

تمرین ۳ پروژه بتن

استاد: آقای دکتر ماهینی

اعضای گروه:

سعید زارعی (۹۵۰۲۱۲۴۲۶)

محمد برزگر (۹۵۰۲۱۲۴۰۲)

نگار سنتگری (۹۵۰۲۱۲۴۴۳)

شماره گروه: A6

تاریخ تحويل تکلیف: ۱۴۰۰/۰۸/۳۰

دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران



مشخصات پروژه:

شهر: کرمانشاه

ارتفاع طبقات

سیستم سقف: دال دو طرفه

سیستم باربری جانبی در راستای X و Y: قاب خمشی بتنی متوسط

مقاومت فشاری بتن مصرفی پروژه: 32 MPa

تنش تسلیم فولاد مصرفی پروژه: 420 MPa

مقاومت فشاری مجاز خاک: $q_{all} = 0.8 \text{ Kg/Cm}^2$

ضریب عکس العمل بستر خاک: $k_s = 0.45 \text{ Kg/Cm}^3$

نوع زمین: ا

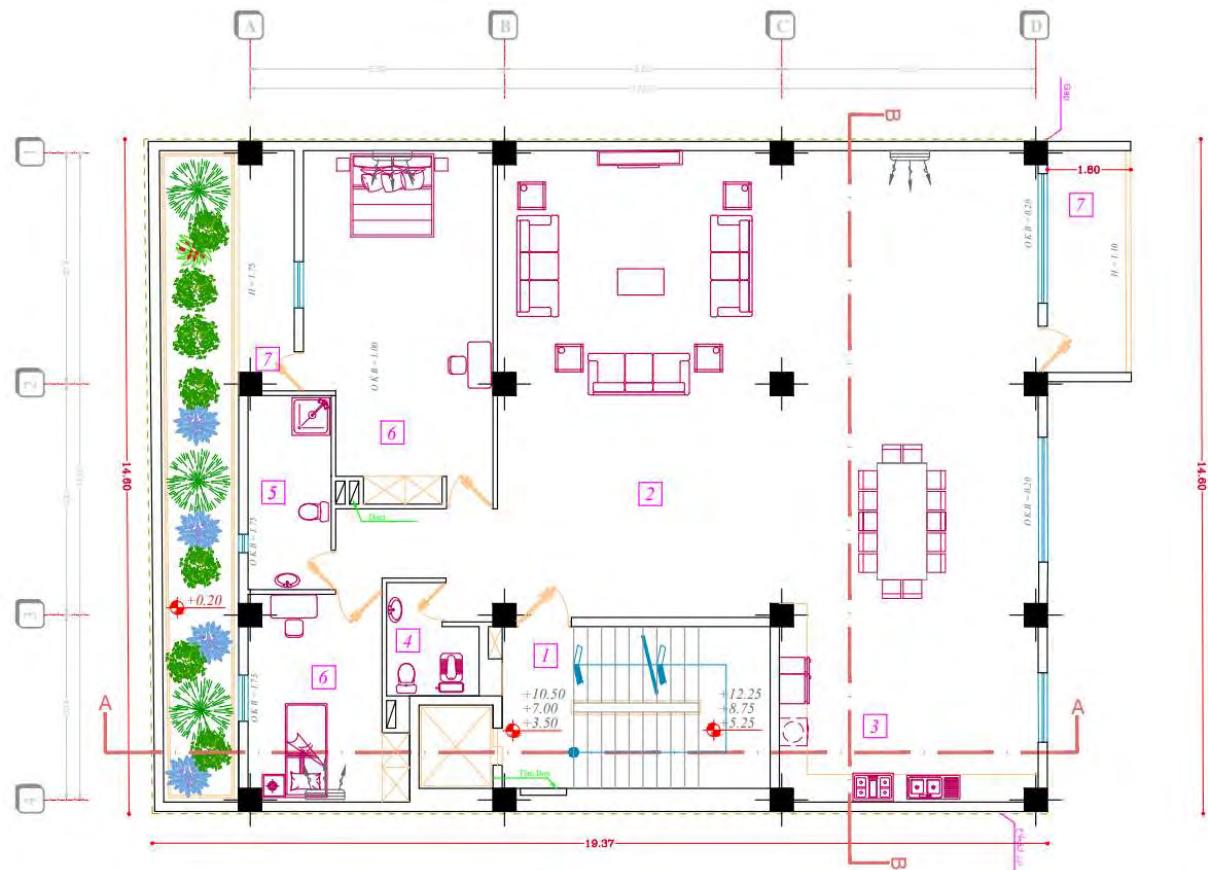
کف سازی: موزائیک

پله و راه پله: سنگ گرانیت

دیوارها: هبلکس

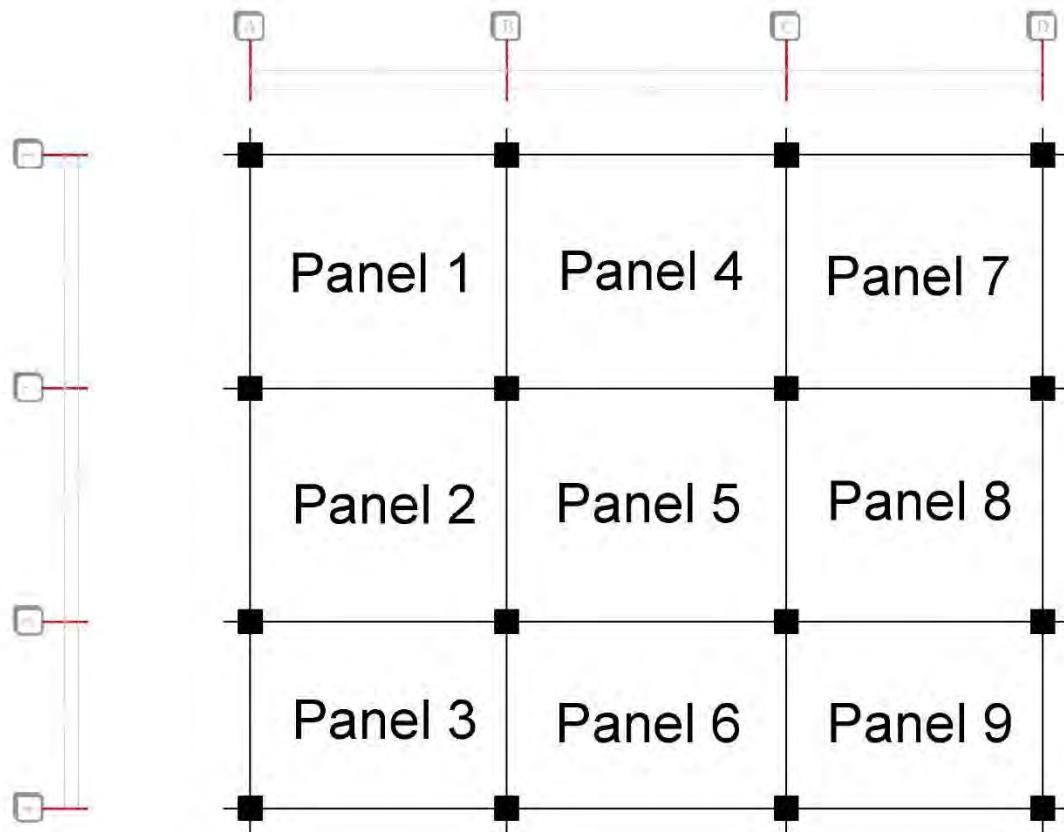
نما: سنگ تراورتن

پلان تیپ طبقات:



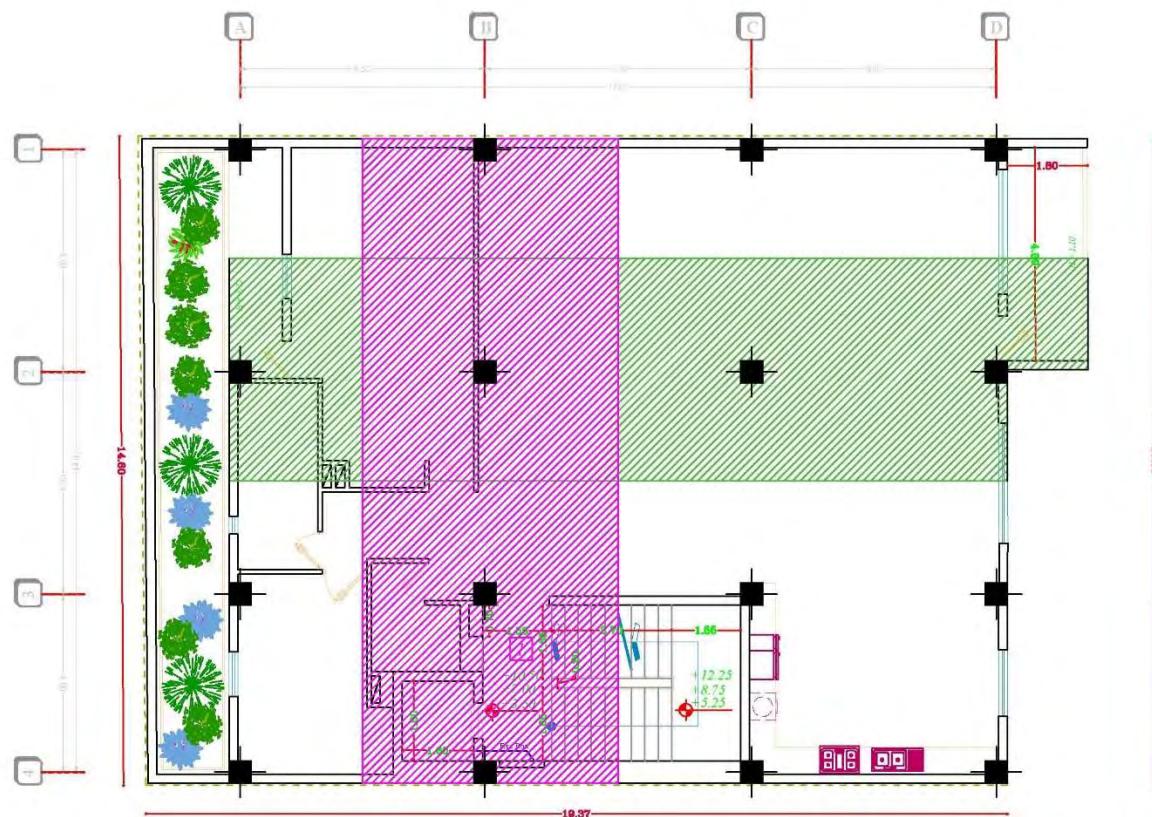
تعیین یک طرفه یا دو طرفه بودن دال

با توجه به ابعاد پانل های سقف، متوجه می شویم که نسبت ضلع بزرگتر به ضلع کوچکتر تمام پانل ها از ۲ کمتر است که به این معنی است که نوع سیستم سقف ما، دال دو طرفه است.



تعیین نوار های طراحی

برای طراحی دال باید یک نوار طراحی در راستای غربی-شرقی و یک نوار طراحی در راستای شمالی-جنوبی در نظر بگیریم و طراحی را برای آن ها انجام دهیم. این نوار ها به صورت زیر انتخاب شده اند:



انتخاب روش طراحی

دو روش برای طراحی دال موجود است: ۱- روش مستقیم ۲- روش قاب معادل

استقاده از روش طراحی مستقیم ساده تر است، البته این روش محدودیت هایی دارد که به شرح زیر می باشند:

۱. مقطع تمام ستون ها باید مربعی شکل باشند.(8.10.1.3)
۲. در هر راستا حداقل ۳ دهانه پیوسته داشته باشیم.(8.10.2.1)
۳. تفاوت طول دو دهانه متواالی نباید از یک سوم طول دهانه بزرگتر بیشتر باشد.(8.10.2.2)
۴. پانل ها باید مستطیلی و رفتارشان به صورت دو طرفه باشد.(8.10.2.3)

$$5.5/4=1.375$$

$$5.5/5=1.1$$

$$5.5/5=1.1$$

$$6/5=1.2$$

$$6/5=1.2$$

$$6/4=1.5$$

$$5.5/5=1.1$$

$$5.5/5=1.1$$

$$5.5/4=1.375$$

۵. هیچ کدام از ستون ها از آکس خارج نشده باشند.(8.10.2.4)
۶. بار زنده بدون ضریب نباید از ۲ برابر بار مرده تجاوز کند.(8.10.2.6)

راستای شرقی-غربی:

$$5-4.5=0.5 < 1.67$$

راستای شمالی-جنوبی:

$$5-5=0 < 2$$

شرط زیر باید برای پانل هایی که بین تکیه گاه ها تیر وجود دارد برای هر دو راستا برقرار باشد(8.10.2.7):

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} L_2^2}{\alpha_{f2} L_1^2} \leq 5.0$$

این شرط را برای بحرانی ترین پانل (پانل ۵) که مقدار L_2 آن از مقدار L_1 کمتر و بیشترین اختلاف را با سایر پانل ها داشته باشد بررسی می کنیم، در صورتی که پاسخگو باشد در بقیه پانل ها نیز این شرط برقرار خواهد بود.

$$L_2=6m \quad , \quad L_1=4m$$

$$\alpha_{f1} = \alpha_{f2} = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{\frac{1}{12} b h^3}{\frac{1}{12} L_2 h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{4 \times 10^3 \times 150^3} = 3.03$$

$$\frac{\alpha_{f1} L_2^2}{\alpha_{f2} L_1^2} = \frac{4^2}{6^2} = 0.44 \quad \rightarrow \quad 0.2 \leq 0.44 \leq 5.0$$

پس از بررسی تمامی شرط فوق، نتیجه می گیریم که می توان از روش مستقیم برای طراحی دال

استفاده نماییم.

تعیین ضخامت دال

در تکلیف H2 محاسبه و برابر با 15cm می باشد.

تعیین پوشش آرماتور

با استناد به جدول 20.5.1.3.1 از آیین نامه ACI 318-19 و با توجه به این که مقطع از نوع دال می باشد و همچنین بتن در معرض هوا و خاک قرار ندارد پس مقدار کاور بتن را برابر با 2cm در نظر می گیریم.

با فرض آرماتور φ12 → cover= 2cm

بار های گستردہ معادل وارد به سازه

بار گستردہ معادل تیپ طبقات:

$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_L = 1465.8 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

بار گستردہ معادل طبقہ بام

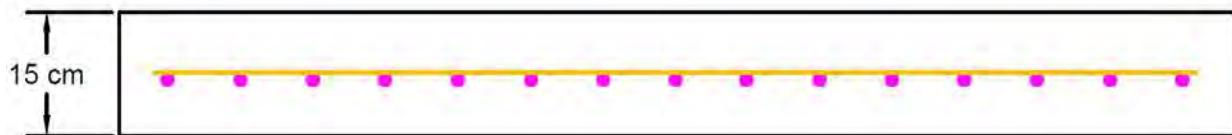
$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_L = 1181.14 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

بار گستردہ معادل طبقہ خرپشته

$$q_u = 1.2q_d + 1.6q_L = 1250.74 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

با توجه به بحرانی تر بودن بار معادل تیپ طبقات ، از آن برای طراحی دال استفاده خواهیم کرد.

ترسیم مقطع دال



$$d_{Top} = 15 - 2 - 0.6 = 12.4 \text{ cm}$$

$$d_{mid} = 15 - 2 - 1.8 = 11.2 \text{ cm}$$

$$d_{Avg} = \frac{14.4 + 13.2}{2} = 11.8 \text{ cm}$$

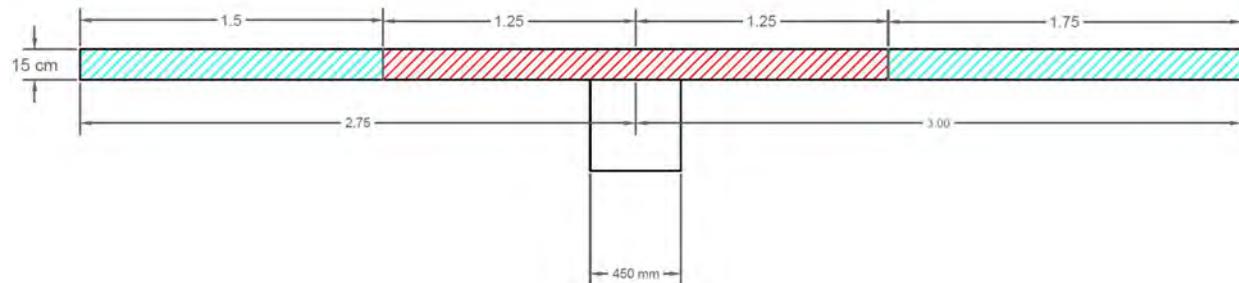
در محاسبات بعدی از d_{Avg} به عنوان پارامتر d در حل مسئله استفاده خواهد شد.

