_y}$	$2 \times 0.265 + 0 = 0.53 \geq 0.3 \text{ OK}$
$S_{min} = \min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right)$	$\min\left(\frac{1200}{8}, 300\right) = 150 \text{ mm}$ خاموت برای پیچش
$S_{max} \leq \frac{d}{2}$	$\frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$ خاموت برای برش
150 mm	
$A_L = 2 \frac{A_t}{S} (P_h)$	$2 \times 0.265 \times (300 + 300) = 318 \text{ mm}^2$
محاسبه سطح مقطع آرماتورهای طولی	
حداقل قطر آرماتورهای طولی $\frac{S}{16}$ و حداکثر فاصله آرماتورهای طولی 300 mm می باشد	

طراحی برای خمش:

طراحی تیر های قاب C در طبقات چهارم + پنجم + ششم (طراحی بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان 1392)

$$M_u^- = 128067733 \text{ N} - \text{mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$M_u^+ = 58762620.16 \text{ N} - \text{mm}$$

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$d = 350 - 50 = 300 \text{ mm}$$

در بند 9-14-5-1 مبحث نهم حداکثر آرماتور کششی برابر 0.025 در نظر گرفته شده است.

در بند 9-14-5-1 حداقل آرماتور کششی برابر است با:

$$\rho \geq \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y}\right) = \left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25 \sqrt{25}}{400}\right) = 0.0035$$

$$\rho_b = \rho_{max} = \alpha_1 \times \beta_1 \times \frac{\phi_c \times f_c}{\phi_s \times f_y} \left(\frac{700}{700 + f_y}\right)$$

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c$	$0.85 - 0.0015(25) = \mathbf{0.81}$
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c$	$0.97 - 0.0025(25) = \mathbf{0.9}$
$\rho \geq \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right)$	$\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{25}}{400}\right) = \mathbf{0.0035}$
$\rho_b = \rho_{max} = \alpha_1 \times \beta_1 \times \frac{\phi_c \times f_c}{\phi_s \times f_y} \left(\frac{700}{700 + f_y}\right)$	$0.81 \times 0.9 \times \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \left(\frac{700}{700 + 400}\right) = \mathbf{0.022}$
$A_{s(max)} = \rho_{max} \times b \times d$	$0.022 \times 350 \times 300 = \mathbf{2310 \text{ mm}^2}$
$a = \frac{A_{s(max)} \times \phi_s \times f_y}{\alpha_1 \times \phi_c \times f_c \times b}$	$\frac{2310 \times 0.85 \times 400}{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 350} = \mathbf{171.82 \text{ mm}}$
$M_{r(max)} = A_{s(max)} \times \phi_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$	$2310 \times 400 \times \left(350 - \frac{200.45}{2}\right) = \mathbf{169462564.31}$
$M_{r(max)} \geq M_u$	پس مقطع تک آرمه طراحی می شود
$A_s = \frac{\alpha_1 \times \phi_c \times f_c \times b}{\phi_s \times f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 \times \phi_c \times f_c \times b \times d^2}}\right)$	
$\frac{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 350}{0.85 \times 400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(128067733)}{0.81 \times 0.65 \times 25 \times 400 \times 350^2}}\right) = \mathbf{1551.75 \text{ mm}^2}$	
$\mathbf{6\phi18}$ (تعداد میلگرد در بالای تیر)	$\mathbf{1548 \text{ mm}^2}$ (خروجی نرم افزار) ←

طراحی برای برش:

