سری پنجم

تمرینات طراحی سازه های بتن آرمه

Concrete Building Design

(۵ تمرین)

شامل:

1- طراحی قاب بتن آرمه تحت بار های ثقلی و جانبی ناشی از زلزله در حالت شکل پذیری زیاد

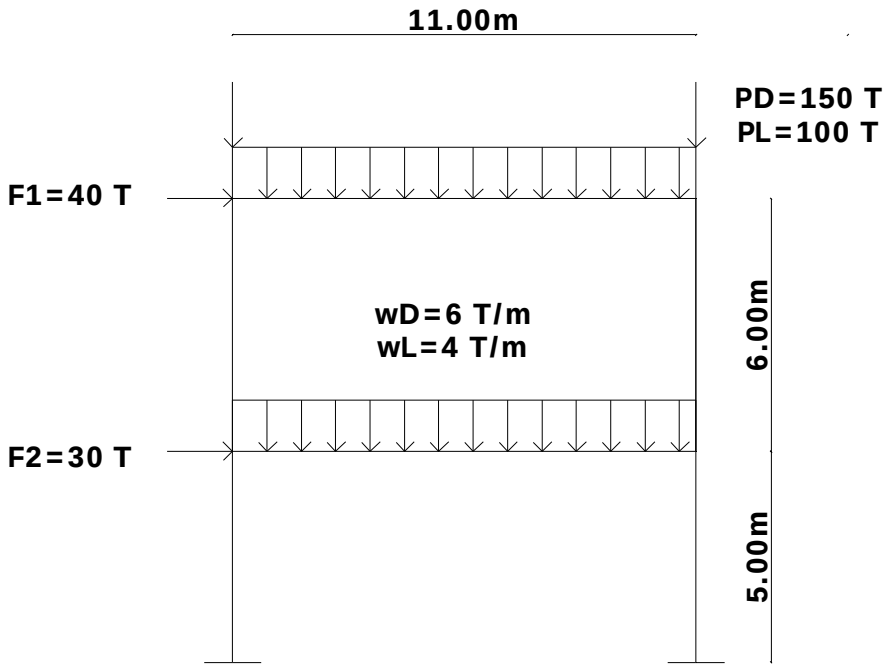
2- طراحی دیوار برشی برای یک سازه بلند به همراه دتایل آرماتورگذاری

3- طراحی آرماتورگذاری اتصال تیر به ستون بر اساس ACI به همراه ضوابط محصور شدگی بتن در ستون

4- طراحی تیر بتنی برای برش و خاموت گذاری تیر

5- کنترل کلیه ضوابط آیین نامه ای در آرماتورگذاری تیرها و ستون ها برای حالت شکل پذیری زیاد

قاب زیر تحت اثر بارهای ثقلی و بارهای جانبی ناشی لز زلزله در نظر است. قاب را برای حالت شکل پذیری زیاد طراحی کنید. کلیه ضوابط آیین نامه را رعایت کنید.آرماتورگذاری تیرها و ستون ها را بطور کامل نشان دهید.



ترکیبات بار

$1.25D + 1.5L$

$D + 1.2L \pm 1.2E$

$0.85D \pm 1.2E$

برای طراحی تیر از پوش ترکیبات فوق استفاده می کنیم .

نیروهای تیر بر حسب تن متر

Story	Loc	P	V2	M3	P	V2	M3
STORY2	0.5	7.36	-15.78	27.86	-57.01	-74.71	-162.338
STORY2	5.5	7.36	14.62	75.508	-57.01	-14.62	30.724
STORY2	10.5	7.36	74.71	27.866	-57.01	15.78	-162.344
STORY1	0.5	36.35	-16.37	23.004	-7.93	-74.71	-162.838
STORY1	5.5	36.35	14.03	70.885	-7.93	-14.03	28.773
STORY1	10.5	36.35	74.71	22.857	-7.93	16.37	-162.691

$$f_c = 290\ kg/cm^2 \xrightarrow{\varphi_c=0.6} f_{cd} = 0.6 \times 290 = 174\ kg/cm^2$$

$$f_y = 4000\ kg/cm^2 \xrightarrow{\varphi_s=0.85} f_{yd} = 0.85 \times 4000 = 3400\ kg/cm^2$$

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

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \xrightarrow{\beta_1=0.85} \rho_{max} = 0.022$$

$$cover\ for\ Beam = 3\ cm\ , for\ column = 5cm$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = 23$$

$$bd^2 = \frac{M_u}{\rho_b f_{yd}(1 - 0.5 m \rho_b)} = \frac{162.838 \times 10^5}{0.022 \times 3400(1 - 0.5 \times 23 \times 0.022)}$$
$$= 228930$$

عرض تیر را 70 و ارتفاع آن را 80 در نظر می گیریم.

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

با توجه به فورمول فوق و نیروهای موجود در جدول میلگردها برای لنگر منفی و مثبت تیر به دست می آیند.

طراحی برای لنگر منفی:

$$d = 80 - 4.2 = 75.8\ cm$$

$$M_u^- = 162.833\ ton.m$$

$$A_{s-} = \frac{0.85 \times 174 \times 70 \times 75.8}{3400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 162.838 \times 10^5}{0.85 \times 174 \times 70 \times 75.8^2}}\right)$$
$$= 75.5\ cm^2$$

$use\ 10\ \Phi\ 32$

می توان ارتفاع را افزایش داد و آرماتور های را در دو ردیف جای دهیم.تغییر چندانی در مقاومت تیر ایجاد نمی شود.