طراحی نوار شمالی جنوبی

برای تعیین نوار ستونی و میانی برای طراحی نوار شمالی جنوبی، می‌دانیم برای محاسبه نوار ستونی باید به صورت زیر عمل کرد:

$$\text{عرض نوار ستونی} = 0.25 \times \min\{L_1, L_2\}$$

دهانه ۱-۲



با توجه به پلان سازه و راستای طراحی مورد نظر:

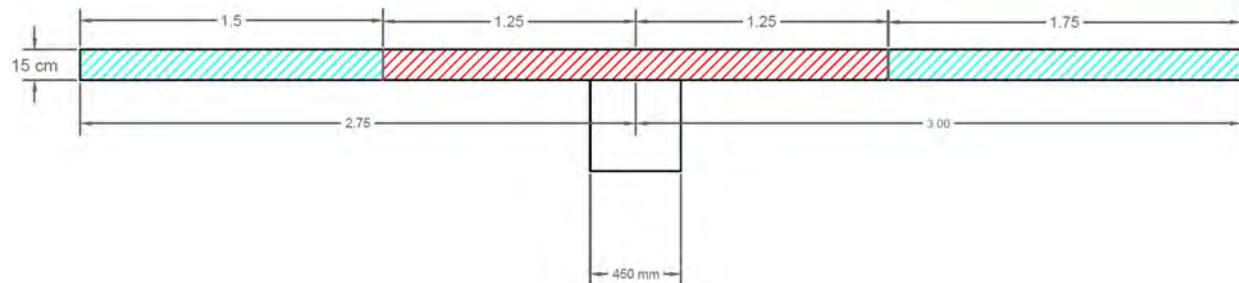
$$L_1 = 5 \text{ m} \quad , \quad L'_2 = 5.5 \text{ m} \quad , \quad L''_2 = 6 \text{ m}$$

پس عرض نوار ستونی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\text{عرض نوار ستونی} = 0.25 \times \min\{L_1, L'_2\} = 0.25 \times \min\{5, 5.5\} = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{عرض نوار ستونی} = 0.25 \times \min\{L_1, L''_2\} = 0.25 \times \min\{5, 6\} = 1.25 \text{ m}$$

دهانه ۲-۳



با توجه به پلان سازه و راستای طراحی مورد نظر:

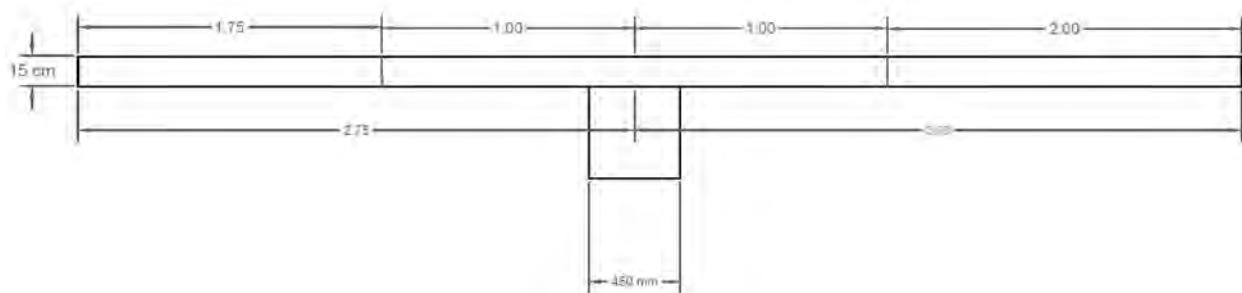
$$L_1=5\text{m} \quad , \quad L'_2=5.5\text{m} \quad , \quad L''_2=6\text{m}$$

پس عرض نوار ستونی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$L'_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L'_2\} = 0.25 \times \min\{5, 5.5\} = 1.25\text{m}$$

$$L''_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L''_2\} = 0.25 \times \min\{5, 6\} = 1.25\text{m}$$

دهانه ۳-۴



با توجه به پلان سازه و راستای طراحی مورد نظر:

$$L_1=4\text{m} \quad , \quad L'_2=5.5\text{m} \quad , \quad L''_2=6\text{m}$$

پس عرض نوار ستونی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$L'_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L'_2\} = 0.25 \times \min\{4, 5.5\} = 1\text{m}$$

$$L''_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L''_2\} = 0.25 \times \min\{4, 6\} = 1\text{m}$$

محاسبه لنگر استاتیکی ضریب دار (M_0)

بر اساس بند 8.10.2.3 از آیین نامه ACI 318-14 ، لنگر استاتیکی ضریب دار از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$M_0 = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8}$$

بنابراین با توجه به این که این لنگر به طول دهانه ما بستگی دارد و در این نوار طراحی اندازه دهانه ها یکسان نیست، مقدار لنگر برای دهانه های 1-2 و 2-3 و 3-4 برابر است با:

$$M_{0(1)} = \frac{1465.8 \times 5.75 \times (5-0.45)^2}{8} = 21.81 \text{ ton.m}$$

$$M_{0(2)} = \frac{1465.8 \times 5.75 \times (5-0.45)^2}{8} = 21.81 \text{ ton.m}$$

$$M_{0(3)} = \frac{1465.8 \times 5.75 \times (4-0.45)^2}{8} = 13.28 \text{ ton.m}$$

تعیین درصد پخش لنگر بین قسمت های بحرانی پانل های نوار طراحی

با استناد به جدول 8.10.4.2 از ACI 318-14 در یک دهانه درصد پخش لنگر برای مقاطع بحرانی به صورت زیر خواهد بود. با توجه به وضعیت دال، ضریب های مورد نظر را انتخاب و استفاده می نماییم.

Table 8.10.4.2—Distribution coefficients for end spans

	Exterior edge unrestrained	Slab with beams between all supports	Slab without beams between interior supports		Exterior edge fully restrained
			Without edge beam	With edge beam	
Interior negative	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Positive	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Exterior negative	0	0.16	0.26	0.30	0.65

تعیین درصد سهم لنگر بین نوار های ستونی و میانی

برای تعیین درصد لنگر منفی داخلی در نوار ستونی از جدول زیر استفاده می کنیم.

Table 8.10.5.1—Portion of interior negative M_u in column strip

$a_{fl}\ell_2/\ell_1$	ℓ_2/ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

پس از محاسبه $a_f \frac{l_1}{l_2}$ و تعیین ضرایب از جدول، این درصد از لنگرها به نوار ستونی و بقیه به نوار میانی می‌رسد.

برای تعیین درصد لنگر منفی خارجی در نوار ستونی از جدول زیر استفاده می‌کنیم.

Table 8.10.5.2—Portion of exterior negative M_u in column strip

$a_f l_2 / l_1$	β_t	ℓ_2 / ℓ_1		
		0.5	1.0	2.0
0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown. β_t is calculated using Eq. (8.10.5.2a), where C is calculated using Eq. (8.10.5.2b).

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s} \quad (8.10.5.2a)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8.10.5.2b)$$

پس از محاسبه $a_f \frac{l_1}{l_2}$ ، باید B_t را محاسبه کنیم و سپس با توجه به این پارامترها ضرایب مربوطه را تعیین نماییم.

برای تعیین درصد لنگر منفی مثبت در وسط دهانه در نوار ستونی از جدول زیر استفاده می‌کنیم.

Table 8.10.5.5—Portion of positive M_u in column strip

$a_f l_2 / l_1$	ℓ_2 / ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.60	0.60	0.60
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

موارد فوق به صورت جداگانه برای هر پانل باید انجام شود.

دهانه 2

برای این دهانه باید $\%M_u^-(int)$ و $\%M_u^+(mid)$ ، $\%M_u^-(ext)$ را بدست آوریم.

محاسبه : a_f

$$a_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}L_2h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{5.75 \times 10^3 \times 150^3} = 2.11 \rightarrow a_f \frac{L_2}{L_1} = 2.11 \times \frac{5.75}{5} => 1 ,$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 1.15$$

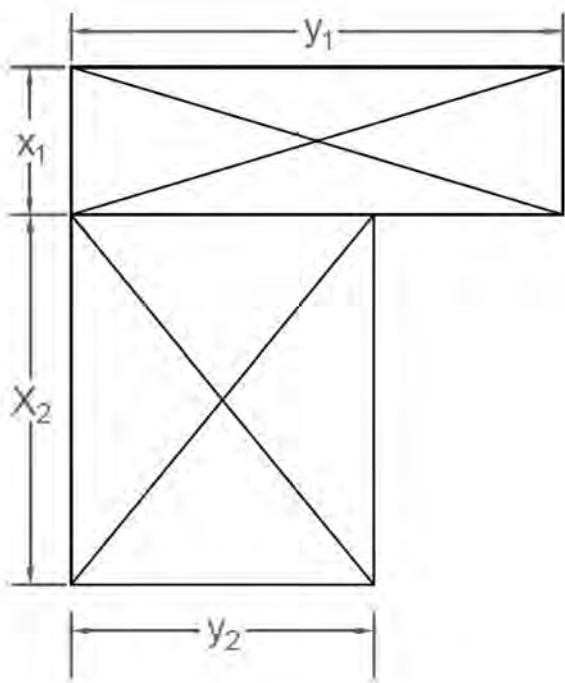
با توجه به مقدار $\frac{L_2}{L_1}$ باید در جدول درون یابی انجام دهیم.

برای محاسبه $M_u^-(ext)$ در ابتدا باید B_t را محاسبه نماییم:

$$B_t = \frac{E_{cb}c}{2E_{cs}I_s} = \frac{c}{2I_s} = \frac{5.29 \times 10^9}{2 \times \frac{5.75 \times 10^3 \times 150^3}{12}} = 1.635$$

محاسبه C:

حالت اول:

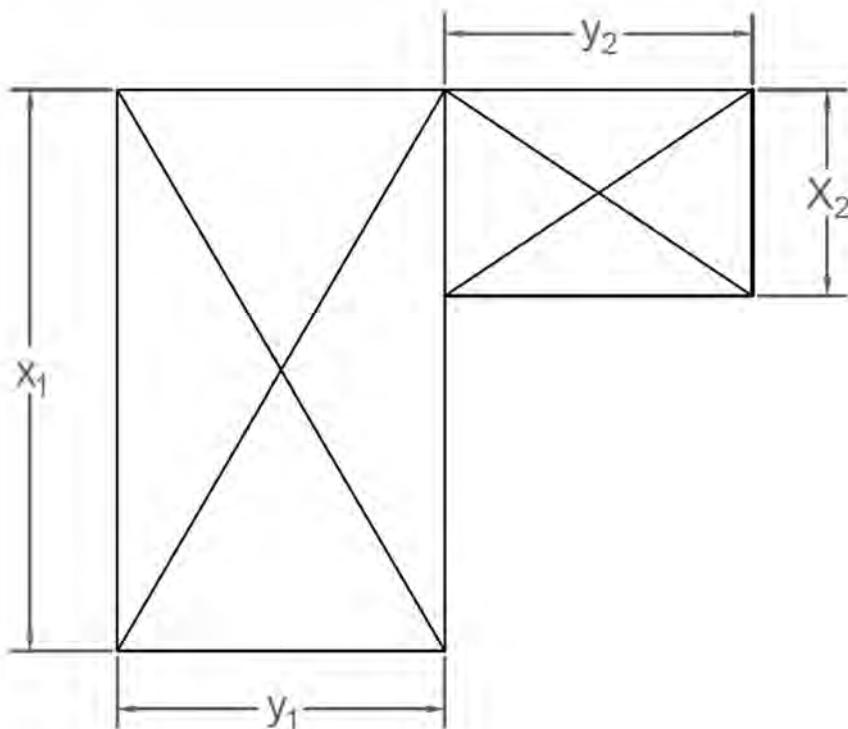


$$x_1 = 150 \text{ mm} ; y_1 = 450 + 300 = 750 \text{ mm}$$

$$x_2 = 450 - 150 = 300 \text{ mm} ; y_2 = 450 \text{ mm}$$

$$C = \left[\left(1 - 0.63 * \frac{150}{750} \right) * \frac{150^3 * 750}{3} \right] + \left[\left(1 - 0.63 * \frac{300}{450} \right) * \frac{300^3 * 450}{3} \right] = 3.09 * 10^9 \text{ mm}^4$$

حالت دوم



$$x_1 = 450 \text{ mm} ; y_1 = 450 \text{ mm}$$

$$x_2 = 125 \text{ mm} ; y_2 = 325 \text{ mm}$$

$$C = \left[\left(1 - 0.63 * \frac{450}{450} \right) * \frac{450^3 * 450}{3} \right] + \left[\left(1 - 0.63 * \frac{150}{300} \right) * \frac{150^3 * 300}{3} \right] = 5.29 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\%M_u^-(int) = 0.663 = 66.3\% \quad (8.10.5.1)$$

$$\%M_u^+(mid) = 0.663 = 66.3\% \quad (8.10.5.5)$$

$$\%M_u^-(ext) = 0.885 = 88.5\% \quad (8.10.5.2)$$

دهانه 2-3

: α_f محاسبه

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}L_2h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{5.75 \times 10^3 \times 150^3} = 2.11 \quad \rightarrow \quad \alpha_f \frac{L_2}{L_1} = 2.11 \times \frac{5.75}{5} > 1 \quad ,$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 1.15$$

در نهایت درصد لنگر ها به صورت زیر بدست می آید:

$$\%M_u^-(int) = 0.663 = 66.3\% \quad (8.10.5.1)$$

$$\%M_u^+(mid) = 0.663 = 66.3\% \quad (8.10.5.5)$$

$$\%M_u^-(ext) = 0.885 = 88.5\% \quad (8.10.5.2)$$

3-4 دهانهمحاسبه : α_f

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{\frac{1}{12} b h^3}{\frac{1}{12} L_2 h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{5.75 \times 10^3 \times 150^3} = 2.11 \rightarrow \alpha_f \frac{L_2}{L_1} = 2.11 \times \frac{5.75}{4} > 1 ,$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 1.44$$

با توجه به مقدار $\frac{L_2}{L_1}$ باید در جدول درون یابی انجام دهیم.

$$B_t = \frac{E_{cb} c}{2 E_{cs} I_s} = \frac{c}{2 I_s} = \frac{5.29 \times 10^9}{2 \times \frac{5.75 \times 10^3 \times 150^3}{12}} = 1.635$$

در نهایت درصد لنگر ها به صورت زیر بدست می آید:

$$\% M_u^- (\text{int}) = 0.541 = 54.1\% \quad (8.10.5.1)$$

$$\% M_u^+ (\text{mid}) = 0.541 = 54.1\% \quad (8.10.5.5)$$

$$\% M_u^- (\text{ext}) = 0.841 = 84.1\% \quad (8.10.5.2)$$

سهم تیر های میانی از لنگر نوار ستونی

با توجه به این که در تمام دهانه ها $\alpha_f \frac{L_2}{L_1} > 1$ باشد، پس با استناد به جدول 8.10.5.7.1 از ACI 318-14 ، 85 درصد از لنگر های ستونی سهم تیر می باشد.