برای تکیه گاه سمت چپ:	
$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c$	$0.85 - 0.0015(25) = \mathbf{0.81}$
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c$	$0.97 - 0.0025(25) = \mathbf{0.9}$
$V_u$	$\mathbf{127.215 \text{ KN}}$
$V_c = 0.2 \times \phi_c \times \sqrt{f_c} \times b \times d$	$0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 400 \times 350 = \mathbf{91 \text{ KN}}$
$V_u < \frac{V_c}{2}$	$\frac{91}{2} = \mathbf{45.5} \nrightarrow \mathbf{127.215 \text{ KN}}$
$V_s = V_u - V_c$	$127.215 - 91 = \mathbf{36.915 \text{ KN}}$
$S_{max} \leq \frac{d}{2}$	$\frac{350}{2} = \mathbf{175 \text{ mm}}$
$\left(\frac{A_v}{S_{min}}\right) \leq 0.06\sqrt{f_c} \frac{b}{f_y}$	$\leq 0.06\sqrt{25} \frac{400}{400} = \mathbf{0.25}$
$A_v$	$2 \times \frac{\pi \times 8^2}{4} = \mathbf{100.5 \text{ mm}^2}$
$V_s < 4V_c$	$36.915 < \mathbf{364 \text{ KN}}$
پس احتیاجی به افزایش ابعاد مقطع نیست	
$V_u < 0.125 \times \phi_c \times f_c \times b \times d$	$V_u < 0.125 \times 0.65 \times 25 \times 350 \times 300 = \mathbf{213 \text{ KN (OK)}}$
$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 60$	$\frac{350}{2} = \mathbf{175 \text{ mm}}$
$\left(\frac{A_v}{S_{min}}\right) \leq 0.06\sqrt{f_c} \frac{b}{f_y}$	$\left(\frac{100.5}{S_{min}}\right) = 0.06\sqrt{25} \frac{400}{400} \Rightarrow S_{min} = \mathbf{402 \text{ mm}}$
$S = \frac{A_v \times \phi_c \times f_y \times d}{V_s}$	$\frac{100.5 \times 0.85 \times 400 \times 300}{36915} = \mathbf{210 \text{ mm}^2}$

طراحی برای پیچش:

$A_c = b \times h$	$350 \times 350 = \mathbf{122500 \text{ mm}^2}$
$P_c = 2(b + h)$	$2 \times (350 + 350) = \mathbf{1400 \text{ mm}^2}$
$T_{cr} = 1.9 \left(\frac{A_c^2}{P_c}\right) \times \lambda \times V_c$	$1.9 \left(\frac{122500^2}{1400}\right) \times 1 \times 0.65 = \mathbf{13237653.25 \text{ N - mm}}$
$V_c = 0.2 \times \phi_c \times \sqrt{f_c}$	$0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = \mathbf{0.65}$



$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0.25 \cdot \phi_c \cdot f_c$	$\sqrt{\left(\frac{127215}{350 \times 300}\right)^2 + \left(\frac{5007396.5 \times 800}{1.740000^2}\right)^2} \leq 4.1 \text{ OK}$
$P_h = 2(x + y)$	$2 \times (200 + 200) = 800 \text{ mm}^2$
$A_{oh} = x \times y$	$200 \times 200 = 40000 \text{ mm}^2$
$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{1.7 \phi_s A_{oh} f_y}$	$\frac{5007396.5}{1.7 \times 0.85 \times 40000 \times 400} = 0.216$
سطح یک ساق خاموت برای مقابله با پیچش	
$\phi \left(\frac{A_t}{S}\right) = 2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S} \geq 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b}{f_y}$	$2 \times 0.216 + 1.24 = 1.67 \geq 0.3 \text{ OK}$
$A_v$	$2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$
$\frac{A_t}{S}$	$\frac{157}{S} = 1.67 \Rightarrow S = 100 \text{ mm}$
$S_{min} = \min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right)$	$\min\left(\frac{1200}{8}, 300\right) = 150 \text{ mm}$ خاموت برای پیچش
$S_{max} \leq \frac{d}{2}$	$\frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$ خاموت برای برش
<b>150 mm</b>	
$A_L = 2 \frac{A_t}{S} (P_h)$	$2 \times 0.216 \times (200 + 200) = 175 \text{ mm}^2$
محاسبه سطح مقطع آرماتورهای طولی	

## طراحی و کنترل ستون ها:

Design Axial Force & Biaxial Moment for  $P_f - M_{f2} - M_{f3}$  Interaction

Column End	Design $P_f$ N	Design $M_{f2}$ N-mm	Design $M_{f3}$ N-mm	Station Loc mm	Controlling Combo
	N	N-mm	N-mm	mm	
Top	1031025.03	-32418794	-27837676	2400	COMB1
Bottom	1028488.03	63778744.78	27769176.83	0	COMB10

مقطع انتخابی 400\*400 mm می باشد.