به همین ترتیب برای لنگر مثبت داریم:

$$M_u^+ = 75.508\ ton.m$$

$$A_{s+} = 31.43\ cm^2 \Rightarrow use\ 4\Phi\ 32$$

طراحی برای برش:

$$V_u = 74.71\ ton$$

$$V_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{29} \times 700 \times 758 \times 10^{-4} = 34.288\ ton$$

$$V_s = V_u - V_c = 74.71 - 34.29 = 37.45\ ton$$

لذا به آرماتور برشی نیاز داریم .

برای طراحی خاموت و فاصله آنها باید ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله را کنترل کنیم.

فاصله خاموت در طولی برابر با دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

1. یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع (کنترل می کند)
2. 8 برابر با قطر کوچکترین آرماتور طولی
3. 24 برابر قطر خاموتها
4. 300 میلیمتر

حداقل قطر آرماتور برابر 6 میلیمتر می باشد.

در اینجا با در نظر گرفتن حداکثر فاصله مجاز قطر خاموت را تعیین می کنیم.

$$S_{max} = 20\ cm$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{1}{2}\frac{V_s}{\varphi_s f_y d} \Rightarrow A_v = \frac{1}{2}\frac{20 \times 37.45 \times 10^3}{0.85 \times 4000 \times 75.8} = 1.45\ cm^2$$

$$use\ \Phi\ 14\ @\ 20\ cm$$

این خاموت گذاری تا فاصله1.6 متر از بر تکیه گاه الزامی می باشد. در بقیه طول تیر این فاصله نباید از 40 سانتی متر بیشتر شود.

همانطور که در جدول نیروهای تیر مشاهده میشود تیرها تحت اثر بار محوری می باشد اما مطابق با آیین نامه اعضایی به عنوان عضو فشاری تلقی می شند که نیروی محوری آنها از مقدار زیر بیشتر باشد که نیروی محوری در هیچ موردی بیشتر از حالت زیر نشد.

$$N_u = 0.15\varphi_c f_c A_g$$

طراحی ستون

نیروهای طراحی ستون برحسب تن و متر

Story	Column	Loc	P	V2	M3
STORY2	C2	0	-184.14	-40.64	-118.305
STORY2	C2	2.6	-180.42	-40.64	-5.533
STORY2	C2	5.2	-176.71	-40.64	107.396
STORY1	C2	0	-238.76	-49.54	-235.466
STORY1	C2	2.1	-235.76	-49.54	-129.092
STORY1	C2	4.2	-232.75	-49.54	-19.832
STORY2	C4	0	-154.9	-7.36	-41.384
STORY2	C4	2.6	-151.18	-7.36	-15.414
STORY2	C4	5.2	-147.47	-7.36	10.988
STORY1	C4	0	-181.47	-34.46	-209.401
STORY1	C4	2.1	-178.46	-34.46	-134.885
STORY1	C4	4.2	-175.46	-34.46	-57.353

کنترل لاغری ستون:

$$k = 0.85$$

$$k_y = 0.85 \rightarrow \left(\frac{kl_u}{r}\right) = \frac{0.85\times 600}{0.3\times 70} = 24.28$$

$$\left.\begin{array}{l} M_{2y} = -235.466 \ ton\text{-}m \\ M_{1y} = -19.832 \quad ton\text{-}m \end{array}\right\} \rightarrow \frac{M_{1y}}{M_{2y}} = \frac{19.832}{235.466} = 0.084$$

$$34 - 12\times(0.084) = 32.98 > \left(\frac{kl_u}{r}\right)$$

طراحی میلگرد با ابعاد 90 در 70 سانتی متر برای ستون

$$g = (100 - 5\times 2)/100 = 0.9$$

برای ستون مربع مستطیل داریم با استفاده از نمودار اندرکنش :

$$\frac{N_r}{j_c f_c bh} = \frac{238.76\times 10^3}{0.85\times 290\times 70\times 100} = 0.138$$

$$\frac{M_r}{j_c f_c bh^2} = \frac{235.466\times 10^5}{0.85\times 290\times 70\times 100^2} = 0.0.136$$

$$\rightarrow mr = 0.3 \rightarrow r = 0.013 \rightarrow A_s = 0.013\times 100\times 70 = 91.3cm^2 \Rightarrow use 12\Phi 32$$

خاموت گذاری ستون:

با توجه به به مفاد شرایط ویژه برای طراحی در برابر زلزله برای ساختمانهای با شکل پذیری ویژه خاموتگذاری در ستون در فاصله l از بر اتصال تیر به ستون به صورت ویژه و برای بقیه قسمتها به مطابق با ستونهای عادی می باشد.

فاصله l نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف)یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب)ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل

ج)450 میلیمتر

خاموت مورد نیاز در طول l باید دارای قطر حداقل 8 میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف)8 برابر قطر کوچکترین میلیگرد طولی ستون

ب)یک چهارم کوچکترین ضلع مقطع ستون

ج)125 میلیمتر

دربقیه طول ستون فاصله بین خاموت ها نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف)16 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی

ب)48 برابر قطر خاموت

ج)300 میلیمتر

با توجه به ضوابط گفته شده طول ناحیه ویژه را برابر با 1 متر و فاصله خاموتها را در این ناحیه برابر با 15 سانتی متر در نظر میگیریم. در بقیه طول ستون فاصله خاموت ها را برابر با 30 سانتی متر در نظر میگیریم.