Table 8.10.5.7.1—Portion of column strip M_u in beams

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	Distribution coefficient
0	0
≥ 1.0	0.85

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

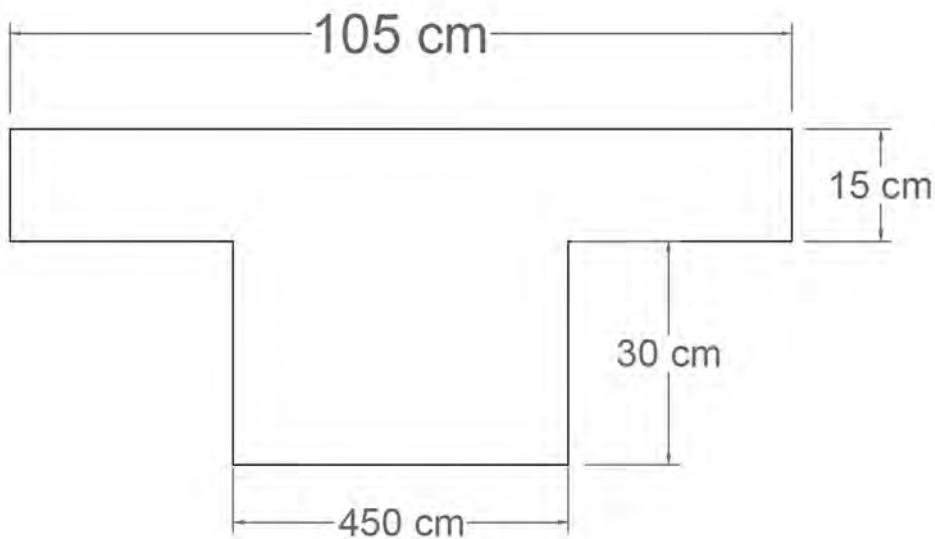
خلاصه لنگر های وارد به هر ناحیه از دهانه طراحی

	Width of Column Strip (m)								
	2.5			2.5			2		
	0.16	0.57	0.7	0.65	0.35	0.65	0.7	0.57	0.16
Moment Coef.	0.16	0.57	0.7	0.65	0.35	0.65	0.7	0.57	0.16
ACI Code	8.10.4.2			8.10.4.1			8.10.4.2		
Moment (ton-m)	3.49	12.43	15.27	14.18	7.63	14.18	9.3	7.57	2.12
Column Strip Coef. (moments*0.15)	0.885	0.663	0.663	0.663	0.663	0.663	0.541	0.541	0.841
ACI Code	8.10.5.2	8.10.5.5	8.10.5.1	8.10.5.1	8.10.5.5	8.10.5.1	8.10.5.1	8.10.5.5	8.10.5.2
Column Strip Moment after beam reduction (ton-m)	0.27	0.62	0.75	1.41	0.76	1.41	1.52	1.24	0.77
Column Strip Moment (ton-m/m)	0.282	0.85	1.05	0.49	0.265	0.49	1.014	0.824	0.46
Mid Strip Coef.	0.16	0.46	0.46	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.115
Mid Strip Moment (ton-m)	0.55	5.7	7.01	4.78	2.57	4.78	3.13	2.55	0.67
Mid Strip Moment (ton-m/m)	0.222	2.282	2.803	1.911	1.028	1.911	1.567	1.273	0.34
Moment in Beam Coef.	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
ACI Code	8.10.5.7.1			8.10.5.7.1			8.10.5.7.1		
Moment in Beam (ton-m)	2.96	10.57	12.98	12.05	6.49	12.05	7.9	6.42	1.8

آرماتور گذاری نوار طراحی

برای آرماتور گذاری دال، ابتدا برای یک متر طول از دال، محاسبه می کنیم که اگر از آرماتور حداقل استفاده کنیم توانایی تحمل چه مقدار لنگر را خواهد داشت. سپس این مقدار را با مقدار لنگر در واحد طول وارد به بخش های مختلف نوار طراحی مقایسه می کنیم. در صورتی که مقدار لنگر وارد بر دال در آن ناحیه کمتر از مقدار لنگر قابل تحمل باشد، این مقدار آرماتور برای ناحیه لنگر وارد بر دال در آن ناحیه کافیست و در صورتی که مقدار لنگر وارد بر دال بیشتر از مقدار لنگر قابل تحمل باشد، آن ناحیه نیاز به تقویت خواهد داشت. در واقع می توان گفت این آرماتور گذاری حداقل را آرماتور گذاری کلی می گوییم. این شبکه به صورت یک شبکه در بالا و یک شبکه در پایین می باشد که در تمام نواحی دال پخش می شود. آرماتور گذاری را به گونه ای در نظر می گیریم که تنوع آرماتور ها پایین باشد تا در اجرا احتمال خطأ پایین بیايد.

در مورد وجود تیر های میانی، مطابق با بند 8.4.1.8 از آیین نامه ACI 318-19 در ناحیه هایی که تیر و دال با هم وجود دارند، بخش هایی از دال نیز به کمک تیر می آیند و با یکدیگر مقطعی T شکل مطابق با شکل زیر تشکیل می دهند:



تعیین آرماتور حداقل برای یک متر طول از دال:

$$b=1000\text{mm} \quad h=150\text{mm} \quad d=118\text{mm} \quad d'=12\text{mm}$$

$$A_s\text{min}=0.0018bh=0.0018\times1000\times150=270 \text{ mm}^2$$

$$m=\frac{f_y}{0.85f_c}=\frac{420}{0.85\times32}=15.44$$

$$\rho=\frac{A_s}{bd}=\frac{270}{1000\times118}=0.00228$$

$$M_n=bd^2\rho f_y(1-0.5m\rho)=1.31 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varphi M_n=1.18 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}}$$

USE:3φ12@300mm

پس یک متر طول از دال در صورت استفاده از این مقدار از آرماتور می تواند این مقدار از لنگر را تحمل کند. در واقع آرماتور گذاری کلی ما φ12@300mm می باشد. اما با مقایسه این مقدار لنگر قابل تحمل با مقادیر جدول به این نتیجه می رسیم که قسمت های زیادی از دال در صورت استفاده از این آرماتور گذاری نیاز به تقویت دارد که این موضوع نقشه را پیچیده و اجرای آن را مشکل می سازد. پس بهتر است آرماتور گذاری کلی را مقداری بیشتر از آرماتور گذاری حداقل در نظر بگیریم. این امر با کاهش فاصله بین آرماتور ها میسر می شود.

آرماتور گذاری کلی را به صورت زیر در نظر می گیریم:

USE:φ14@200mm

در صورتی که آرماتور گذاری به این صورت باشد، تعداد آرماتور ها در یک متر طول برابر با 5 می باشد.

USE:φ14@200mm

$$A_s = 5 \times \frac{\pi d^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 769.3 \text{ mm}^2$$

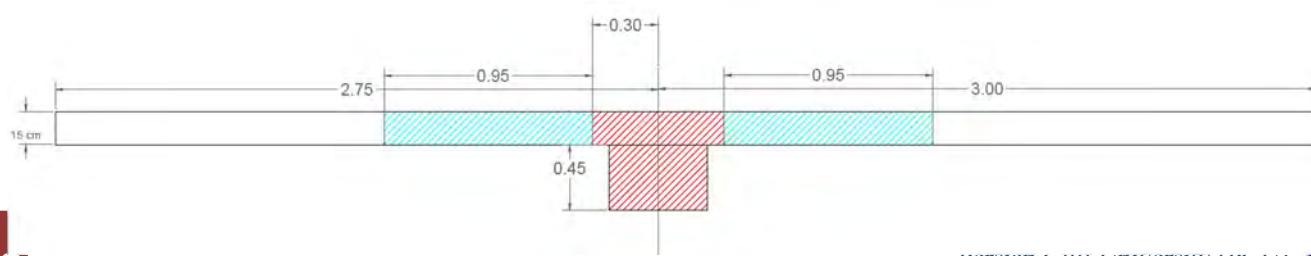
$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{565}{1000 \times 118} = 0.0065 \quad , \quad m = 15.44$$

$$M_n = bd^2 \rho f_y (1 - 0.5m\rho) = 3.61 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varphi M_n = 3.25 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}}$$

در صورتی که آرماتور گذاری کلی را به این صورت در نظر بگیریم، با مقایسه نتایج بدست آمده با مقادیر جدول، به این نتیجه می رسیم که مقدار لنگر در واحد طول تمام بخش ها از لنگری که دال توانایی تحمل آن را دارد کمتر است و نیازی به تقویت هیچ کدام از مقاطع نوار طراحی نیست و می توان همین آرماتور گذاری را برای دال در نظر گرفت. سپس بخش های مختلف هر دهانه را آرماتور گذاری می نماییم.

برای مثال دهانه 1-2:

نواحی نشان داده شده نیاز به آرماتور گذاری دارند. در هر بخش با توجه به عرض آن تعداد آرماتور مناسب قرار می گیرد. البته در قسمت بال های تیر نیز آرماتور های شبکه دال قرار می گیرد، اما در عمل به تیر در تحمل بار کمک می نماید.



کنترل برش در دال و طراحی دال بر اساس برش

برای کنترل برش در دال، دو نوع برش باید کنترل شود: ۱- برش یک طرفه ۲- برش دو طرفه (برش پانچ)

با استناد به جدول 8.10.8.1 از ACI 318-14:

Table 8.10.8.1—Portion of shear resisted by beam

$a_{f1}\ell_2/\ell_1$	Distribution coefficient
0	0
≥ 1.0	1.0

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

با توجه به این موضوع که برای تمام دهانه ها در نوار طراحی، $a_{f1} \frac{L_2}{L_1} > 1$ می باشد، پس تمام نیروی برشی تیرها جذب می شوند و به ستون ها انتقال می یابند. پس نیازی به کنترل برشی دال وجود ندارد. اما نکته ای که باید به آن دقت شود، این است که مقدار برش یک طرفه با توجه به روش پیشنهادی آیین نامه باید محاسبه گردد و مقدار بدست آمده به عنوان نیروی برشی به دال وارد گردد. اما به دلیل وجود تیرها نیازی به محاسبه برش پانچ نیست.

محاسبه برش وارد بر تیر های میانی توسط دال ها

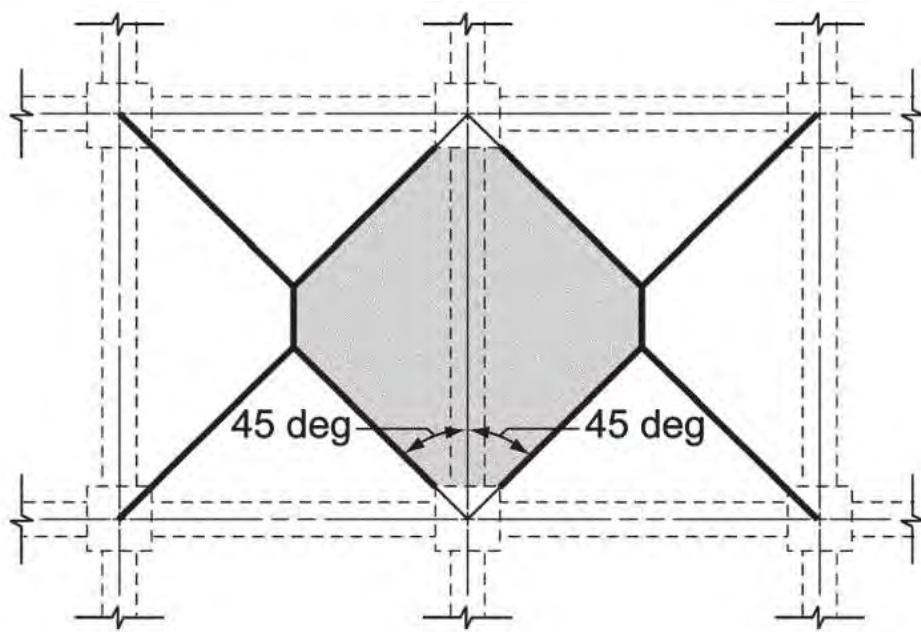


Fig. 8.10.8.1—Tributary area for shear on an interior beam.

محاسبه سطح بارگیر تیر ها:

$$A_T(B1) = 12.55 \text{ m}^2$$

$$A_T(B2) = 12.55 \text{ m}^2$$

$$A_T(B3) = 7.86 \text{ m}^2$$

سپس برش های وارد بر تیر ها را محاسبه می نماییم:

$$V_u(B1) = q_u A_T = 1465.8 \times 12.55 = 18.40 \text{ ton}$$

$$V_u(B2) = q_u A_T = 1465.8 \times 12.55 = 18.40 \text{ ton}$$

$$V_u(B3) = q_u A_T = 1465.8 \times 7.86 = 11.52 \text{ ton}$$

طراحی تیر ها

طراحی تیر ۱

با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند.
پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 6.3.2.1 از ACI 318-19:

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

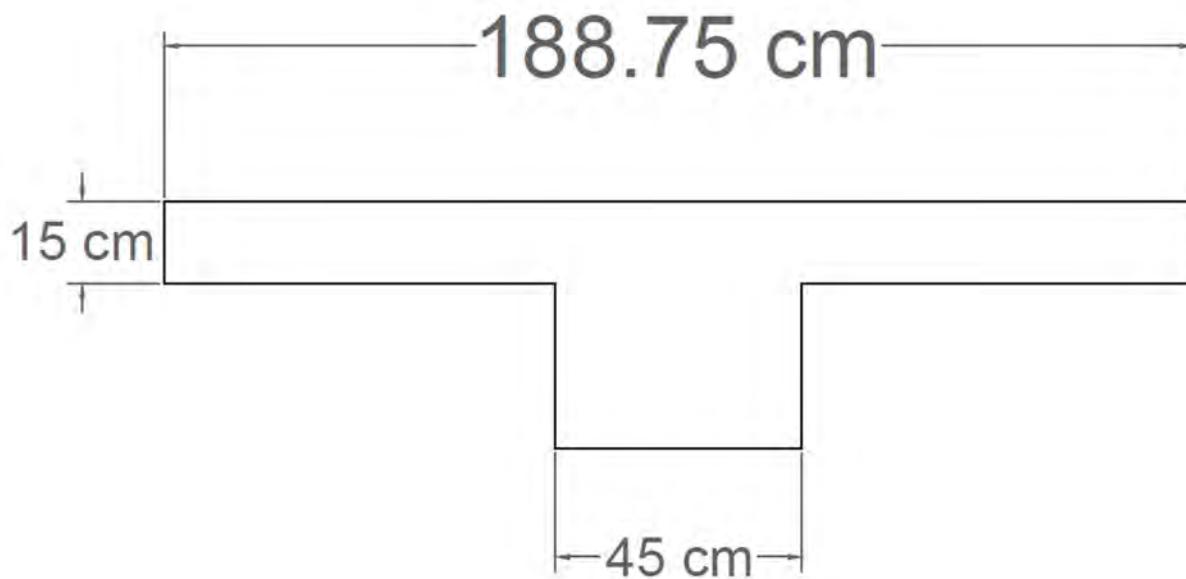
Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h_f$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
One side of web	Least of:	$6h_f$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

$$b_e = b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 450 + \left(\frac{5750}{4} \right) = 1887.5 \text{ mm} \leftarrow$$

$$b_e = b_w + 2(8h_f) = 450 + (16 \times 150) = 2850 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2 \left(\frac{s_w}{2} \right) = 450 + (5750) = 6200 \text{ mm}$$

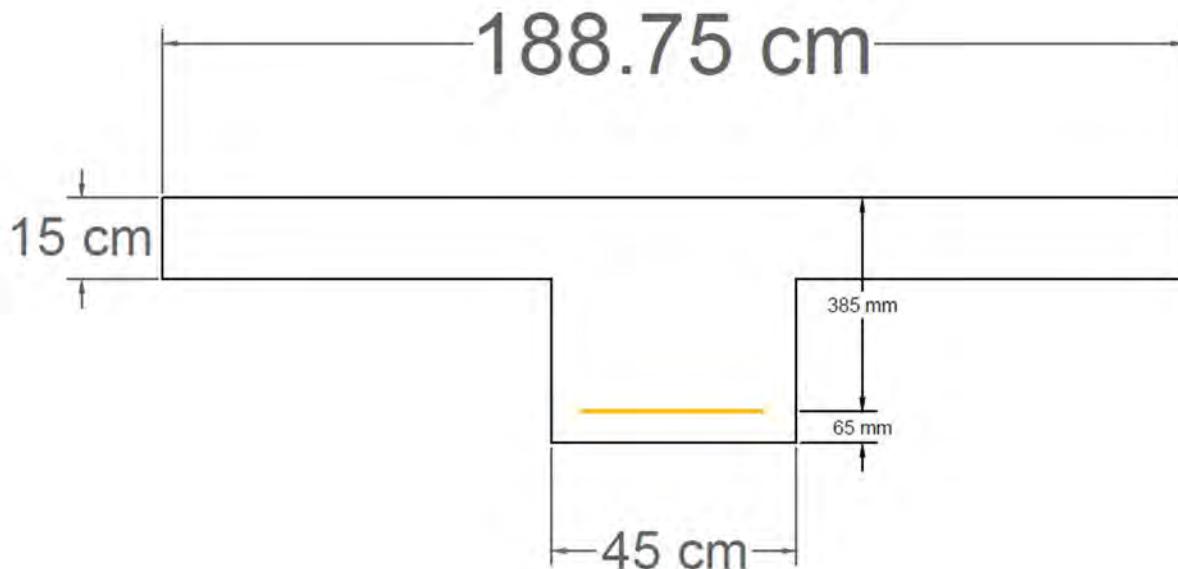
بنابراین مقطع تیر به صورت زیر خواهد بود:



- طراحی تحت لنگر مثبت (وسط دهانه)

$$M_u^+(mid) = 105.7 \text{ KN.m}$$

برای محاسبه مقدار آرماتور مورد نیاز در ابتدا مطابق با شکل زیر عمل می کنیم:



با توجه به شکل بالا:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2} \right)$ را برابر با $0.95d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{105.7 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.95 \times 385} \rightarrow A_s = 764.54$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} \rightarrow a = \frac{764.54 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1887.5} \rightarrow a = 6.25 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{105.7 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (385 - 6.25/2)} \rightarrow A_s = 732.25 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ20 at Bottom

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 942 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{942 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1887.5} \rightarrow a = 7.71 \text{ mm}$$

با توجه به این که $a < h_f = 8.39 \text{ mm}$ پس می توان نتیجه گرفت که تنش فشاری در ناحیه بال می

ماند و به جان نمی رسد، پس ما مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی طراحی می نماییم.