کنترل لاغری ستون در جهت X:

$$\frac{K \cdot \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

مطابق بند 9-13-6-1 شعاع زیراسیون (r) را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

در مقاطع مستطیلی می توان شعاع ژیراسیون را به صورت زیر بدست آورد:

$$r = 0.3h \quad r = 0.3(40) = 12$$

K را در جهت اطمینان برابر یک در نظر می گیریم.

$$k = \frac{1 \times (320 - 30)}{12} = 24.16 \leq 34 - 12 \left( + \frac{-27837676}{27769176.83} \right) = 46.02$$

برای معادل سازی لنگر خمشی دو محوره به تک محوره دو حالت وجود دارد:

$$(1) \quad \frac{e_x}{X} \geq \frac{e_y}{Y} \quad \text{باشد ستون برای } P_u \text{ و } M_{u\text{eqx}} = P_u \cdot e_{\text{eqx}} \text{ طراحی می شود.}$$

$$e_{\text{eqx}} = e_x + \frac{\alpha \cdot e_y}{y} \cdot x$$

$$(2) \quad \frac{e_x}{X} \leq \frac{e_y}{Y} \quad \text{باشد ستون برای } P_u \text{ و } M_{u\text{eqy}} = P_u \cdot e_{\text{eqy}} \text{ طراحی می شود.}$$

$$e_{\text{eqy}} = e_y + \frac{\alpha \cdot e_x}{x} \cdot y$$

برای شرایطی که  $\frac{P_u}{f_c \cdot A_g} \leq 0.4$  باشد داریم:

$$\alpha = \left( 0.5 + \frac{P_u}{f_c \cdot A_g} \right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6$$

برای شرایطی که  $\frac{P_u}{f_c \cdot A_g} \geq 0.4$  باشد داریم:

$$\alpha = \left( 1.3 - \frac{P_u}{f_c \cdot A_g} \right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5$$

حال به ادامه طراحی ستون می پردازیم:

$$e_x = \frac{M_u}{P_u} = \frac{27769176.83}{1031025.03} = 26.93 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_u}{P_u} = \frac{63778744.78}{1031025.03} = 62 \text{ mm}$$

$$\frac{26.93}{400} \leq \frac{62}{400}$$

محاسبه ضریب  $\alpha$ :

$$\frac{P_u}{f_c \cdot A_g} = \frac{1031025.03}{25 \times 400 \times 400} = 0.257 \leq 0.4$$

$$\alpha = \left( 0.5 + \frac{1031025.03}{25 \times 400 \times 400} \right) \frac{400 + 275}{690} = 0.74 > 0.6$$

محاسبه خروج از مرکزیت برای جهت Y

$$e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha \cdot e_x}{x} \cdot y = 62 + \frac{0.74 \times 26.93}{400} \times 400 = 81.93 \text{ mm}$$

$$M_{u \text{ eqx}} = P_u \cdot e_{eqy} = 1031025.03 \times 81.93 = 84471.9 \text{ KN.mm}$$

حال باید مقطع را بر اساس نیروی نهایی محوری و لنگر خمشی نهایی معادل زیر محاسبه کنیم. برای طراحی مقطع بتنی تحت اثر توام فشار و خمش باید از نمودار اندر کنش استفاده کنیم.

$$\gamma = \frac{h - 2d}{h} = \frac{400 - 2 \times 50}{400} = 0.7$$

$$\frac{P_u}{\phi f_c b h} = \frac{1031025.03}{0.65 \times 25 \times 400 \times 400} = 0.39$$

$$\frac{M_{u \text{ eqx}}}{\phi f_c b h^2} = \frac{84471900}{0.65 \times 25 \times 400 \times 400 \times 400} = 0.081$$

با توجه به نمودار داریم:

$$\rho = 0.0151 = \frac{A_s}{b.h} = 400 \times 400 \times 0.0151 = 2416 \text{ mm}^2$$

12Ø16

ضوابط آئین نامه برای ستون های تنگ دار:

درصد میلگردهای طولی  $1\% \leq \rho \leq 6\%$

خاموت گذاری

$\phi \leq 30 \text{ mm} \rightarrow \text{خاموت} \geq \frac{1}{3} \phi$

$\phi > 30 \text{ mm} \rightarrow \text{خاموت} \geq 10 \text{ mm}$

$\geq 10 \text{ mm}$  خاموت  $\rightarrow$  در حالت کلی

$S_{min}$  فواصل خاموت ها

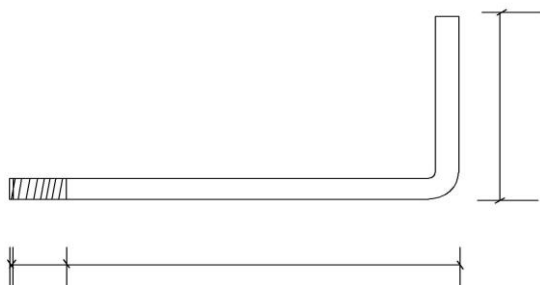
16 × قطر کوچک ترین میلگرد طولی

48 × قطر خاموت

300 mm

طول مهاري در حالت استفاده از قلاب:

مطابق آئین نامه قلاب ها برای آرماتور فشاری موثر نیستند فقط از قلاب ها برای آرماتور های کششی مجاز به استفاده خواهیم بود.



- (1) طول مستقیم قبل از شروع خم
- (2) خم
- (3) طول مستقیم بعد از خم

طول مستقیم قبل از شروع خم:

$$\ell_{dh} = \left[ 0.2K_1K_2\beta\lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{yc}}} \right] d_b \geq 150 \text{ mm}$$

سایز آرماتور	طول مستقیم قبل از خم (mm)
Ø10	200
Ø16	320
Ø18	360
Ø20	440

حداقل قطر خم:

الف) قطر داخلی خم ها به جز برای خاموت ها هایی با قطر کم تر از 16 میلی متر نباید از مقادیر جدول زیر کمتر اختیار شود.

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از 28 میلی متر
$8d_b$	28 تا 34 میلی متر
$10d_b$	36 تا 55 میلی متر

ب) قطر داخلی خم ها برای خاموت هایی با قطر کمتر از 16 میلی متر نباید کمتر از  $4d_b$  اختیار شود.

طول مستقیم بعد از خم:

L(mm)	مقدار مجاز	نوع قلاب	سایز آرماتور
-----	-----	-----	Ø10
192	$12d_b$	90	Ø16
216	$12d_b$	90	Ø18
264	$12d_b$	90	Ø20

طول گیرایی میکرو دای کشتی:

$$\ell_{dh} = \left[ \frac{f_{yd}}{1.1\sqrt{f_c}} \times \frac{\beta\alpha\gamma\lambda}{\frac{C + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} = \left[ \frac{400}{1.1\sqrt{25}} \times \frac{1.3 \times 1 \times \gamma \times 1}{1} \right] d_b \geq 300 \text{ mm}$$



سایز آرماتور	$\gamma$	L(mm)
Ø16	0.8	1210
Ø18	0.8	1361

طول گیرایی میکروهای فشاری:

$$\ell_{dc} = \max \left[ 0.25 \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_c}}, 0.04 f_{yd} \right] d_b \geq 200 \text{ mm}$$

از طول مهاري تحت فشار فقط برای آرماتورهای انتظار دیوارها و ستونها استفاده خواهیم کرد.

$$\ell_{dc} = \max \left[ 0.25 \frac{400}{\sqrt{25}}, 0.04 \times 400 \right] 18 = [360 \text{ mm}, 288 \text{ mm}] \geq 200 \text{ mm}$$

وصله ی آرماتورهای کششی به روش پوششی:

برای محاسبه طول وصله پوششی در آرماتورهای تحت کشش باید از رابطه ی  $1.3\ell_d$  استفاده کنیم.

$\ell_b$	$\ell_d$	L(mm)
Ø16	1210	1573
Ø18	1361	1770

وصله ی آرماتورهای فشاری به روش پوششی:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{For: } \leq S400 \implies 0.07 f_{yd} d_b \\ \text{For: } > S400 \implies (0.13 f_{yd} - 24) d_b \end{array} \right.$$