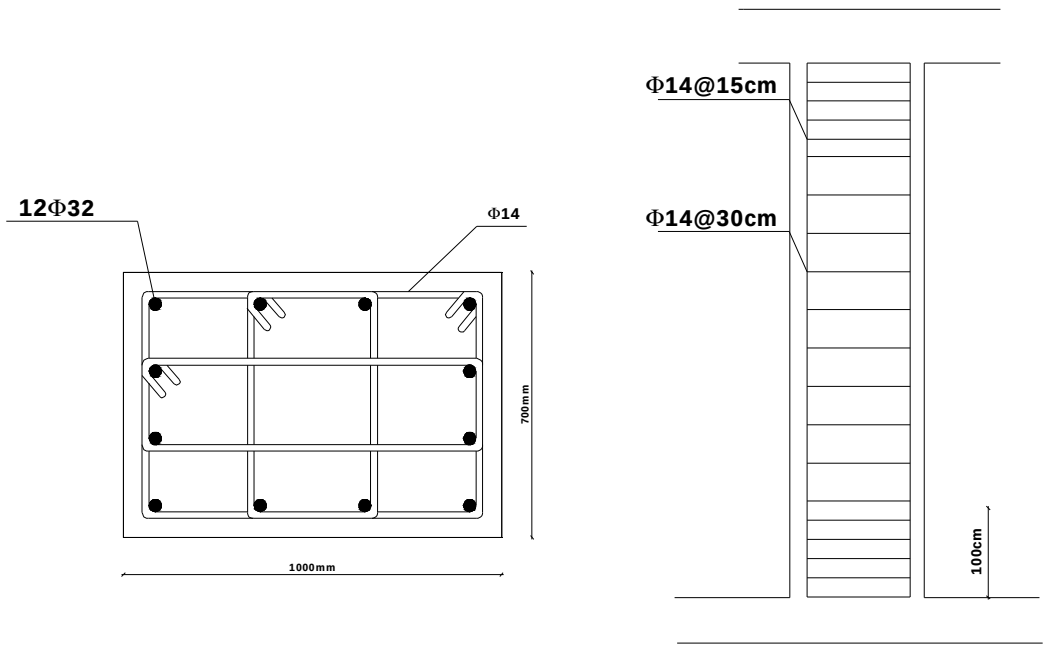
بر اساس ضوابط آیین نامه ای در ستون های با مقطع مزبع مستطیل سطح مقطع کل تنگ های ویژه در هر امتداد نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد.

$$A_{sh} = 0.3\left(sh_c\frac{f_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)$$

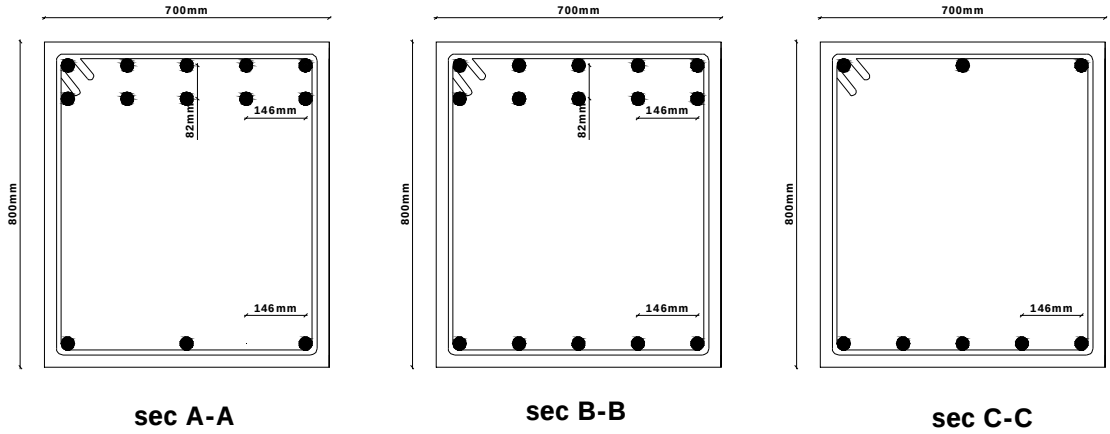
$$A_{sh} = 0.3\left(12.5\times 58\times\frac{290}{4000}\right)\left(\frac{70\times 100}{60\times 90}-1\right) = 4.67\ cm$$

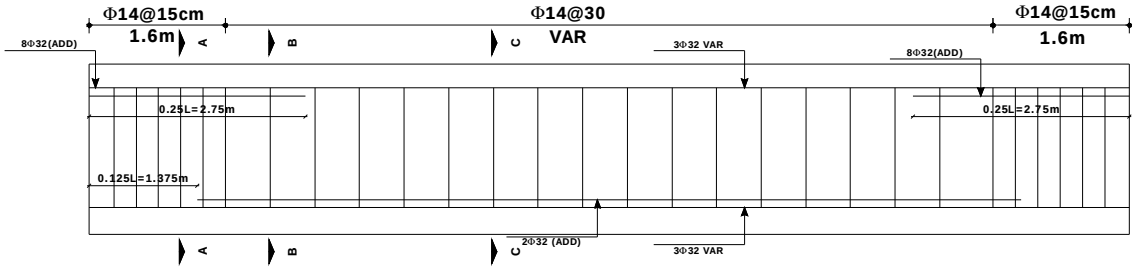
$$A_{sh} = 0.09sh_c\frac{f_c}{f_{yh}} = 0.09\left(12.5\times 58\times\frac{290}{4000}\right) = 4.73$$