هم چنین باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.39}{0.85} \rightarrow c = 9.1 \text{ mm}$$

مقدار β_1 مطابق با جدول 22.2.2.4.3 به صورت زیر بدست می آید:

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$c_{tel} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tel} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tel} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 942 \times 420 \times \left(385 - \frac{7.71}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 135.72 \text{ m} \geq M_u = 105.7 \text{ KN.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u(\text{int}) = 129.8 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{129.8 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.9 \times 385} \rightarrow A_s = 891.91 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \sqrt{\frac{f_c}{4f_y}}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} \rightarrow a = \frac{1040.56 \times 420}{0.85 \times 32 \times 450} \rightarrow a = 30.60 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{129.8 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (385 - 30.60)} \rightarrow A_s = 928.82 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:4φ20 at Top

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 1256 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{1256 \times 420}{0.85 \times 32 \times 450} \rightarrow a = 43.1 \text{ mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46.91}{0.85} \rightarrow c = 50.7 \text{ mm}$$

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\begin{aligned} \varphi M_n &= \varphi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1256 \times 420 \times \left(385 - \frac{43.1}{2} \right) \\ \varphi M_n &= 172.55 \text{ KN.m} \geq M_u = 129.8 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول 22.5.5.1 از ACI 318-19
مطابق با جدول 19.2.4.1 ، $\lambda=1$ می باشد.

$$V_c = 0.17\lambda \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.61 \text{ KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می کنیم:

$$q_u = \frac{184}{5} = 36.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \rightarrow V_u = q_u \left(\frac{L_1}{2} - d \right) = 36.8 \times \left(\frac{5000}{2} - 385 \right) = 77.83 \text{ KN}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{نیاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow$$

$$\frac{77.83}{0.75} = 103.77 \text{ KN} > \frac{166.61}{2} = 83.3 \text{ KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی داریم.

۲- بررسی ابعاد مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow 103.78 \text{ KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{ KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی

بر اساس عمق حداقل

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s		Maximum s , mm			
		Non prestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 103.78 - 166.61 = -62.83 \text{ KN}$$

$$V_s = -62.83 \text{ KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.42$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$S_{\max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{ mm}, 600 \text{ mm} \right\} = 192.5 \text{ mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{28 \times 450 \times 385} = 490.02 \text{ KN} > 103.78 \text{ KN}$$

پس 192.5mm را می پذیریم.

بر اساس آرماتور حداقل:

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Non prestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \left\{ 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \right\}$$

با استناد به جدول 9.6.4.3، با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود، مقدار $f_{yt}=340\text{MPa}$ را در نظر گرفته ایم.

محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\varphi=10$:

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157\text{mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{\max} = \frac{A_V f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340 \text{ mm}$$

بر اساس برش

$$S \leq \frac{A_V f_{yt} d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \rightarrow S \leq \frac{157 \times 340 \times 385}{62.83} = 327.1 \text{ mm}$$

پس در نهایت :

USE:φ10@180mm

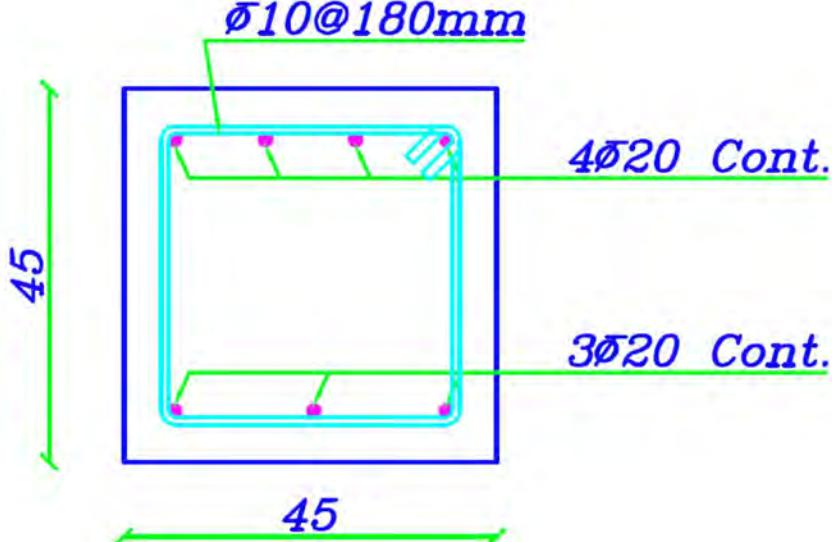
در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h=90\text{cm}=900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه، فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100 \text{ mm}, 8\phi_L = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}, 24\phi_t = 240 \text{ mm}, 300 \text{ mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE:φ10@100mm

ترسیم مقطع تیر:



طراحی تیر ۲

با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند.
پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 6.3.2.1 ACI318-19:

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

$$b_e = b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 450 + \left(\frac{5750}{4} \right) = 1887.5 \text{ mm}$$

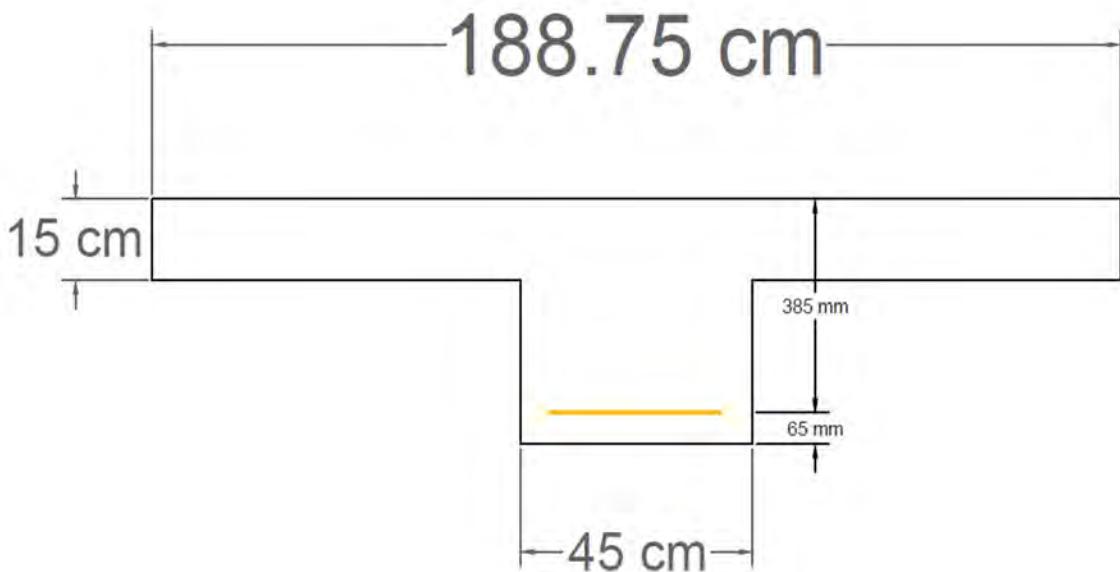
$$b_e = b_w + 2(8h_f) = 450 + (16 \times 150) = 2850 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2 \left(\frac{s_w}{2} \right) = 450 + (5750) = 6200 \text{ mm}$$

- طراحی تحت لنگر مثبت (وسط دهانه)

$$M_u^+ (\text{mid}) = 64.9 \text{ KN.m}$$

برای محاسبه مقدار آرماتور مورد نیاز در ابتدا مطابق با شکل زیر عمل می کنیم:



با توجه به شکل بالا:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2} \right)$ را برابر با $0.95d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{64.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.95 \times 385} \rightarrow A_s = 445.96 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \rightarrow a = \frac{577.5 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1887.5} \rightarrow a = 4.72 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{64.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (385 - 3.75)} \rightarrow A_s = 488.71 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ18 at Bottom

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 763.02 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{763.02 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1887.5} \rightarrow a = 6.24 \text{ mm}$$

با توجه به این که $a < h_f$ پس می توان نتیجه گرفت که تنش فشاری در ناحیه بال می ماند و به جان نمی رسد، پس ما مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی طراحی می نماییم.

هم چنین باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.79}{0.85} \rightarrow c = 7.34 \text{ mm}$$

مقدار β_1 مطابق با جدول 22.2.4.3 به صورت زیر بدست می آید:

Table 22.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\varphi M_n = \varphi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 763.02 \times 420 \times \left(385 - \frac{6.79}{2} \right)$$

$$\varphi M_n = 110.14 \text{ m} \geq M_u = 64.9 \text{ KN.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u(\text{int}) = 120.5 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\varphi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\varphi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d=h-65=450-65=385\text{mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi=0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d-\frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{120.5 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.9 \times 385} \rightarrow A_s = 828\text{mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5\text{mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c} \rightarrow a = \frac{828 \times 420}{0.85 \times 32 \times 450} \rightarrow a = 28.41\text{mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{120.5 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (385 - 28.41/2)} \rightarrow A_s = 893.98\text{mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:4φ18 at Top

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 1017.36\text{mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می‌آوریم:

$$a = \frac{1256 \times 420}{0.85 \times 32 \times 450} \rightarrow a = 43.1\text{mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46.91}{0.85} \rightarrow c = 50.7\text{mm}$$

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37\text{mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می‌باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می‌نماییم:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1256 \times 420 \times \left(385 - \frac{50.7}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 172.55\text{KN.m} \geq M_u = 120.5\text{KN.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می‌باشد.

- طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول 22.5.5.1 از ACI 318-19

مطابق با جدول 19.2.4.1 ، $\lambda=1$ می‌باشد.

$$V_c = 0.17\lambda \sqrt{f_c b_w d} \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.6\text{KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می‌کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می‌کنیم:

$$q_u = \frac{184}{5} = 36.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \rightarrow V_u = q_u \left(\frac{L_1}{2} - d \right) = 36.8 \times \left(\frac{5000}{2} - 385 \right) = 77.83\text{KN}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{نیاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow$$

$$\frac{77.83}{0.75} = 103.77\text{KN} > \frac{166.6}{2} = 83.3\text{KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی داریم.

۲- بررسی ابعاد مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow 103.78 \text{KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی بر اساس عمق تیر

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s	Lesser of:	Maximum s , mm			
		Nonprestressed beam	Prestressed beam	Along length	Across width
$\leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$		$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
			600		
$> 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
			300		

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 103.78 - 166.6 = -62.83 \text{KN}$$

$$V_s = -62.83 \text{KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.42$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$S_{\max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{mm}, 600 \text{mm} \right\} = 192.5 \text{mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 490.2 \text{KN} > 103.78 \text{KN}$$

پس را می پذیریم.

بر اساس آرماتور برشی حداقل

با استناد به جدول 9.6.4.3

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \left\{ 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \right\}$$

- ✓ با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود ، مقدار $f_{yt}=340\text{MPa}$ را در نظر گرفته ایم.
- ✓ محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\varphi=10$

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157\text{mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{\max} = \frac{A_v f_y t}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340 \text{ mm}$$

Based on shear:

$$S \leq \frac{A_v f_y t d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \rightarrow S \leq \frac{157 \times 340 \times 385}{62.83} = 327.09 \text{ mm}$$

پس در نهایت:

USE: $\phi 10 @ 180 \text{ mm}$

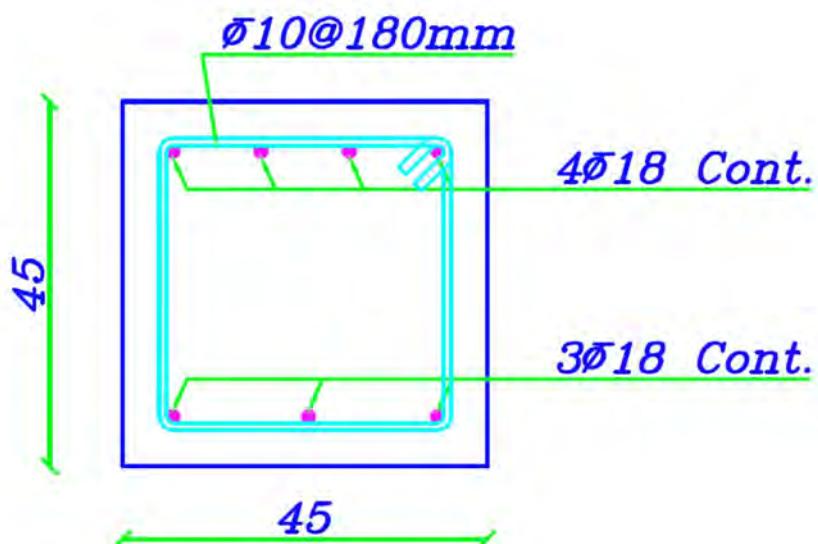
در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h = 90\text{cm} = 900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه، فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100 \text{ mm}, 8\phi_L = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}, 24\phi_t = 240 \text{ mm}, 300 \text{ mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE: $\phi 10 @ 100 \text{ mm}$

ترسیم مقطع تیر:



طراحی تیر ۳

با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند.

پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 1.6.3.2.1 از ACI 318-19

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	8h
		s_w/2
		l_n/8
One side of web	Least of:	6h
		s_w/2
		l_n/12

$$b_e = b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 450 + \left(\frac{3550}{4} \right) = 1337.5 \text{ mm} \leftarrow$$

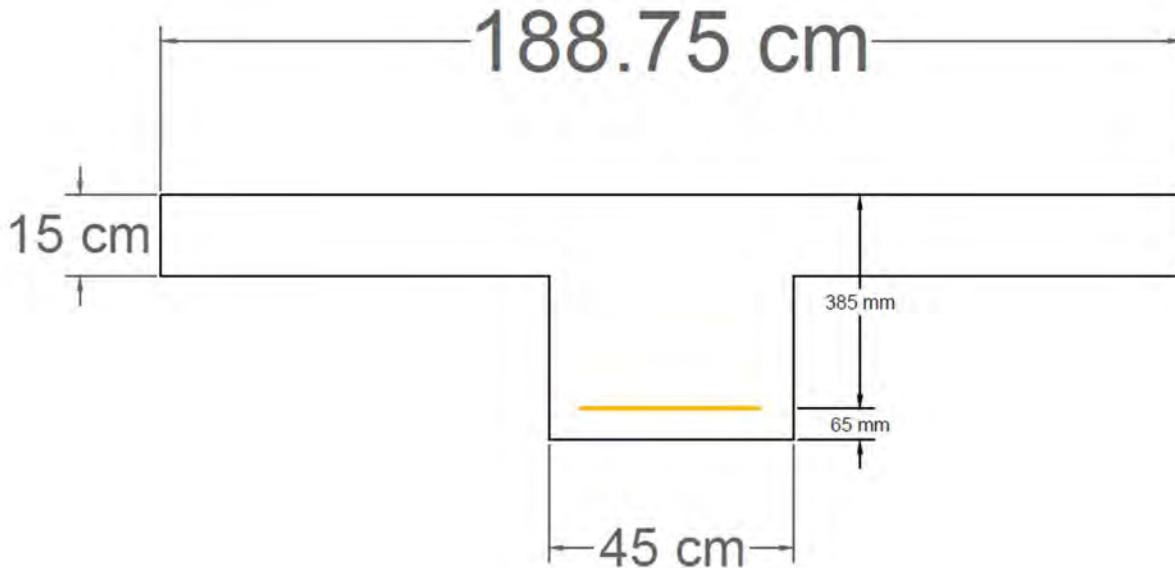
$$b_e = b_w + 2(8h_f) = 450 + (16 \times 150) = 2850 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2 \left(\frac{s_w}{2} \right) = 450 + (5750) = 6200 \text{ mm}$$

- طراحی تحت لنگر مثبت (وسط دهانه)

$$M_u^+ (\text{mid}) = 64.2 \text{ KN.m}$$

برای محاسبه مقدار آرماتور مورد نیاز در ابتدا مطابق با شکل زیر عمل می کنیم:



با توجه به شکل بالا:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.95d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{64.2 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.95 \times 385} \rightarrow A_s = 441.15 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \rightarrow a = \frac{577.5 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1337.5} \rightarrow a = 6.67 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{64.2 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times (385 - 6.67/2)} \rightarrow A_s = 445 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ16 at Bottom

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 602.88 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{602.88 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1337.5} \rightarrow a = 6.96 \text{ mm}$$

با توجه به این که $a < h_f$ پس می توان نتیجه گرفت که تنش فشاری در ناحیه بال می ماند و به جان نمی رسد، پس ما مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی طراحی می نماییم.