$\ell_b$	L(mm)
Ø16	448
Ø18	504
Ø20	580

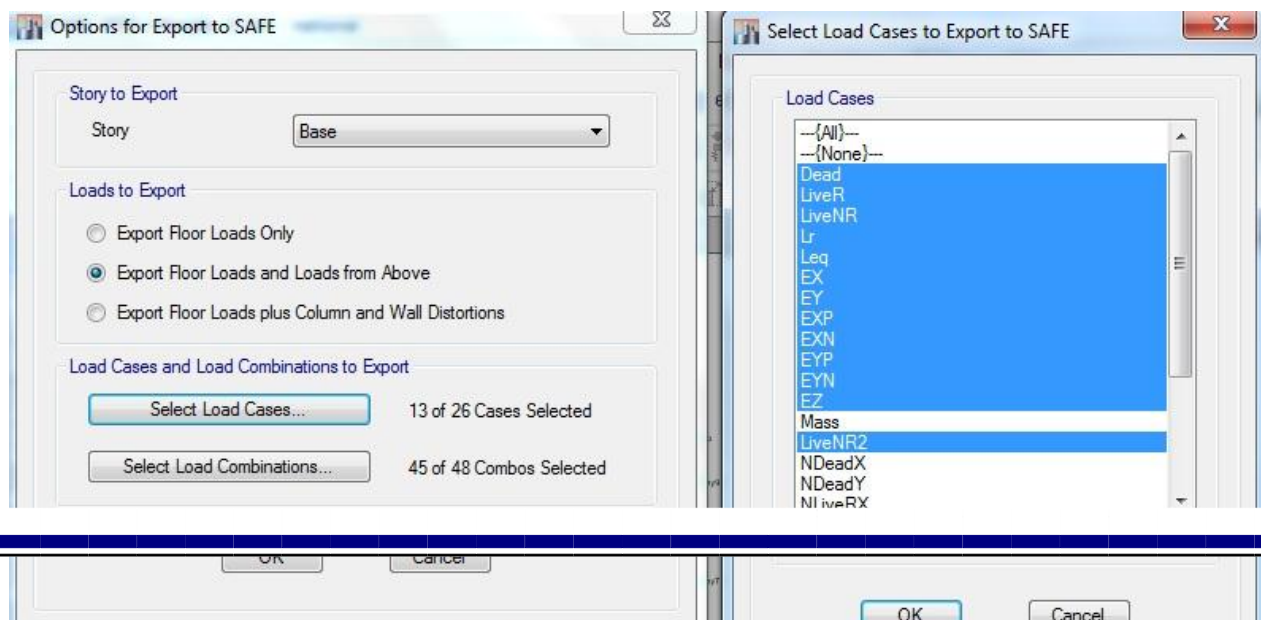
طراحی سقف تیرچه بلوک:

$\gamma$	$2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
----------	-------------------------------------

$f_c$	$250 \frac{kg}{cm^2}$
$f_y$	$4000 \frac{kg}{cm^2}$
L	622 cm
$h_{min} = \frac{L}{18.5}$	$\left(\frac{622}{18.5}\right) \left(0.4 + \frac{3000}{7000}\right) = 25 \text{ cm}$
$W_u$	$1.25(530) + 1.5(100) + 1.5(200) = 557 \text{ Kg/m}$
$M_u = \frac{qL^2}{8}$	$\frac{577 \times 6.22 \times 6.22}{8} = 2.8 \text{ t.m}$
$M_n = \frac{M_u}{0.9}$	3.1 t.m
$\rho = \frac{M_n}{f_y \times b \times d^2}$	$\frac{310000}{4000 \times 10 \times 25 \times 25} = 0.0124$
$\rho_b = \alpha_1 \times \beta_1 \times \frac{\phi_c \times f_c}{\phi_s \times f_y} \left(\frac{700}{700 + f_y}\right)$	$0.81 \times 0.9 \times \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \left(\frac{700}{700 + 400}\right) = 0.022$
نیازی به آرماتور فشاری نیست	
$A_{s(max)} = \rho_{max} \times b \times d = 0.0124 \times 10 \times 25 = 3.1 \text{ cm}^2$	
2Ø16	

## طراحی پی:

با توجه به زیاد بودن نیروی محوری ستون ها و هم چنین مقاومت کم زمین به سطح گسترده تری برای پخش بار های وارده نیاز خواهیم داشت پس با توجه به توضیحات گفته شده شالوده نواری را برای پی این ساختمان در نظر می گیریم. برای طراحی پی از نرم افزار SAFE V12 استفاده می کنیم. ابتدا با استفاده از نرم افزار ETABS2015 نیروهای موجود را به نرم افزار SAFE انتقال می دهیم. (ارتفاع پی 0.95 m در نظر گرفته شده است).