$$\Rightarrow use\ \Phi 14$$



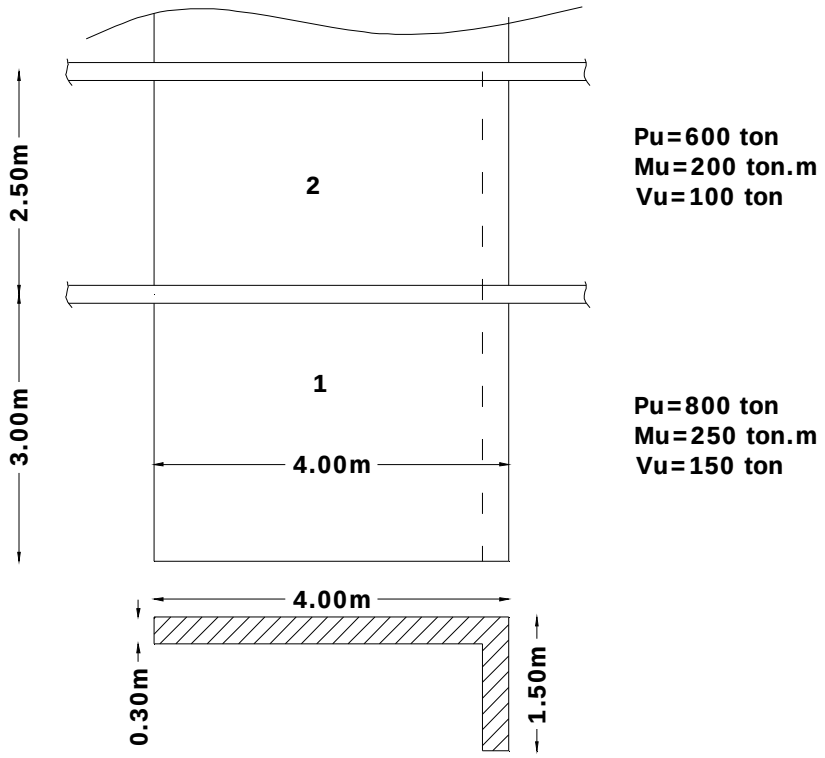
جزئیات میلگردگذاری ستون





چزئیات میلگردگذاری تیر

دیوار برشی زیر دو طبقه از یک دیوار در ساختمان بلند است که باید برای بارهای نشان داده شده طراحی شود.این دیوارها باید دارای شکل پذیری زیاد باشد.دیوارها را طراحی کرده و به طور کامل آرماتورگذاری کنید.چگونگی آرماتورگذاری در یکی از دیوارها را نشان دهید.



wall	P	V	M
1	800	150	250
2	600	100	200

دیوار 1:

تعیین عرض مؤثر بال در حالت فشار

$$b_{ec} = \left(0.3h_w + t_w\right) < b \Rightarrow b_{ec} = 0.3\times 300 + 30 = 120cm$$

تعیین عرض مؤثر بال در حالت کشش

$$b_{et} = (h_w + t_w) < b \rightarrow b_{et} = 300 \Rightarrow b = 150cm$$

<u>کنترل المان مرزی در سمت بال:</u>

تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی

$$f_c = \frac{N_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g}$$

$$A_g = hl_w = 400\times30 + 90\times30 = 14700cm^2$$

$$\bar{y}_c = \frac{200(400\times30)+385(90\times30)}{400\times30+90\times30} = 234$$

$$I_{gc} = 400^3\times30/12 + (400\times30)(200-234)^2 + 30^3\times90/12 + (90\times30)(385-234)^2 = 235637200cm^4$$

$$S_{gc} = I_g / 166 = 1419501.2cm^3$$

$$f_{c1} = \frac{800\times10^3}{14700} + \frac{250\times10^5}{1419501.2} = 54.42 + 17.61 = 72\ kg/cm^2 > 0.2f_c = 60\ kg/cm^2$$

نیاز به المان مرزی دارد. حداقل ضخامت المان مرزی 30 سانتیمتر بوده و طول آن را با فرض خطی بودن توزیع تنش باید تا جایی که تنش به $0.15f_c$ برسد نیز ادامه یابد.

$$l = 45/72\times234 = 87.7cm \rightarrow l = 90cm$$

<u>کنترل المان مرزی در سمت دیگر:</u>

$$\bar{y}_t = \frac{200(400\times30)+385(120\times30)}{400\times30+120\times30} = 247.45$$

$$I_{gt} = 400^3\times30/12 + (400\times30)(200-247.45)^2 + 30^3\times120/12 + (120\times30)(385-247.45)^2 = 255400039cm^4$$

$$S_{gt} = I_g / 247.45 = 1032127.86cm^3$$

$$f_{c2} = \frac{800\times10^3}{15300} + \frac{250\times10^5}{1032127} = 52.28 + 24.22 = 76.5\ kg/cm^2 > 0.2f_c = 60\ kg/cm^2$$

نیاز به المان مرزی دارد.

$$l = 45/76.5\times245.74 = 145.74cm \rightarrow l = 150cm$$

در ناحیه المان مرزی باید خاموتگذاری ویژه انجام شود.

با فرض تراکم آرماتورهای کششی و فشاری در طول 70 سانتیمتر از بر دیوار که مانند یک ستون کوتاه طراحی شوند .با توجه به خمش و فشار موجود و محل قرار گیری تار خنثی :

طراحی برای فشار:

$$P_u = \frac{250+800(2)}{3.3} = 560\ ton$$

$$N_{ro} = 0.85 f_{cd} A_g + A_s\left(f_{yd} - f_{cd}\right)$$
$$A_s = \left(560\times10^3 - 0.85\times180\times30\times70\right) / \left(3570-180\right) = 70.41\ cm^2$$
$$\Rightarrow use 10\Phi30$$

با توجه به نیروها اعضا به کشش نمی افتد.