هم چنین باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.96}{0.85} \rightarrow c = 8.19 \text{ mm}$$

مقدار β_1 مطابق با جدول 22.2.4.3 به صورت زیر بدست می آید:

Table 22.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c \leq 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$c_{tc} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tc} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tc} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\varphi M_n = \varphi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 602.88 \times 420 \times \left(385 - \frac{6.96}{2} \right)$$

$$\varphi M_n = 86.94 \text{ m} \geq M_u = 62.4 \text{ KN.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u(\text{int}) = 79 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\varphi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\varphi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d=h-65=450-65=385\text{mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi=0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d-\frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{79 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.9 \times 385} \rightarrow A_s = 542.84\text{mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5\text{mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \rightarrow a = \frac{542.84 \times 420}{0.85 \times 32 \times 450} \rightarrow a = 18.63\text{mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{79 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.9 \times (385 - 18.63/2)} \rightarrow A_s = 556.3\text{mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:4φ16 at Top

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 803.84\text{mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{803.84 \times 420}{0.85 \times 32 \times 450} \rightarrow a = 27.58 \text{ mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27.58}{0.85} \rightarrow c = 32.45 \text{ mm}$$

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 803.84 \times 420 \times \left(385 - \frac{27.58}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 112.79 \text{ KN.m} \geq M_u = 79 \text{ KN.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول ۲۲.۵.۵.۱ از ACI 318-19

مطابق با جدول ۱۹.۲.۴.۱ ، $\lambda = 1$ می باشد.

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f_c b_w d} \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.6 \text{ KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می کنیم:

$$q_u = \frac{115.2}{4} = 28.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \rightarrow V_u = q_u \left(\frac{L_1}{2} - d \right) = 28.8 \times \left(\frac{4000}{2} - 385 \right) = 46.51 \text{ KN}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{نیاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow$$

$$\frac{46.51}{0.75} = 62.016 \text{ KN} < \frac{166.6}{2} = 83.3 \text{ KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی نداریم.

۲- بررسی ابعاد مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow 62.016 \text{KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی

بر اساس عمق تیر

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s	Maximum s , mm			
	Non prestressed beam		Prestressed beam	
	Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$
		600		
$> 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$
		300		

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 62.01 - 166.6 = -104.6 \text{KN}$$

$$V_s = 93.784 \text{KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.42$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$S_{\max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{mm}, 600 \text{mm} \right\} = 192.5 \text{mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 490.02 \text{KN} > 62.01 \text{KN}$$

پس 192.5mm را می پذیریم.

بر اساس آرماتور برشی حداقل

با استناد به جدول 9.6.4.3

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \begin{cases} 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \end{cases} = 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

✓ با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود ،
مقدار $f_{yt}=340\text{MPa}$ را در نظر گرفته ایم.

✓ محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\phi=10$

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157\text{mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{max} = \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340\text{mm}$$

بر اساس برش

$$S \leq \frac{A_v f_y t d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \rightarrow S \leq \frac{157 \times 340 \times 385}{104.6} = 196.48 \text{ mm}$$

پس در نهایت:

USE: $\phi 10 @ 180 \text{ mm}$

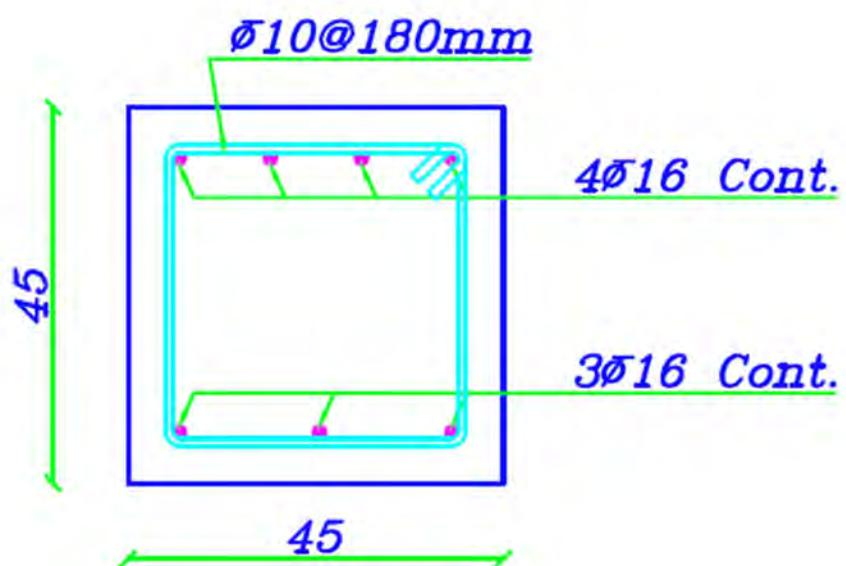
در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h = 90\text{cm} = 900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه، فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100\text{mm}, 8\phi_L = 8 \times 22 = 176\text{mm}, 24\phi_t = 240\text{mm}, 300\text{mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE: $\phi 10 @ 100 \text{ mm}$

ترسیم مقطع تیر:

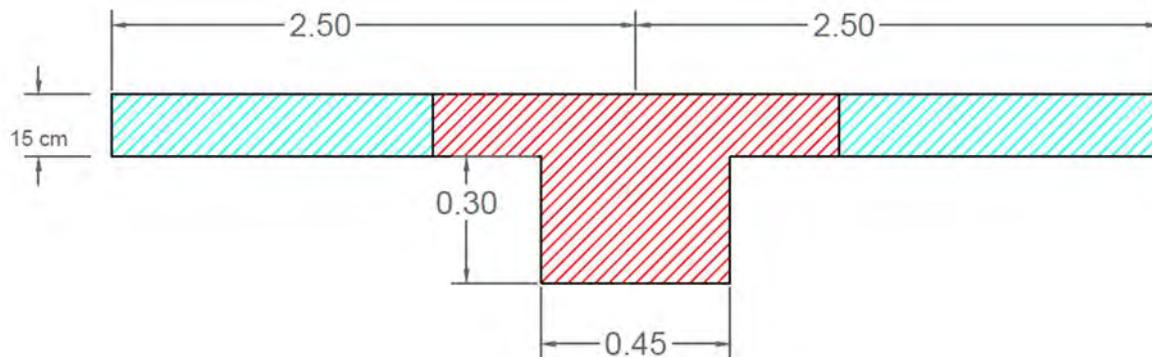


طراحی نوار شرقی غربی

تعیین نوار ستونی و میانی برای نوار طراحی شرقی - غربی
می دانیم برای محاسبه نوار ستونی باید به صورت زیر عمل کرد:

$$\text{عرض نوار ستونی} = 0.25 \times \min\{L_1, L_2\}$$

دهانه ی A-B



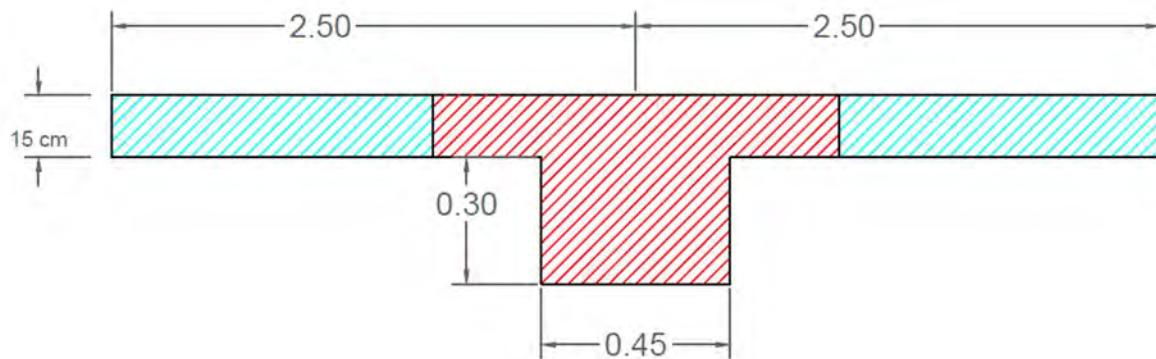
با توجه به پلان سازه و راستای طراحی مورد نظر:

$$L_1 = 5.5 \text{m} \quad , \quad L'_2 = 5 \text{m} \quad , \quad L''_2 = 5 \text{m}$$

پس عرض نوار ستونی به صورت زیر بدست می آید:

$$\text{عرض نوار ستونی} = 0.25 \times \min\{L_1, L'_2\} = 0.25 \times \min\{5.5, 5\} = 1.25 \text{m}$$

$$\text{عرض نوار ستونی} = 0.25 \times \min\{L_1, L''_2\} = 0.25 \times \min\{5.5, 5\} = 1.25 \text{m}$$

B-C دهانه ی

با توجه به پلان سازه و راستای طراحی مورد نظر:

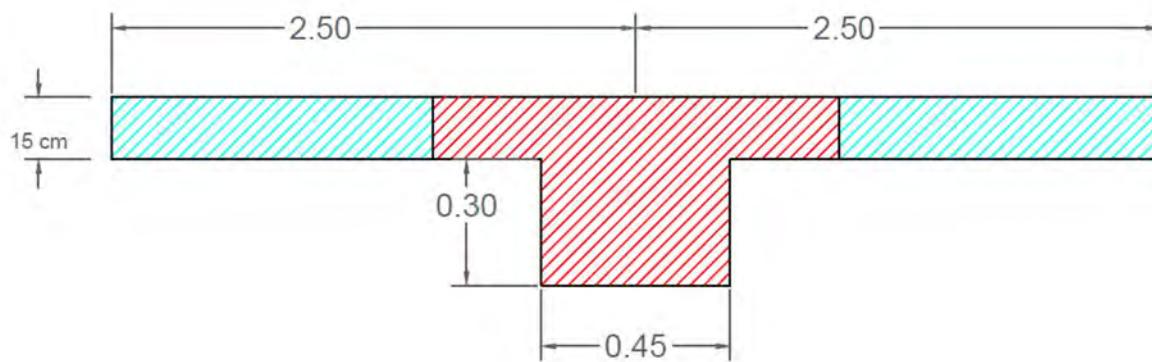
$$L_1 = 6\text{m} \quad , \quad L'_2 = 5\text{m} \quad , \quad L''_2 = 5\text{m}$$

پس عرض نوار ستونی به صورت زیر بدست می آید:

$$L'_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L'_2\} = 0.25 \times \min\{6, 5\} = 1.25\text{m}$$

$$L''_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L''_2\} = 0.25 \times \min\{6, 5\} = 1.25\text{m}$$

دهانه ی C-D



با توجه به پلان سازه و راستای طراحی مورد نظر:

$$L_1 = 5.5\text{m} \quad , \quad L'_2 = 5\text{m} \quad , \quad L''_2 = 5\text{m}$$

پس عرض نوار ستونی به صورت زیر بدست می آید:

$$L'_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L'_2\} = 0.25 \times \min\{5.5, 5\} = 1.25\text{m}$$

$$L''_2 = 0.25 \times \min\{L_1, L''_2\} = 0.25 \times \min\{5.5, 5\} = 1.25\text{m}$$

محاسبه لنگر استاتیکی ضریب دار (M_0)

بر اساس بند 8.10.2.3 از آیین نامه ACI 318-14 ، لنگر استاتیکی ضریب دار از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$M_0 = \frac{q_u l_2 l_n}{8}$$

بنابراین با توجه به این که این لنگر به طول دهانه ما بستگی دارد و در این نوار طراحی اندازه دهانه ها یکسان نیست، مقدار لنگر برای دهانه های نوار طراحی برابر است با:

$$M_{0(1)} = \frac{1465.8 \times 5 \times (5.5 - 0.45)^2}{8} = 23.36 \text{ ton.m}$$

$$M_{0(2)} = \frac{1465.8 \times 5 \times (6 - 0.45)^2}{8} = 28.22 \text{ ton.m}$$

$$M_{0(3)} = \frac{1465.8 \times 5 \times (5.5 - 0.45)^2}{8} + 6.93 * 1465.8 = 33.52 \text{ ton.m}$$

تعیین درصد پخش لنگر بین قسمت های بحرانی پانل های نوار طراحی

A-B دهانه

برای این دهانه باید $\%M_u^-(int)$ و $\%M_u^+(mid)$ ، $\%M_u^-(ext)$ را بدست آوریم.

محاسبه: a_f

$$a_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{\frac{1}{12} b h^3}{\frac{1}{12} L_2 h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{5 \times 10^3 \times 150^3} = 2.43 \rightarrow a_f \frac{L_2}{L_1} = 2.43 \times \frac{5}{5.5} = 2.21 > 1 ,$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.9$$

نکته: با توجه به مقدار $\frac{L_2}{L_1}$ باید در جدول درون یابی انجام دهیم.

برای محاسبه $M_u^-(ext)$ در ابتدا باید B_t را محاسبه نماییم:

$$B_t = \frac{E_{cb}c}{2E_{cs}I_s} = \frac{c}{2I_s} = \frac{0.00528}{2 \times \frac{5 \times 0.15^3}{12}} = 1.88$$

محاسبه c :

حالت ۱:

$$C = \left(1 - 0.63 \times \frac{0.45}{0.45}\right) \left(\frac{0.45^3 \times 0.45}{3}\right) + \left(1 - 0.63 \times \frac{0.15}{0.30}\right) \left(\frac{0.15^3 \times 0.30}{3}\right)$$

$$C = 0.00528 \text{ m}^3$$

حالت ۲:

$$C = \left(1 - 0.63 \times \frac{0.3}{0.45}\right) \left(\frac{0.3^3 \times 0.45}{3}\right) + \left(1 - 0.63 \times \frac{0.15}{0.75}\right) \left(\frac{0.15^3 \times 0.75}{3}\right)$$

$$C = 0.00308 \text{ m}^3$$

در نهایت درصد لنگر ها به صورت زیر بدست می آید:

$$\%M_u^-(int) = 0.79 = 79\% \quad (8.10.5.1)$$

$$\%M_u^+(mid) = 0.79 = 79\% \quad (8.10.5.5)$$

$$\%M_u^-(ext) = 0.8421 = 84.21\% \quad (8.10.5.2)$$

Dهانه Cمحاسبه α_f :

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}L_2h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{5 \times 10^3 \times 150^3} = 2.43 \rightarrow \alpha_f \frac{L_2}{L_1} = 2.43 \times \frac{5}{6} = 2.025 > 1 ,$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.833$$

با توجه به مقدار $\frac{L_2}{L_1}$ باید در جدول درون یابی انجام دهیم.

در نهایت درصد لنگر ها به صورت زیر بدست می آید:

$$\%M_u^-(int) = 0.7335 = 73.35\% \quad (8.10.5.1)$$

$$\%M_u^+(mid) = 0.7335 = 73.35\% \quad (8.10.5.5)$$

Dهانه C-Dمحاسبه α_f :

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{\frac{1}{12}L_2h_f^3} = \frac{450 \times 450^3}{5 \times 10^3 \times 150^3} = 2.43 \rightarrow \alpha_f \frac{L_2}{L_1} = 2.43 \times \frac{5}{5.5} = 2.21 > 1 ,$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.9$$

با توجه به مقدار $\frac{L_2}{L_1}$ باید در جدول درون یابی انجام دهیم.