**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Material Display Color:  [Change...](#)

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

**Material Weight**

Weight per Unit Volume: 2.5E-03 kgf/cm3

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 265000 kgf/cm2

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C

Shear Modulus, G: 110416.67 kgf/cm2

**Other Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 250 kgf/cm2

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

[OK](#) [Cancel](#)

**Material Property Data**

General Data

Material Name

AIII

ترکیب بارهای کنترل تنش زیر پی براساس بحث ششم مقررات ملی ساختمان:

Tes1	Dead	Tes2	Dead+LiveR+LivenR+ LivenR+Leq
Tes3	Dead+Lr	Tes4	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)
Tes5	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXP+1.2EY+EZ)	Tes6	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXP-1.2EY+EZ)
Tes7	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXP+1.2EY+EZ)	Tes8	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXP-1.2EY+EZ)
Tes9	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXN+1.2EY+EZ)	Tes10	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EXN-1.2EY+EZ)
Tes11	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXN+1.2EY+EZ)	Tes12	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EXN-1.2EY+EZ)
Tes13	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYP+1.2EX+EZ)	Tes14	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYP-1.2EX+EZ)
Tes15	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EYP+1.2EX+EZ)	Tes16	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(-1.2EYP-1.2EX+EZ)
Tes17	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYN+1.2EX+EZ)	Tes18	Dead+0.75(LiveR+LivenR+ LivenR+Leq+ Lr)+0.7*0.75(1.2EYN-1.2EX+EZ)

Tes19	$Dead+0.75(LiveR+LivenR+LivenR+Leq+Lr)+0.7*0.75(-1.2EYN+1.2EX+EZ)$	Tes20	$Dead+0.75(LiveR+LivenR+LivenR+Leq+Lr)+0.7*0.75(-1.2EYN-1.2EX+EZ)$
Tes21	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EXP+1.2EY+EZ)$	Tes22	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EXP-1.2EY+EZ)$
Tes23	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EXP+1.2EY+EZ)$	Tes24	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EXP-1.2EY+EZ)$
Tes25	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EXN+1.2EY+EZ)$	Tes26	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EXN-1.2EY+EZ)$
Tes27	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EXN+1.2EY+EZ)$	Tes28	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EXN-1.2EY+EZ)$
Tes29	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EYP+1.2EX+EZ)$	Tes30	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EYP-1.2EX+EZ)$
Tes31	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EYP+1.2EX+EZ)$	Tes32	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EYP-1.2EX+EZ)$
Tes33	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EYN+1.2EX+EZ)$	Tes34	$0.6*(Dead)+0.7(1.2EYN-1.2EX+EZ)$
Tes35	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EYN+1.2EX+EZ)$	Tes36	$0.6*(Dead)+0.7(-1.2EYN-1.2EX+EZ)$