طراحی برای برش:

$$V_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2\times0.6\times\sqrt{30}\times300\times4000\times0.8\times10^{-4} = 63\ ton$$

$$V_s = V_u - V_c = 150 - 63 = 87\ ton$$

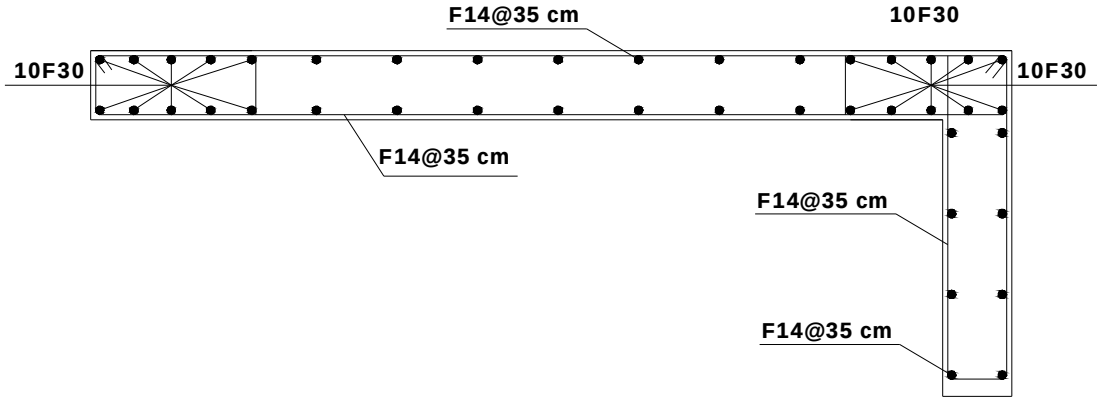
$$r_{h\min} = A_h / hs_2 = 0.0025$$
$$s_{2\max} = \min\left\{\frac{l_w}{5} = 800mm, 3h = 900mm, 350mm\right\} = 350mm$$

$$S_{max} = 30\ cm$$
$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{1}{2}\frac{V_s}{\varphi_s f_y d} \Rightarrow A_v = \frac{1}{2}\frac{35\times87\times10^3}{0.85\times4200\times320} = 1.34\ cm^2$$

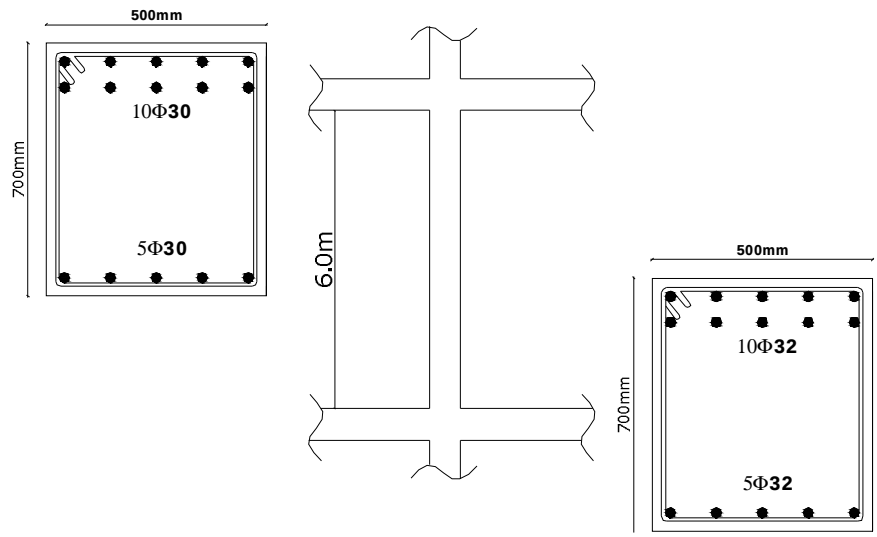
$$use\Phi14@35cm \Longrightarrow \rho_h = 1.54\times2/(30\times35) = 0.0029$$

محاسبه میلگردهای برشی قائم

$$r_n = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(r_h - 0.0025\right) = 0.00245$$
$$s_1 = \min\{3h = 900mm\ ,\ \frac{l_w}{3} = 1333mm\ ,\ 350\text{mm}\} \rightarrow s_1 = 350mm$$
$$r_n = \frac{A_n}{s_1 h} \Rightarrow A_n = 0.0025\times35\times30 = 2.62\ cm^2 \rightarrow \boxed{use\ 2\Phi14@35cm}$$


F14@35 cm
10F30
10F30
10F30
F14@35 cm
F14@35 cm
F14@35 cm

آرماتورگذاری در محل اتصال تیرها به ستون مطابق شکل نشان داده شده است. چنانچه بخواهیم ستون ضوابط شکل پذیری زیاد را تأمین کند باید برای چه تلاش برشی طراحی گردد.ستون را برای برش طراحی کنید و خاموت گذاری آن را نشان دهید.ضوابط محصور کردن بتن در ستون را نیز رعایت کنید.