برای محاسبه $M_u^-(ext)$ در ابتدا باید B_t را محاسبه نماییم:

$$B_t = \frac{E_{cb}c}{2E_{cs}I_s} = \frac{c}{2I_s} = \frac{0.00528}{2 \times \frac{5 \times 0.15^3}{12}} = 1.88$$

محاسبه ۳:

حالت ۱:

$$C = \left(1 - 0.63 \times \frac{0.45}{0.45}\right) \left(\frac{0.45^3 \times 0.45}{3}\right) + \left(1 - 0.63 \times \frac{0.15}{0.30}\right) \left(\frac{0.15^3 \times 0.30}{3}\right)$$

$$C = 0.00528 \text{ m}^3$$

حالت ۲:

$$C = \left(1 - 0.63 \times \frac{0.3}{0.45}\right) \left(\frac{0.3^3 \times 0.45}{3}\right) + \left(1 - 0.63 \times \frac{0.15}{0.75}\right) \left(\frac{0.15^3 \times 0.75}{3}\right)$$

$$C = 0.00308 \text{ m}^3$$

در نهایت درصد لنگر ها به صورت زیر بدست می آید:

$$\%M_u^-(int) = 0.79 = 79\% \quad (8.10.5.1)$$

$$\%M_u^+(mid) = 0.79 = 79\% \quad (8.10.5.5)$$

$$\%M_u^-(ext) = 0.8421 = 84.21\% \quad (8.10.5.2)$$

سهم تیر های میانی از لنگر نوار ستونی با توجه به این که در تمام دهانه ها $a_f \frac{L_2}{L_1} > 1$ می باشد، پس با استناد به جدول 8.10.5.7.1 از 85 درصد از لنگر های ستونی سهم تیر می باشد. ACI 318-14

Table 8.10.5.7.1—Portion of column strip M_u in beams

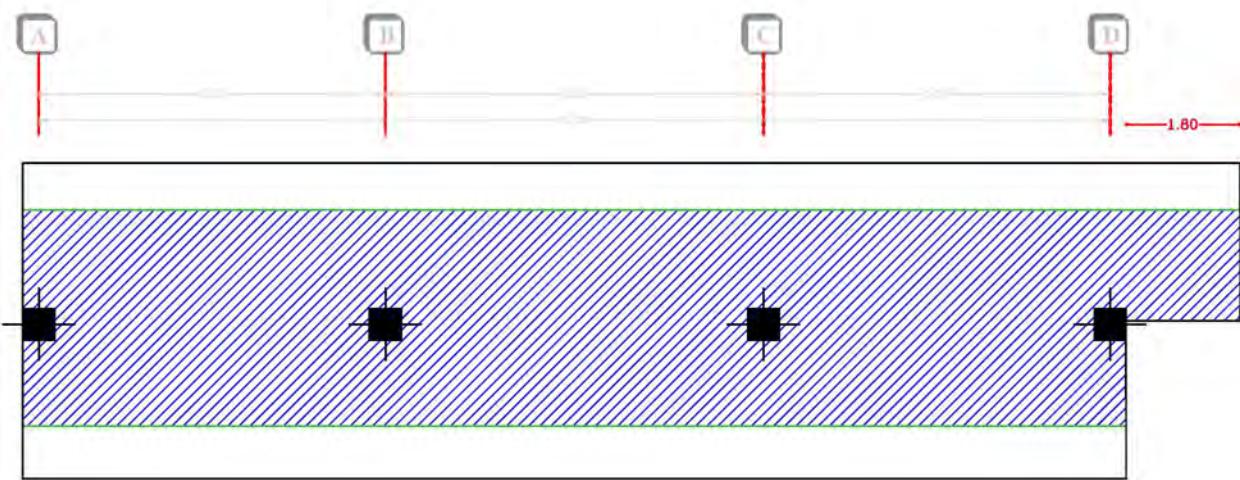
$a_f L_2 / L_1$	Distribution coefficient
0	0
≥ 1.0	0.85

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

	Width of Column Strip (m)								
	2.5			2.5			2.5		
	0.16	0.57	0.7	0.65	0.35	0.65	0.7	0.57	0.16
ACI Code	8.10.4.2			8.10.4.1			8.10.4.2		
Moment (ton-m)	3.74	13.31	16.35	18.34	9.88	18.34	23.46	19.11	5.36
Column Strip Coef. (moments*0.15)	0.842	0.79	0.79	0.735	0.735	0.735	0.79	0.79	0.842
ACI Code	8.10.5.2	8.10.5.5	8.10.5.1	8.10.5.1	8.10.5.5	8.10.5.1	8.10.5.1	8.10.5.5	8.10.5.2
Column Strip Moment after beam reduction (ton-m)	0.24	0.79	0.97	1.01	0.54	1.01	1.39	1.13	0.34
Column Strip Moment (ton- m/m)	0.189	0.63	0.775	0.81	0.44	0.81	1.11	0.91	0.27
Mid Strip Coef.	0.16	0.46	0.46	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.115
Mid Strip Moment (ton-m)	0.59	6.12	7.52	6.24	3.39	6.24	7.98	6.5	0.62
Mid Strip Moment (ton-m/m)	0.24	2.45	3	2.49	1.34	2.49	3.19	2.6	0.25
Moment in Beam Coef.	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
ACI Code	8.10.5.7.1			8.10.5.7.1			8.10.5.7.1		
Moment in Beam (ton-m)	3.17	11.32	13.9	15.59	8.39	15.59	19.94	16.24	4.56

خلاصه لنگرهای وارد به هر ناحیه از دهانه طراحی

به علت آنکه در روش مستقیم بحثی در مورد تیر طرہ نشده است، بنابراین تاثیر لنگر تیر طرہ به علت قابل ملاحظه بودن مقدار آن بصورت افزایشی در لنگر تیر ۳ لحاظ شده است.



آرماتور گذاری نوار طراحی

برای آرماتور گذاری دال، در ابتدا برای یک متر طول از دال، محاسبه می نماییم که در صورتی که از آرماتور حداقل استفاده کنیم، توانایی تحمل چه مقدار لنگر را خواهد داشت. سپس این مقدار را با مقدار لنگر در واحد طول وارد به بخش های مختلف نوار طراحی مقایسه می کنیم. در صورتی که مقدار لنگر وارد بر دال در آن ناحیه کمتر از مقدار لنگر قابل تحمل باشد، این مقدار آرماتور برای ناحیه مورد نظر کافیست و در صورتی که مقدار لنگر وارد بر دال بیشتر از مقدار لنگر قابل تحمل باشد، آن ناحیه نیاز به تقویت خواهد داشت. در واقع می توان گفت این آرماتور گذاری حداقل را آرماتور گذاری کلی (Global) می گوییم. این شبکه به صورت یک شبکه در بالا و یک شبکه در پایین می باشد که در تمام نواحی دال پخش می شود.

در صورتی که نواحی زیادی از دال نیاز به تقویت داشته باشد، به دلیل پیچیده نشدن نقشه و سهولت در اجرا، بهتر است آرماتور گذاری کلی ما، مقداری از آرماتور حداقل بیشتر در نظر گرفته شود تا نواحی کمتری از دال نیاز به تقویت داشته باشد و همچنین تنوع آرماتور کاهش یابد و اجرا ساده در صورت پذیرد. با ساده تر شدن اجرا، احتمال خطا در اجرا نیز کاهش چشمگیری خواهد یافت.

نکته ای که در آرماتور گذاری دال این پروژه وجود دارد، وجود تیرهای میانی هست. مطابق با بند 8.4.1.8 از ACI 318-19 در ناحیه هایی که تیر و دال با هم وجود دارند، بخش هایی از دال نیز به کمک تیر می آیند و با هم عمل می کنند. این ناحیه تشکیل یک ناحیه T شکل می دهند که اندازه آن در این پروژه به صورت زیر می باشد:

تعیین آرماتور حداقل برای یک متر طول از دال:

$$b = 1000\text{mm} \quad h = 150\text{mm} \quad d = 118\text{mm} \quad d' = 12\text{mm}$$

$$A_s \text{min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c} = \frac{420}{0.85 \times 32} = 15.44$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{270}{1000 \times 118} = 0.00228$$

$$M_n = bd^2 \rho f_y (1 - 0.5m\rho) = 1.31 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varphi M_n = 1.18 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}}$$

USE:3φ12@300mm

پس یک متر طول از دال در صورت استفاده از این مقدار از آرماتور می تواند این مقدار از لنگر را تحمل کند. در واقع آرماتور گذاری کلی ما φ12@300mm می باشد. اما با مقایسه این مقدار لنگر قابل تحمل با مقادیر جدول به این نتیجه می رسیم که قسمت های زیادی از دال در صورت استفاده از این آرماتور گذاری نیاز به تقویت دارد که این موضوع نقشه را پیچیده و اجرای آن را مشکل می سازد. پس بهتر است آرماتور گذاری کلی را مقداری بیشتر از آرماتور گذاری حداقل در نظر بگیریم. این امر با کاهش فاصله بین آرماتورها میسر می شود.

آرماتور گذاری کلی را به صورت زیر در نظر می گیریم:

USE:φ14@200mm

در صورتی که آرماتورگذاری به این صورت باشد، تعداد آرماتور ها در یک متر طول برابر با ۵ می باشد.

USE: $\phi 12 @ 200\text{mm}$

$$A_s = 5 \times \frac{\pi d^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 565 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{565}{1000 \times 138} = 0.0065 \quad , \quad m = 15.44$$

$$M_n = bd^2 \rho f_y (1 - 0.5m\rho) = 3.61 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad \varphi M_n = 3.25 \frac{\text{ton.m}}{\text{m}}$$

در صورتی که آرماتورگذاری کلی را به این صورت در نظر بگیریم، با مقایسه نتایج بدست آمده با مقادیر جدول، به این نتیجه می رسیم که مقدار لنگر در واحد طول تمام بخش ها از لنگری که دال توانایی تحمل آن را دارد کمتر است و نیازی به تقویت هیچ کدام از مقاطع نوار طراحی نیست و می توان همین آرماتورگذاری را برای دال در نظر گرفت. سپس بخش های مختلف هر دهانه را آرماتور گذاری می نماییم.

کنترل برش در دال و طراحی دال بر اساس برش

برای کنترل برش در دال، دو نوع برش باید کنترل شود:

- ۱- برش یک طرفه
- ۲- برش دو طرفه(برش پانچ)

با استناد به جدول 8.10.8.1 از ACI 318-14

Table 8.10.8.1—Portion of shear resisted by beam

$a_{fl}\ell_2/\ell_1$	Distribution coefficient
0	0
≥ 1.0	1.0

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

با توجه به این موضوع که برای تمام دهانه ها در نوار طراحی، $a_{fl} \frac{L_2}{L_1} > 1$ می باشد، پس تمام نیروی برشی توسط تیر ها جذب می شوند و به ستون ها انتقال می یابند. پس نیازی به کنترل برشی دال وجود ندارد. اما نکته ای که باید به آن دقت شود، این است که مقدار برش یک طرفه با توجه به روش پیشنهادی آیین نامه باید محاسبه گردد و مقدار بدست آمده به عنوان نیروی برشی به دال وارد گردد. اما به دلیل وجود تیر ها نیازی به محاسبه برش پانچ نیست.

محاسبه برش وارد بر تیر های میانی توسط دال ها
در شکل زیر سطح بارگیر هر یک از تیر ها مشاهده می شود.

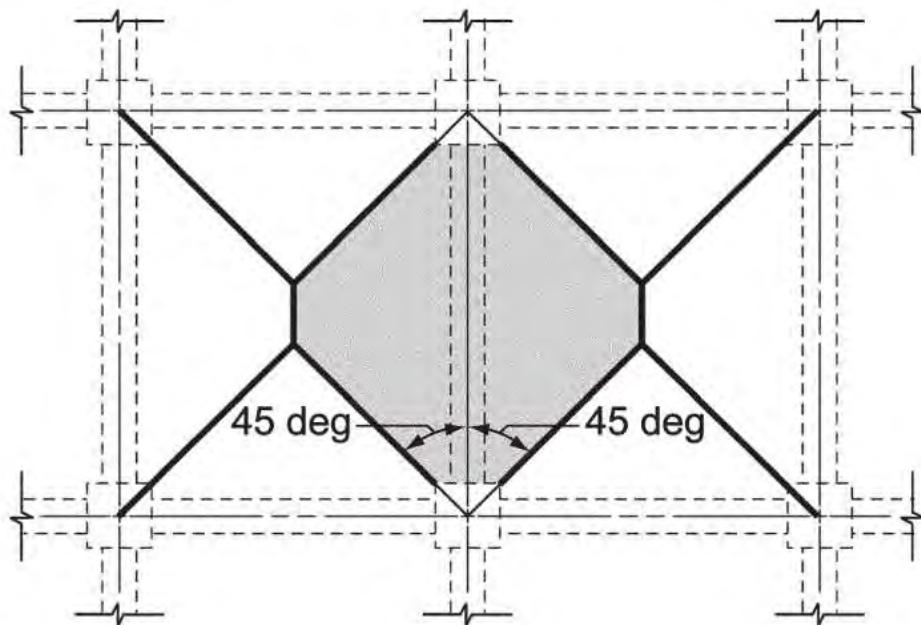


Fig. 8.10.8.1—Tributary area for shear on an interior beam.

محاسبه سطح بارگیر تیر ها:

$$A_T(B1) = 15.3 \text{ m}^2$$

$$A_T(B2) = 17.74 \text{ m}^2$$

$$A_T(B3) = 15.3 \text{ m}^2$$

$$A_T(B4) = 2.12 \text{ m}^2$$

سپس برش های وارد بر تیر ها را محاسبه می نماییم:

$$V_u(B1) = q_u A_T = 1465.8 \times 15.3 = 22.43 \text{ ton}$$

$$V_u(B2) = q_u A_T = 1465.8 \times 17.74 = 26 \text{ ton}$$

$$V_u(B3) = q_u A_T = 1465.8 \times 15.3 = 22.43 \text{ ton}$$

$$V_u(B4) = q_u A_T = 1465.8 \times 2.12 = 3.11 \text{ ton}$$

طراحی تیر ها

طراحی تیر ۱

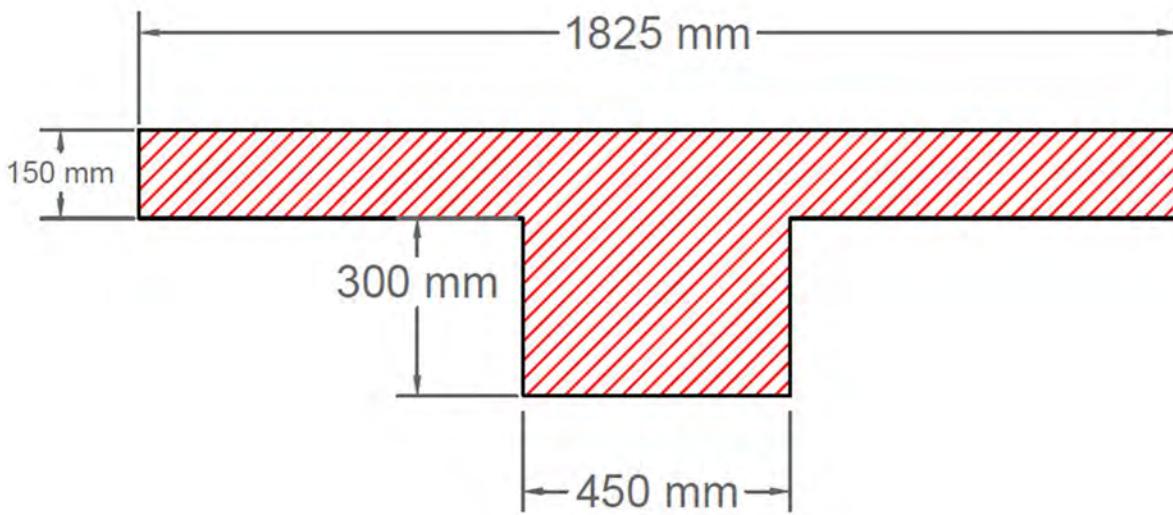
با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند. پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 6.3.2.1 از ACI318-19.

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

$$b_e = \min \begin{cases} b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 1825 \text{mm} \\ b_w + 2(8hf) = 2850 \text{mm} \\ b_w + \left(\frac{s_w}{2} \right) = 3325 \text{mm} \end{cases}$$

بنابراین مقطع تیر به صورت زیر خواهد بود:



- طراحی تحت لنگر ثابت (وسط دهانه)

$$M_u^+ (\text{mid}) = 113.2 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$). همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2} \right)$ را برابر با $0.95d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{113.2 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.95 \times 385)} \rightarrow A_s = 777.85 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{777.85 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 6.58 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{113.2 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{6.58}{2} \right)} \rightarrow A_s = 784.55$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ20 at Bottom

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 942.47 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{942.47 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 7.97 \text{ mm}$$

با توجه به این که $a = 9.25 \text{ mm} < h_f$ پس می توان نتیجه گرفت که تنش فشاری در ناحیه بال می ماند و به جان نمی رسد، پس ما مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی طراحی می نماییم.

هم چنین باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.97}{0.85} \rightarrow c = 9.38 \text{ mm}$$

مقدار β_1 مطابق با جدول 22.2.4.3 به صورت زیر بدست می آید:

Table 22.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c \leq 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 942.47 \times 420 \times \left(385 - \frac{7.97}{2} \right) = 135.74 \text{ Kn.m}$$

$$\emptyset M_n = 135.74 \text{ Kn.m} \geq M_u = 113.2 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u^+ \text{int} = 139 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi=0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d-\frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{139 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.9 \times 385)} \rightarrow A_s = 955.13 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.
در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{955.13 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 8.08 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{139 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{8.08}{2}\right)} \rightarrow A_s = 965.26 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ22 at Top

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 1140.4 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{1140.4 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 9.65 \text{ mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.65}{0.85} \rightarrow c = 11.35 \text{ mm}$$

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\Omega M_n = \Omega A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1140.4 \times 420 \times \left(385 - \frac{9.65}{2} \right) = 163.88 \text{ Kn.m}$$

$$\Omega M_n = 163.88 \text{ Kn.m} \geq M_u = 139 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول 22.5.5.1 از ACI 318-19

مطابق با جدول 19.2.4.1 ، $\lambda=1$ می باشد.

$$V_c = 0.17\lambda \sqrt{f_c b_w d} \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.6 \text{ KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می کنیم:

$$q_u = \frac{224.3}{5.5} = 40.78 \text{ Kn/m} \rightarrow V_u = q_u \left(\frac{l_1}{2} - d \right) = 96.43 \text{ Kn}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\varphi = 0.75} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{نیاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow 128.58 \text{ KN} > \frac{166.6}{2} \text{ KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی داریم.