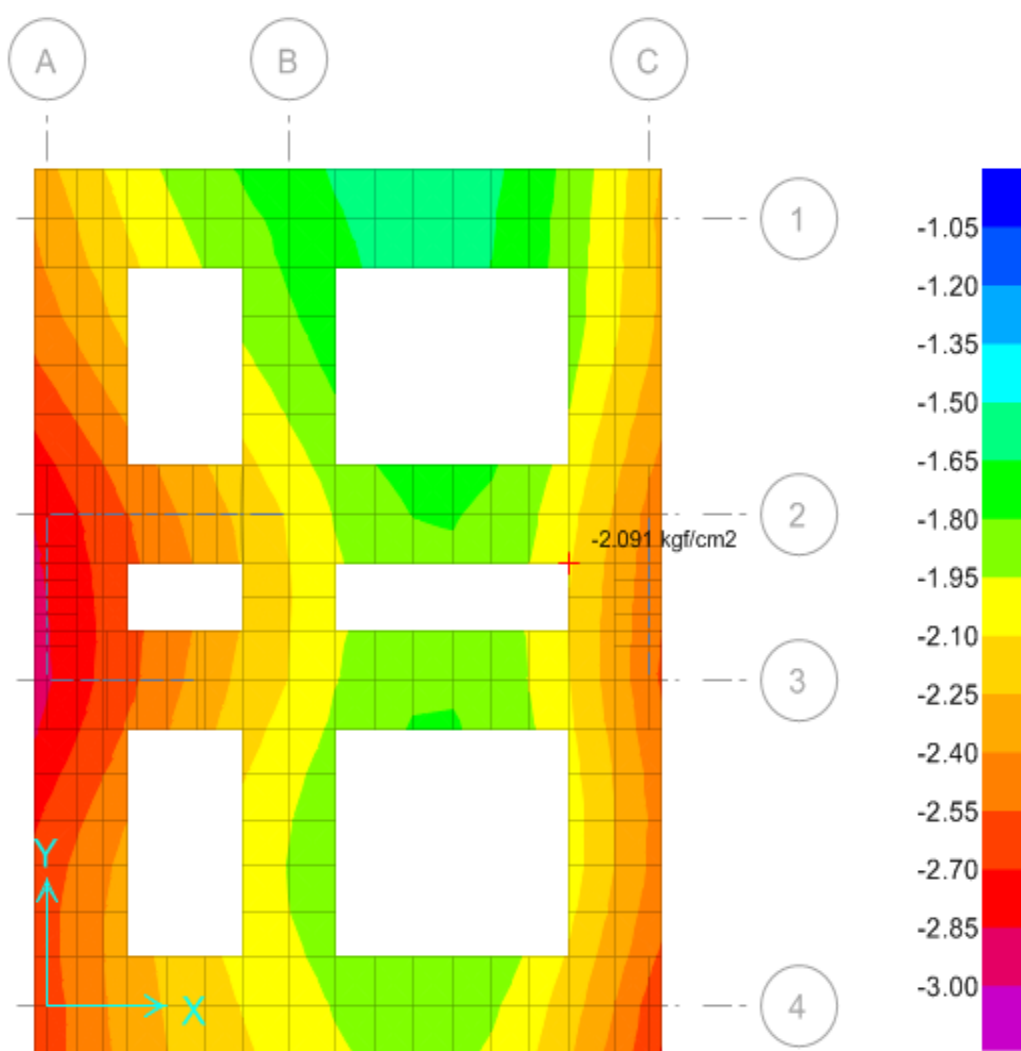
ترکیبات طراحی همان ترکیبات طراحی در سازه فولادی می باشند که در هنگام انتقال از نرم افزار ایتبس به سیف منتقل شده اند.

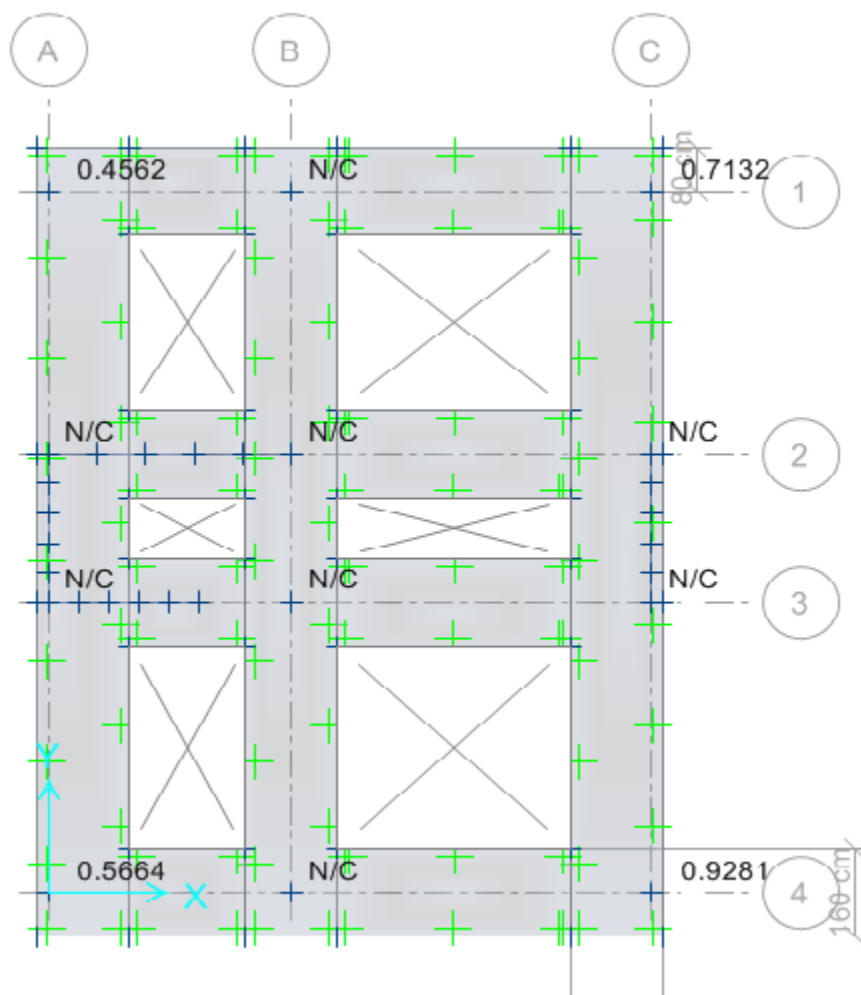
محاسبه بارهای گسترده وارده بر پی:

نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
موزائیک	0.03	2250	67.5
ملات ماسه و سیمان	0.03	2100	63
بتن کف	0.1	2400	240
بلوکاز	0.2	1400	280
جمع کل:		$650.5 \frac{kg}{m^2}$	

$$DL=650.5 \frac{kg}{m^2} \quad LL=500 \frac{kg}{m^2}$$

مشاهده تنش های زیر پی و مقایسه با مقدار مجاز:





همانطور که می بینیم در این پروژه برش پانچ (منگنه ای) برای تعدادی از ستون ها جوابگو نمی باشد برای این کار راه حل های زیر را ارائه می کنیم:

(1) افزایش ارتفاع پی

(2) ایجا پخ در پی

(3) افزایش مقاومت فشاری بتن

(4) استفاده از آرماتور های برشی به صورت کلاهک

محاسبه مقدار تنش مجاز:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{520636.37}{0.75} = 6807598.4N$$

$$d = 150 - 5 - \frac{2.2}{2} = 143.9$$

$$b_0 = 2(b_1 + b_2) = 2 \times (193.9 + 193.9) = 775.6 \text{ cm}$$

مقدار برش مجاز:

### Geometric Properties

Combination = Comb14  
Point Label = 224  
Column Shape = Rectangular  
Column Location = Edge  
Global X-Coordinate = 1510 cm  
Global Y-Coordinate = 750 cm

### Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 143.2 cm  
Eff. Punching Perimeter = 411.42 cm  
Cover = 6.8 cm  
Conc. Comp. Strength = 250 kgf/cm<sup>2</sup>  
Reinforcement Ratio = 0.0000  
Section Inertia I22 = 392416554 cm<sup>4</sup>  
Section Inertia I33 = 138681457 cm<sup>4</sup>  
Section Inertia I23 = 0 cm<sup>4</sup>  
Shear Force = -520636.37 kgf  
Moment Mu2 = 560849.31 kgf-cm  
Moment Mu3 = 10717438.86 kgf-cm  
Max Design Shear Stress = 15.34 kgf/cm<sup>2</sup>  
Conc. Shear Stress Capacity = 12.58 kgf/cm<sup>2</sup>  
Punching Shear Ratio = 1.22

مقدار  $\alpha_s$  برای ستون های کاری برابر 30 میباشد.

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.53\phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'} \\ 0.53\phi \left(1 + \frac{d\alpha_s}{2b_c}\right) \sqrt{f'} \\ 1.06\phi \sqrt{f'} \end{array} \right.$$

$$\beta_c = \frac{500}{500} = 1$$

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.53 \times 0.75 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{250} = 18.85 \\ 0.53 \times 0.75 \left(1 + \frac{(30 \times 143.9)}{2 \times 775.6}\right) \sqrt{250} \\ 1.06 \times 0.75 \sqrt{250} = 12.58 \end{array} \right.$$



$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{193.9}{193.9}}} = 0.4$$

$$V_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{uv}C}{J_{cx}} + \frac{M_{uv}C}{J_{cy}} = \frac{520636.37}{775.6 \times 143.9} + \frac{0.4 \times 560849.31}{2462072.6} + \frac{0.4 \times 10717438.86}{2462072.6} = 1.2$$