باید ظرفیت خمشی تیرها را به دست آورده و با حالت ایجاد بیشترین برش ستون را طراحی کنیم.

$$f_c = 290\ kg/cm^2 \xrightarrow{\varphi_c=0.6} f_{cd} = 0.6 \times 290 = 174\ kg/cm^2$$

$$f_y = 3000\ kg/cm^2 \xrightarrow{\varphi_s=0.85} f_{yd} = 0.85 \times 3000 = 2550\ kg/cm^2$$

$$cover\ for\ Beam = 3\ cm\ , for\ column = 5cm$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = 23$$

ظرفیت خمشی تیر بالایی

$$A_s^- = 10 \times 7.07 = 70.7\ cm^2\ , d^- = 60.8\ cm$$

$$A_s^+ = 5 \times 7.07 = 35.35\ cm^2\ , d^+ = 64.3\ cm$$

$$M_r = A_s f_{yd}\left(d - 0.5\frac{A_s}{b}\times\frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}\right)$$

$$M_r^- = 70.7\times 2550\left(60.8 - 0.5\times\frac{70.7}{50}\times\frac{2550}{0.85\times 174}\right)\times 10^{-5} = 65.66\ ton.m$$

$$M_r^+ = 35.35\times 2550\left(64.3 - 0.5\times\frac{35.35}{50}\times\frac{2550}{0.85\times 174}\right)\times 10^{-5} = 52.46\ ton.m$$

$$M_{maxt} = 1.4(M_r^- + M_r^+) = 1.4(56.66 + 52.46) = 165.368\ ton.m$$

ظرفیت خمشی تیر پایینی

$$A_s^- = 10 \times 8.04 = 80.4\ cm^2\ , d^- = 60.6\ cm$$

$$A_s^+ = 5 \times 8.04 = 40.2\ cm^2\ , d^+ = 64.2\ cm$$

$$M_r = A_s f_{yd}\left(d - 0.5\frac{A_s}{b}\times\frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}\right)$$

$$M_r^- = 80.4\times 2550\left(60.6 - 0.5\times\frac{80.4}{50}\times\frac{2550}{0.85\times 174}\right)\times 10^{-5} = 95.82\ ton.m$$

$$M_r^+ = 40.2\times 2550\left(64.2 - 0.5\times\frac{40.2}{50}\times\frac{2550}{0.85\times 174}\right)\times 10^{-5} = 58.7\ ton.m$$

$$M_{maxb} = 1.4(M_r^- + M_r^+) = 1.4(95.82 + 58.7) = 216.328\ ton.m$$

محاسبه نیروی برشی:

$$V_u = \frac{(M_{maxb} + M_{maxt})}{l} = \frac{216.328 + 165.368}{6} = 63.62\ ton$$

با فرض ستون مربعی با ضلع 70 سانتیمتر

طراحی برای برش:

$$V_u = 63.62\ ton$$

$$V_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{29} \times 700 \times 650 \times 10^{-4} = 29.40\ ton$$

$$V_s = V_u - V_c = 63.62 - 29.40 = 34.21\ ton$$

لذا به آرماتور برشی نیاز داریم .

خاموت گذاری ستون:

با توجه به به مفاد شرایط ویژه برای طراحی در برابر زلزله برای ساختمانهای با شکل پذیری ویژه خاموتگذاری در ستون در فاصله l از بر اتصال تیر به ستون به صورت ویژه و برای بقیه قسمتها به مطابق با ستونهای عادی می باشد.

فاصله l نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف)یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب)ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل

ج)450 میلیمتر

خاموت مورد نیاز در طول l باید دارای قطر حداقل 8 میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف)8 برابر قطر کوچکترین میلیگرد طولی ستون

ب)یک چهارم کوچکترین ضلع مقطع ستون

ج)125 میلیمتر

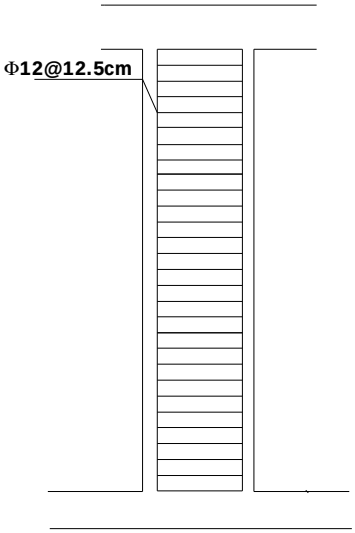
با توجه به تعادل کل طول ستون را با ضوابط ناحیه ویژه بررسی می کنیم

$$S_{max} = 12.5\ cm$$

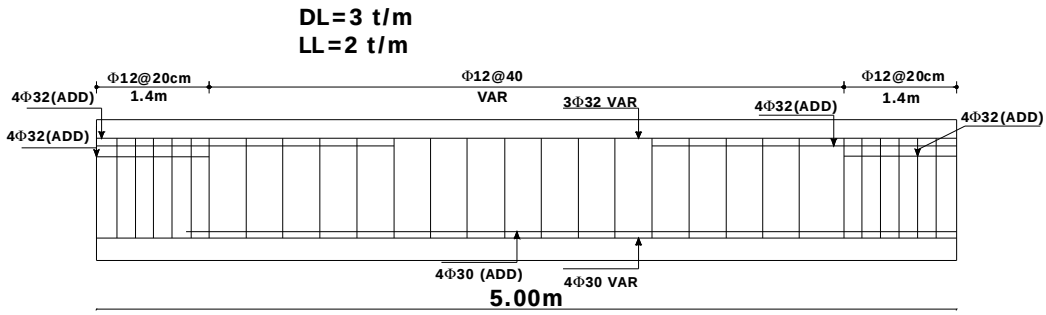
$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{V_s}{\varphi_s f_y d} \Rightarrow A_v = \frac{12.5 \times 34.21 \times 10^3}{0.85 \times 3000 \times 65} = 2.57\ cm^2$$

با فرض دو ساق خاموت

$$use\ \Phi\ 12\ @\ 10\ cm$$


Φ12@12.5cm

تیر شکل زیر دارای مقطع 70در80 سانتیمتر است و مطابق شکل زیر آرماتورگذاری شده است.تیر تحت اثر بارهای ثقلی نشان داده شده قرار دارد.چنانچه بخواهیم تیر ضوابط شکل پذیری زیاد را تأمین کند باید برای چه تلاش برشی طراحی گردد.تیر را برای برش طراحی کرده و آرماتورگذاری کنید.