۲- بررسی ابعاد مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow 128.58 \text{KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی

بر اساس عمق تیر

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s		Maximum s , mm			
		Non prestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 128.58 - 166.6 = -38.03 \text{KN}$$

$$V_s = -27.22 \text{KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.41$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$s_{max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{mm}, 600 \text{mm} \right\} = 192.5 \text{mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 490.02 \text{KN} > 128.58 \text{KN}$$

پس را می پذیریم.

بر اساس حداقل آرماتور برشی

با استناد به جدول 9.6.4.3

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Non prestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \begin{cases} 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \end{cases} = 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود ، مقدار $f_{yt}=340\text{MPa}$ را در نظر گرفته ایم.

محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\varphi=10$:

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157\text{mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{\max} = \frac{A_v f_y t}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340 \text{ mm}$$

پس در نهایت:

USE: $\phi 10 @ 180 \text{ mm}$

در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h = 90\text{cm} = 900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه، فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

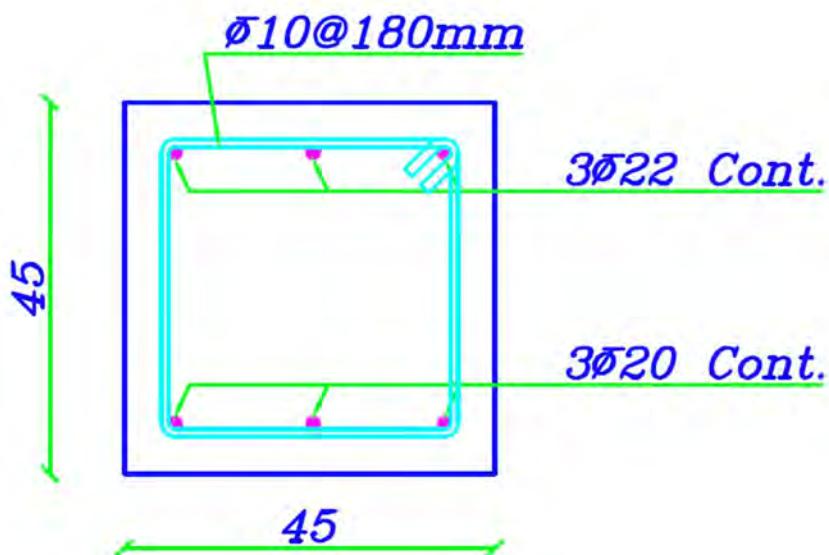
$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100 \text{ mm}, 8\phi_L = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}, 24\phi_t = 240 \text{ mm}, 300 \text{ mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE: $\phi 10 @ 100 \text{ mm}$

اولین خاموت باید در فاصله $s/2$ قرار گیرد.
 $s/2 = 90 \text{ mm}$

ترسیم مقطع تیر:



طراحی تیر ۲

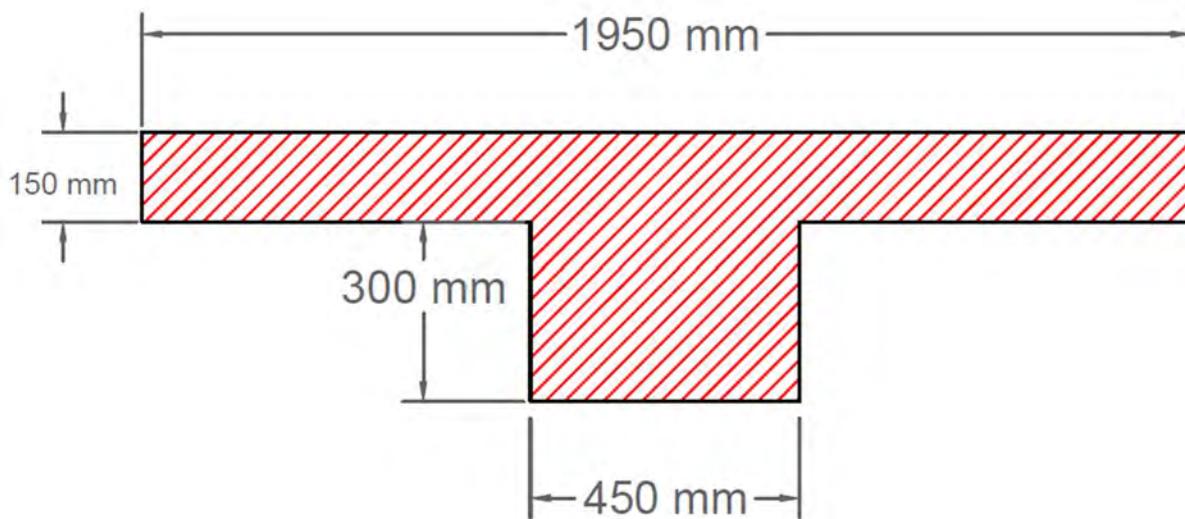
با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند. پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 6.3.2.1 از ACI 318-19:

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	8h
		$s_w/2$
		$l_w/8$
One side of web	Least of:	6h
		$s_w/2$
		$l_w/12$

$$b_e = \min \begin{cases} b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 1950 \text{mm} \\ b_w + 2(8hf) = 3170 \text{mm} \\ b_w + \left(\frac{s_w}{2} \right) = 3085 \text{mm} \end{cases}$$

بنابراین مقطع تیر به صورت زیر خواهد بود:



- طراحی تحت لنگر مثبت (وسط دهانه)

$$M_u^+ (\text{mid}) = 83.9 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2} \right)$ را برابر با $0.95d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{83.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.95 \times 385)} \rightarrow A_s = 576.51 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{576.51 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1950} \rightarrow a = 4.56 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{83.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{4.56}{2} \right)} \rightarrow A_s = 579.95 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ18 at Bottom

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 763.2 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{763.2 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1950} \rightarrow a = 6.04 \text{ mm}$$

با توجه به این که $a = 9.25 \text{ mm} < h_f$ پس می توان نتیجه گرفت که تنش فشاری در ناحیه بال می ماند و به جان نمی رسد، پس ما مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی طراحی می نماییم.

هم چنین باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.04}{0.85} \rightarrow c = 7.11 \text{ mm}$$

مقدار β_1 مطابق با جدول 22.2.4.3 به صورت زیر بدست می آید:

Table 22.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$c_{tc1} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tc1} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tc1} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 763.2 \times 420 \times \left(385 - \frac{6.04}{2} \right) = 110.20 \text{ Kn.m}$$

$$\emptyset M_n = 110.20 \text{ Kn.m} \geq M_u = 83.9 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u(\text{int}) = 155.9 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی‌دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می‌کنیم. پس:

$$A_s = \frac{155.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.9 \times 385)} \rightarrow A_s = 1071.26 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می‌کنیم و در صورتی که بیشتر بود می‌پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می‌کنیم.

در ادامه به محاسبه a می‌پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{1071.26 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1950} \rightarrow a = 8.48 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می‌کنیم:

$$A_s = \frac{155.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{8.48}{2}\right)} \rightarrow A_s = 1083.19 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتورها را تعیین می‌نماییم:

USE:3φ25 at Top

در صورت استفاده از این آرماتورها:

$$A_s = 1472.62 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می‌آوریم:

$$a = \frac{1472.62 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1950} \rightarrow a = 11.66 \text{ mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.66}{0.85} \rightarrow c = 13.71 \text{ mm}$$

$$c_{tc} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tc} = 144.37$$

با توجه به این که مقدار c_{tc} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1472.62 \times 420 \times \left(385 - \frac{11.66}{2} \right) = 200.74 \text{ Kn.m}$$

$$\emptyset M_n = 211.06 \text{ Kn.m} \geq M_u = 155.9 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول 22.5.5.1 از ACI 318-19
مطابق با جدول 19.2.4.1 ، $\lambda=1$ می باشد.

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f_c b_w d} \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.6 \text{ KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می کنیم:

$$V_u = q_u \left(\frac{l_1}{2} - d \right) = 260 \text{ KN}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\varphi} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{نیاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow \frac{260}{0.75} = 346.7 \text{ KN} > \frac{166.6}{2} = 83.3 \text{ KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی داریم.

۲- بررسی اندازه مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow 346.7 \text{ KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{ KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی

بر اساس عمق تیر

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s	Maximum s , mm			
	Nonprestressed beam		Prestressed beam	
	Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$
		600		
$> 0.33 \sqrt{f'_c b_w d}$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$
		300		

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 346.7 - 166.6 = 180.09 \text{ KN}$$

$$V_s = 180.09 \text{ KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.41$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$S_{\max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{ mm}, 600 \text{ mm} \right\} = 192.5 \text{ mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 490.02 \text{ KN} > 346.7 \text{ KN}$$

پس 192.5mm را می پذیریم.

بر اساس حداقل آرماتور برشی

با استناد به جدول 9.6.4.3

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Non prestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \left\{ 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \right\}$$

با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود ، مقدار $f_{yt} = 340 \text{ MPa}$ را در نظر گرفته ایم.

محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\varphi = 10$:

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157 \text{ mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{max} = \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340 \text{ mm}$$

پس در نهایت:

USE: $\varphi 10 @ 180\text{mm}$

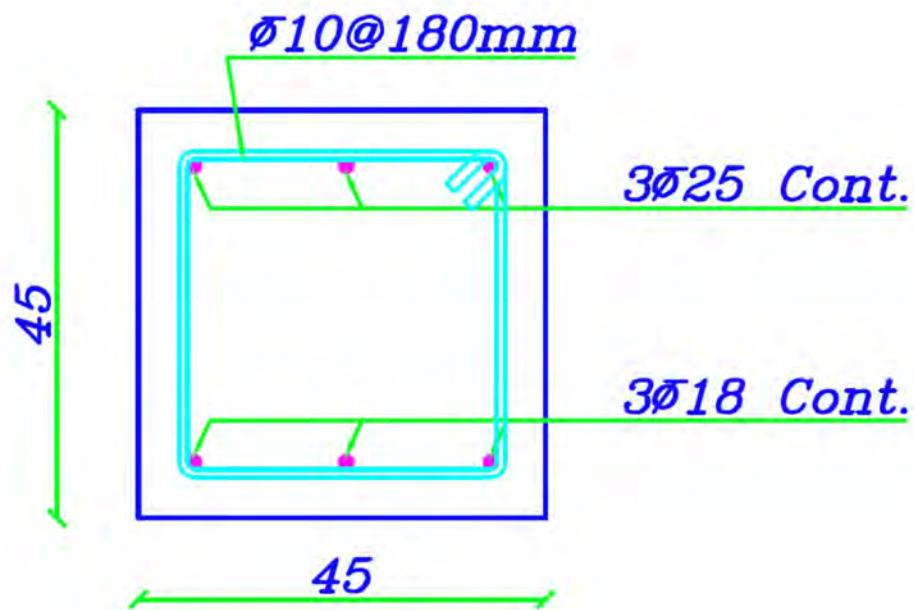
در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h=90\text{cm}=900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه،
فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100\text{mm}, 8\varphi_L = 8 \times 22 = 176\text{mm}, 24\varphi_t = 240\text{mm}, 300\text{mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE: $\varphi 10 @ 100\text{mm}$

دیتیل مقطع تیر



طراحی تیر ۳

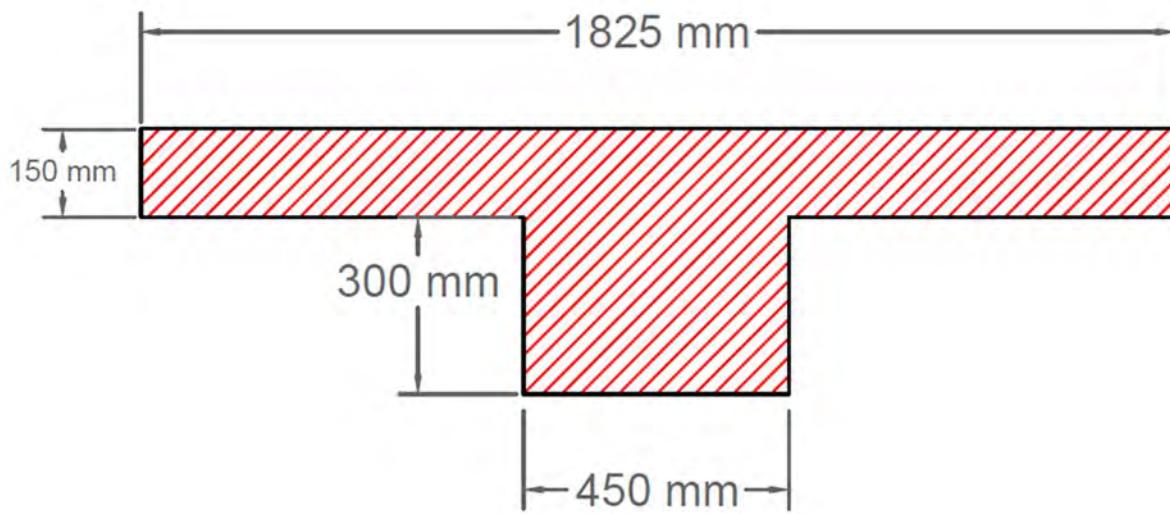
با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند. پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 6.3.2.1 از ACI 318-19

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

$$b_e = \min \begin{cases} b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 1825\text{mm} \\ b_w + 2(8hf) = 3170\text{mm} \\ b_w + \left(\frac{s_w}{2} \right) = 3085\text{mm} \end{cases}$$

بنابراین مقطع تیر به صورت زیر خواهد بود:



- طراحی تحت لنگر مثبت (وسط دهانه)

$$M_u^+ (\text{mid}) = 162.4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2} \right)$ را برابر با $0.95d$ فرض می کنیم. پس:

$$A_s = \frac{162.4 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.95 \times 385)} \rightarrow A_s = 1115.92 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور min مقایسه می کنیم و در صورتی که بیشتر بود می پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می کنیم.

در ادامه به محاسبه a می پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{1115.92 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 9.44 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می کنیم:

$$A_s = \frac{162.4 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{9.44}{2} \right)} \rightarrow A_s = 1129.77 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتور ها را تعیین می نماییم:

USE:3φ25 at Bottom

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 1471.87 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می آوریم:

$$a = \frac{1471.87 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 12.44 \text{ mm}$$

با توجه به این که $a = 9.25 \text{ mm} < h_f$ پس می توان نتیجه گرفت که تنش فشاری در ناحیه بال می ماند و به جان نمی رسد، پس ما مقطع را همانند یک مقطع مستطیلی طراحی می نماییم.

هم چنین باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.44}{0.85} \rightarrow c = 14.64 \text{ mm}$$

مقدار β_1 مطابق با جدول 22.2.4.3 به صورت زیر بدست می آید:

Table 22.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c \leq 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$c_{tcl} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tcl} = 144.37 \text{ mm}$$

با توجه به این که مقدار c_{tcl} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1471.87 \times 420 \times \left(385 - \frac{12.44}{2} \right) = 210.74 \text{ Kn.m}$$

$$\emptyset M_n = 210.74 \text{ Kn.m} \geq M_u = 162.4 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u(\text{int}) = 199.4 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی‌دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می‌کنیم. پس:

$$A_s = \frac{199.4 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.9 \times 385)} \rightarrow A_s = 1370.16 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می‌کنیم و در صورتی که بیشتر بود می‌پذیریم.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho b_w d = 577.5 \text{ mm}^2$$

پس مقدار بدست آمده را قبول می‌کنیم.