باید ظرفیت خمشی تیرها را به دست آورده و با حالت ایجاد بیشترین برش را طراحی کنیم.

$$f_c = 290\ kg/cm^2 \xrightarrow{\varphi_c=0.6} f_{cd} = 0.6 \times 290 = 174\ kg/cm^2$$

$$f_y = 3000\ kg/cm^2 \xrightarrow{\varphi_s=0.85} f_{yd} = 0.85 \times 3000 = 2550\ kg/cm^2$$

$$cover\ for\ Beam = 3\ cm$$

ظرفیت خمشی تیر

$$A_s^- = 10 \times 7.07 = 70.7\ cm^2\ , d^- = 60.8cm$$

$$A_s^+ = 8 \times 7.07 = 56.56\ cm^2\ , d^+ = 60.8\ cm$$

$$M_r = A_s f_{yd}\left(d - 0.5\frac{A_s}{b} \times \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}\right)$$

$$M_r^- = 70.7 \times 2550\left(60.8 - 0.5 \times \frac{70.7}{60} \times \frac{2550}{0.85 \times 174}\right) \times 10^{-5} = 91.29\ ton.m$$

$$M_r^+ = 56.56 \times 2550\left(64.3 - 0.5 \times \frac{35.35}{60} \times \frac{2550}{0.85 \times 174}\right) \times 10^{-5} = 75.97\ ton.m$$

$$M_{maxt} = 1.4(M_r^- + M_r^+) = 1.4(56.66 + 52.46) = 234.16\ ton.m$$

محاسبه نیروی برشی:

$$V_u = \frac{(M_{maxb} + M_{maxt})}{l} + 0.75\frac{1.25D + 1.5L}{2}$$

$$V_u = \frac{234.16}{6} + 0.75\frac{1.25 \times 3 + 1.5 \times 2}{2} = 41.55\, ton$$

طراحی برای برش:

$$V_u = 41.55\, ton$$

$$V_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{29} \times 600 \times 608 \times 10^{-4} = 23.57\, ton$$

$$V_s = V_u - V_c = 41.55 - 23.57 = 17.97\, ton$$

لذا به آرماتور برشی نیاز داریم .

برای طراحی خاموت و فاصله آنها باید ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله را کنترل کنیم.

فاصله خاموت در طولی برابر با دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

1. یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع (کنترل می کند)
2. 8 برابر با قطر کوچکترین آرماتور طولی
3. 24 برابر قطر خاموتها
4. 300 میلیمتر

حداقل قطر آرماتور برابر 6 میلیمتر می باشد.

در اینجا با در نظر گرفتن حداکثر فاصله مجاز قطر خاموت را تعیین می کنیم.

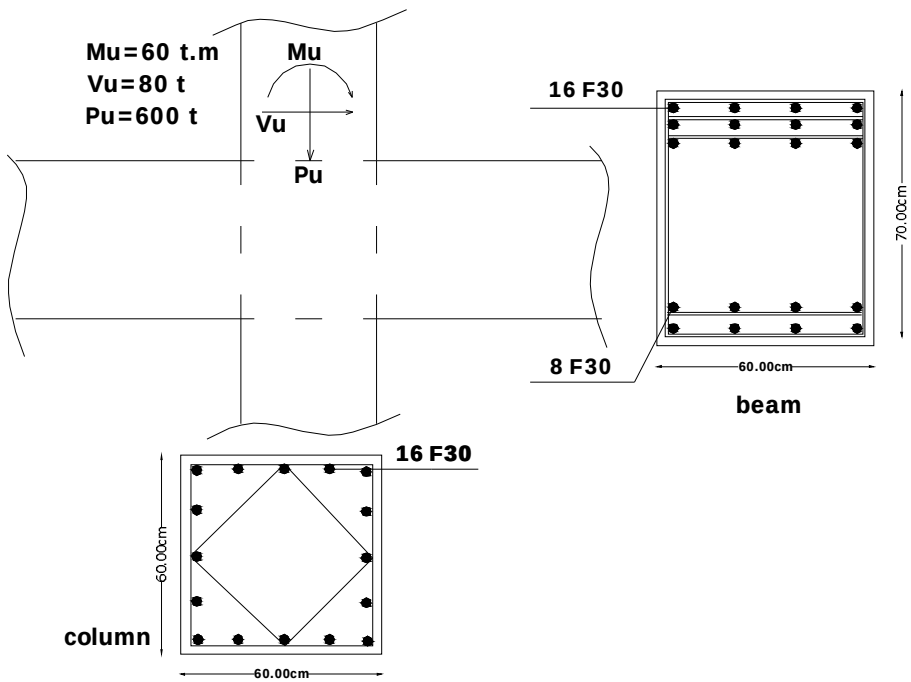
$$S_{max} = 20\, cm$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{V_s}{\varphi_s f_y d} \Longrightarrow A_v = \frac{20 \times 17.97 \times 10^3}{0.85 \times 3000 \times 60.8} = 2.31\, cm^2$$

$$use\ \Phi\ 12\ @\ 20\, cm$$

این خاموت گذاری تا فاصله1.4 متر از بر تکیه گاه الزامی می باشد. در بقیه طول تیر این فاصله نباید از 40 سانتی متر بیشتر شود.

اتصال تیر به ستون در یک قاب بتن آرمه مطابق شکل زیر است.بارهای وارده به اتصال در حد نهایی نشان داده شده اند. اتصال را طراحی کنید.طراحی را یک بار اساس ضوابط ACI و بار دیگر مطابق ضوابط عادی طراحی برش انجام دهید. در روش دوم اضافه مقاومت بتن زیر اثر بار محوری را به حساب بیاورید.



طراحی اتصال بر اساس رفتار غیر الاستیک

<u>طراحی آرماتور عرضی در ناحیه اتصال</u>

حداکثر فاصله خاموت ها در ناحیه اتصال :

1- یک چهارم حداقل بعد ستون

2- شش برابر قطر میلگردهای طولی ستون

3- 15 سانتی متر

$$A_{sh} = 0.3\left(sh_c \frac{f_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0.3\left(10 \times 50 \times \frac{290}{4200}\right)\left(\frac{60 \times 60}{50 \times 50} - 1\right) = 4.55\ cm$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f_c}{f_{yh}} = 0.09\left(10 \times 50 \times \frac{290}{4200}\right) = 3.1$$

سطح مقطع خاموت $= \frac{4.55}{4} = 1.1375\ \ cm^2 \Longrightarrow use\ \Phi 12@10cm$

<u>طراحی برای برش</u>

$$V = T_1 + C_2 - V_u$$

$$V = 1.25 f_y A_s + 1.25 f_y A_s' - V_u$$

$$V = 1.25 \times 3000(16 \times 7.07 + 16 \times 7.07) - 80 \times 10^3 = 768400\ kg$$

$$b_j = \frac{b_c + b_b}{2} = \frac{60 + 60}{2} = 60cm$$

$$V_n = 0.265\,\gamma\sqrt{f_c}\ b_j h_c \xrightarrow{\gamma=15} V_n = 0.265 \times 15\sqrt{300} \times 60 \times 60 = 247856\ kg$$

$$V_s = 768400 - 0.85 \times 247856 = 557722\ kg$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{V_s}{f_y d} \xRightarrow{s=8cm} A_v = \frac{8 \times 557722}{0.85 \times 3000 \times 55} = 27\ cm^2$$

$$\frac{27}{4} = 6.75 \Longrightarrow use\ \Phi 30@8\ cm$$

همانطور که ملاحظه می شود قطر آرماتور مورد نیاز برای ایجاد مقاومت برشی مطلوب بسیار زیاد است برای رفع این مشکل می توان ابعاد ستون را افزایش داد

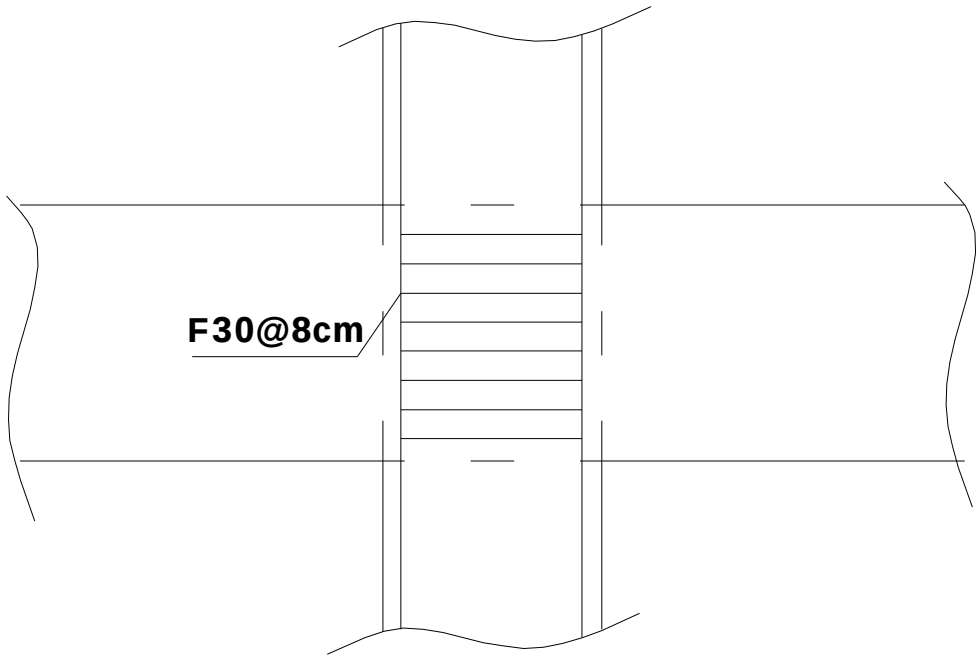
<u>طراحی برای برش با اثر نیروی محوری</u>

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c}\left(1 + \frac{N_u}{12A_g}\right)bd = 0.53\sqrt{300}\left(1 + \frac{600 \times 10^3}{12 \times 60^2}\right)55 \times 60$$
$$= 420753\ kg$$

$$V_s = 768400 - 420753 = 347646.8\ kg$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{V_s}{f_y d} \xRightarrow{s=10cm} A_v = \frac{10 \times 347646.8}{3000 \times 55} = 21\ cm^2$$

$$\frac{21}{4} = 5.25 \Longrightarrow use\ \Phi 25@10\ cm$$

طول مهاری وصله قلاب دار

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y d}{19.8\sqrt{f_c}} = \frac{1.25 \times 3000 \times 3}{19.8\sqrt{300}} = 32\ cm$$