در ادامه به محاسبه a می‌پردازیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{1370.16 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 11.59 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می‌کنیم:

$$A_s = \frac{199.4 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{11.59}{2}\right)} \rightarrow A_s = 1391.10 \text{ mm}^2$$

با استفاده از همین مقدار، آرماتورها را تعیین می‌نماییم:

USE:3φ25at Top

در صورت استفاده از این آرماتورها:

$$A_s = 1471.87 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می‌آوریم:

$$a = \frac{1471.87 \times 420}{0.85 \times 32 \times 1825} \rightarrow a = 12.45 \text{ mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.45}{0.85} \rightarrow c = 14.65 \text{ mm}$$

$$c_{tel} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tel} = 144.37$$

با توجه به این که مقدار c_{tel} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت مقطع را کنترل می نماییم:

$$\Omega M_n = \Omega A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1472 \times 420 \times \left(385 - \frac{12.45}{2} \right) = 210.75 \text{ Kn.m}$$

$$\Omega M_n = 210.75 \text{ Kn.m} \geq M_u = 199.4 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول 22.5.5.1 از ACI 318-19

مطابق با جدول 19.2.4.1 ، $\lambda = 1$ می باشد.

$$V_c = 0.17\lambda \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.6 \text{ KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow V_u = q_u \left(\frac{l_1}{2} - d \right) = 224.3 \text{ KN}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{ニاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow$$

$$\frac{224.3}{0.75} = 299.06 \text{ KN} > \frac{166.6}{2} = 83.03 \text{ KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی داریم.

۲- بررسی ابعاد مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow 299.06 \text{ KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{ KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی بر اساس عمق تیر

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s		Maximum s , mm			
		Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 299.06 - 166.6 = 132.45 \text{ KN}$$

$$V_s = 132.45 \text{ KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.42$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$S_{\max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{ mm}, 600 \text{ mm} \right\} = 192.5 \text{ mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{32 \times 450 \times 385} = 490.02 \text{ KN} > 299.06 \text{ KN}$$

پس 192.5mm را می پذیریم.

بر اساس آرماتور برشی حداقل

با استناد به جدول 9.6.4.3

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \left\{ 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \right\}$$

با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود ،
مقدار $f_{yt}=340\text{MPa}$ را در نظر گرفته ایم .
محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\varphi=10$

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157\text{mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{max} = \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340\text{mm}$$

پس در نهایت:

USE: $\varphi 10 @ 180\text{mm}$

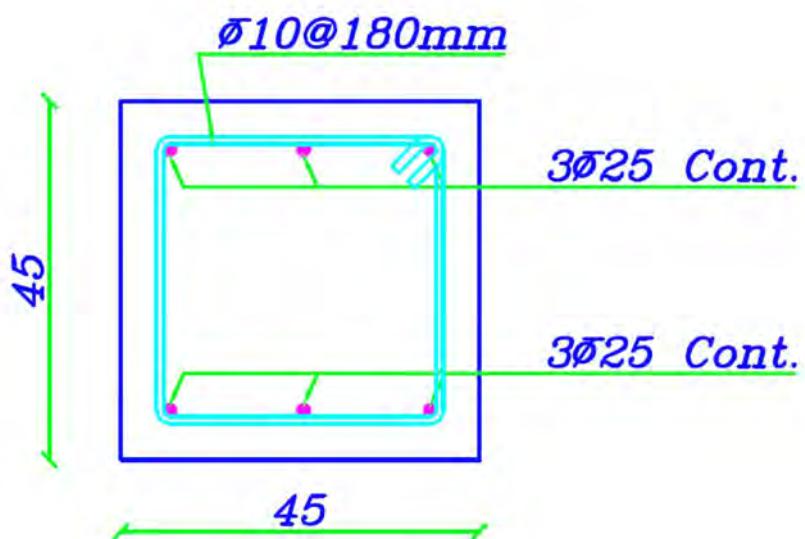
در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h=90\text{cm}=900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه،
فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100\text{mm}, 8\varphi_L = 8 \times 22 = 176\text{mm}, 24\varphi_t = 240\text{mm}, 300\text{mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE: $\varphi 10 @ 100\text{mm}$

ترسیم مقطع تیر:



طراحی تیر ۴

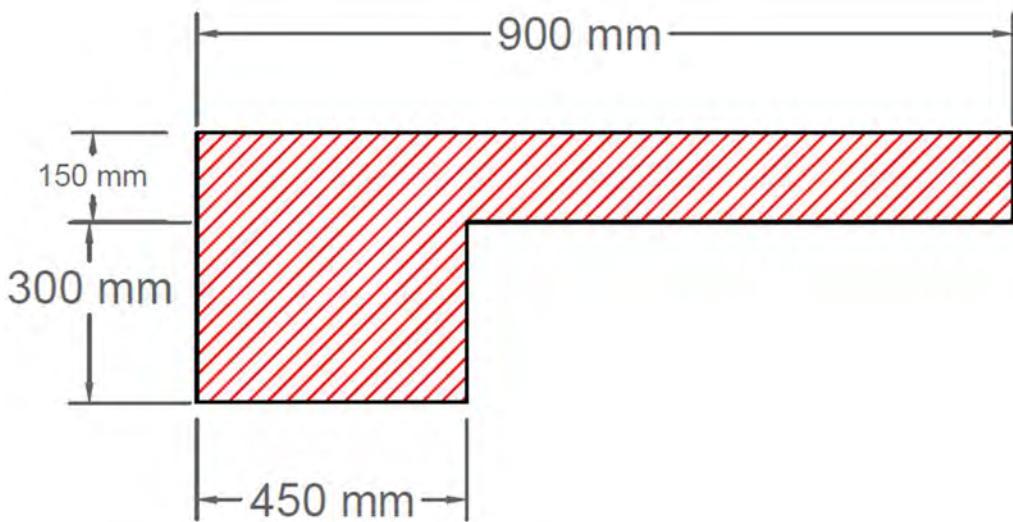
با توجه به این که در نواحی که تیر و دال با هم وجود دارد بخش هایی از دال هم به تیر کمک می کند و با هم عمل می کنند، تیر های این پروژه از نوع T شکل هستند. پس در ابتدا به تعیین عرض بال تیر می پردازیم. مطابق با جدول 6.3.2.1 از ACI 318-19

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

$$b_e = \min \begin{cases} b_w + 2 \left(\frac{L_n}{8} \right) = 900\text{mm} \\ b_w + 2(8hf) = 3170\text{mm} \\ b_w + \left(\frac{s_w}{2} \right) = 3085\text{mm} \end{cases}$$

بنابراین مقطع تیر به صورت زیر خواهد بود:



- طراحی تحت لنگر مثبت

با توجه به اینکه تیر طره و یک سرگیردار می باشد، در نتیجه تیر در سراسر خود تحت لنگر منفی قرار دارد و نیازی به طراحی تیر تحت لنگر مثبت نیست، پس در قسمت پایین تیر صرفا جهات سهولت در امر اجرا و به شکل محافظه کارانه از ۲ آرماتور شماره ۲۰ استفاده می کنیم.

USE:2φ20 at Bottom

- طراحی تحت لنگر منفی (مقدار بحرانی تر)

$$M_u(\text{int}) = 101.57 \text{ KN.m}$$

در این قسمت از تیر، بخش پایینی تیر تحت فشار قرار دارد و قسمت بالایی تیر تحت کشش می باشد. همچنین بقیه مراحل طراحی، همانند قسمت قبلی می باشد و همان روند را دارد. پس:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

برای تعیین مقدار d با توجه به مقدار کاور بتن و همچنین سایز آرماتور های معمول مورد استفاده در تیر به صورت زیر عمل می کنیم:

$$d = h - 65 = 450 - 65 = 385 \text{ mm}$$

فرض می کنیم تیر در حالت کنترل کشش قرار دارد ($\phi = 0.9$).

همچنین با توجه به این که هنوز مقدار a را نمی‌دانیم، پس مقدار $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ را برابر با $0.9d$ فرض می‌کنیم. پس:

$$A_s = \frac{101.57 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times (0.9 \times 385)} \rightarrow A_s = 697.93 \text{ mm}^2$$

این مقدار را با آرماتور \min مقایسه می‌کنیم و در صورتی که بیشتر بود می‌پذیریم. دقت شود با توجه به اینکه تیر طره معین استاتیکی است باید در فومول حداقل مقدار آرماتور خمثی از $2b_w$ استفاده نماییم. (9.6.1.2)

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \sqrt{\frac{f_c}{4f_y}}, \frac{1.4}{f_y} \right\} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$A_{s,\min} = \rho 2b_w d = 1155 \text{ mm}^2$$

پس مقدار حداقل را به عنوان معیار کار در نظر می‌گیریم.
مقدار a را مجدداً حساب می‌کنیم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{1155 \times 420}{0.85 \times 32 \times 900} \rightarrow a = 19.82 \text{ mm}$$

با مقدار a بدست آمده مجدداً مقدار آرماتور را محاسبه می‌کنیم:

$$A_s = \frac{101.57 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times \left(385 - \frac{19.82}{2}\right)} \rightarrow A_s = 716.37 \text{ mm}^2$$

همان طور که مشاهده می‌شود این مقدار نیز از مقدار آرماتور حداقل آیین نامه کمتر است. پس:

$$A_s = 716.37 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{USE: } 3\varphi 22 \text{ at Top}$$

در صورت استفاده از این آرماتور ها:

$$A_s = 1140 \text{ mm}^2$$

با استفاده از این مقدار آرماتور مجدداً مقدار a را بدست می‌آوریم:

$$a = \frac{1140 \times 420}{0.85 \times 32 \times 900} \rightarrow a = 19.56 \text{ mm}$$

باید چک کنیم که آیا فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است یا خیر:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.56}{0.85} \rightarrow c = 23.01 \text{ mm}$$

$$c_{tc} = 0.375d = 0.375 \times 385 \rightarrow c_{tc} = 144.37$$

با توجه به این که مقدار c_{tc} از c بزرگتر می باشد پس فرض ما مبنی بر کنترل کشش بودن مقطع درست است.

در نهایت مقاوت را کنترل می نماییم:

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 1140 \times 420 \times \left(385 - \frac{19.56}{2} \right) = 161.69 \text{ Kn.m}$$

$$\emptyset M_n = 161.69 \text{ Kn.m} \geq M_u = 101.57 \text{ Kn.m}$$

پس مقطع از نظر مقاوت نیز مشکلی ندارد و آرماتور گذاری مورد قبول می باشد.

- طراحی تیر تحت برش

۱- بررسی نیاز به آرماتور برشی

مطابق با جدول 22.5.5.1 از ACI 318-19

مطابق با جدول 19.2.4.1 ، $\lambda=1$ می باشد.

$$V_c = 0.17\lambda \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 \rightarrow V_c = 166.6 \text{ KN}$$

سپس مقدار V_u را محاسبه می کنیم. برای محاسبه این مقدار به شکل زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow V_u = q_u \left(\frac{l_1}{2} - d \right) = 31.1 \text{ KN}$$

$$\text{if } \frac{V_u}{\varphi} > \frac{V_c}{2} \rightarrow \text{نیاز به آرماتور برشی داریم} \rightarrow \frac{31.1}{0.75} = 41.46 \text{ KN} < \frac{166.6}{2} = 83.3 \text{ KN}$$

پس در این تیر نیاز به آرماتور برشی نداریم. اما از فولاد برشی حداقلی حتما استفاده می کنیم.

۲- بررسی ابعاد مقطع

مطابق با بند 22.5.1.2 چنانچه رابطه زیر برقرار باشد، مقطع به اندازه کافی بزرگ است:

$$\frac{V_u}{\varphi} \leq V_c + 0.66 \sqrt{f'_c b_w d} \rightarrow 41.46 \text{ KN} \leq 0.83 \times \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 813.44 \text{ KN}$$

پس مقطع به لحاظ ابعادی مناسب است.

۳- محاسبه بیشترین فاصله بین آرماتور های عرضی بر اساس عمق تیر

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s	Lesser of:	Maximum s , mm			
		Non prestressed beam	Prestressed beam	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$		$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
			600		
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
			300		

مطابق با جدول بالا، با توجه به شرایط مسئله، بیشترین فاصله بین آرماتور ها را محاسبه می نماییم. همچنین مطابق با بند 22.5.8.5.3 :

$$V_s = \frac{Av f_y d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 41.4 - 166.6 = -125.21 \text{ KN}$$

$$V_s = -125.21 \text{ KN} \leq 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 323.42$$

با توجه به این که این شرط برقرار است پس:

$$S_{max} = \left\{ \frac{d}{2} = 192.5 \text{ mm}, 600 \text{ mm} \right\} = 192.5 \text{ mm}$$

$$V_c + 0.33 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{f'_c b_w d} = 0.50 \sqrt{32} \times 450 \times 385 = 490.02 \text{ KN} > 41.4 \text{ KN}$$

پس 192.5mm را می پذیریم.

بر اساس آرماتور برشی حداقل

با استناد به جدول 9.6.4.3

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type		$A_{v,min}/s$	
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of: Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \max \begin{cases} 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \end{cases} = 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

با توجه به این موضوع که برای خاموت ها معمولاً از آرماتور های نوع A2 استفاده می شود ، مقدار $f_{yt}=340\text{MPa}$ را در نظر گرفته ایم.

محاسبه مقدار A_v با فرض استفاده از $\varphi=10$:

$$A_v = 2 \times \left(\frac{\pi \times 10^2}{4} \right) = 157\text{mm}^2$$

پس در نهایت :

$$S_{max} = \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w} = \frac{157 \times 340}{0.35 \times 450} = 340\text{mm}$$

پس در نهایت:

USE: $\varphi 10 @ 180\text{mm}$

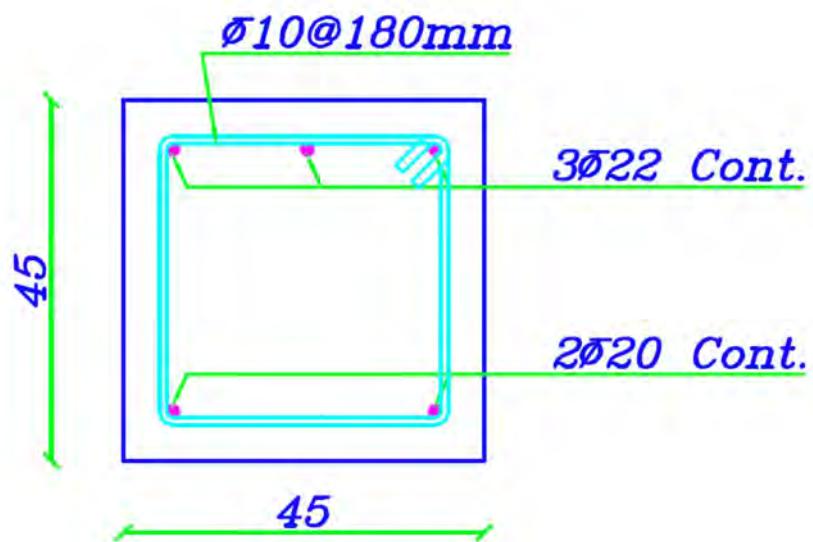
در هر طرف تیر بر اساس طرح لرزه ای، در فاصله حداقل $2h=90\text{cm}=900\text{mm}$ از وجه تکیه گاه،
فاصله خاموت ها باید از ضابطه زیر تبعیت کند:

$$S_{\max} \leq \left\{ \frac{d}{4} \approx 100\text{mm}, 8\varphi_L = 8 \times 22 = 176\text{mm}, 24\varphi_t = 240\text{mm}, 300\text{mm} \right\}$$

پس در ناحیه بحرانی:

USE: $\varphi 10 @ 100\text{mm}$

ترسیم مقطع تیر:



طراحی ستون

B2 ستون

محاسبه چشمیه باربر طبقات

$$\frac{(5.5 + 6)(5 + 5)}{4} = 28.78 \text{ } m^2$$

بار گسترده معادل طبقات = $14.38 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

بار گسترده معادل با م = $11.58 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

بار محوری ستون:

$$P_u = (14.38 * 3 * 28.78) + (11.58 * 28.78) = 1574.84 \text{ KN}$$

لنگر ستون:**8.10.7 Factored moments in columns and walls**

8.10.7.1 Columns and walls built integrally with a slab system shall resist moments caused by factored loads on the slab system.

8.10.7.2 At an interior support, columns or walls above and below the slab shall resist the factored moment calculated by Eq. (8.10.7.2) in direct proportion to their stiffnesses unless a general analysis is made.

$$M_{sc} = 0.07[(q_{Du} + 0.5q_{Lu})\ell_2\ell_n^2 - q'_{Du}\ell_2'(\ell_n')^2] \quad (8.10.7.2)$$

where q'_{Du} , ℓ_2' , and ℓ_n' refer to the shorter span.

8.10.7.3 The gravity load moment to be transferred between slab and edge column in accordance with 8.4.2.3 shall not be less than **0.3M_o**.

$$M_{sc} = 0.07[(q_{Du} + 0.5q_{Lu})l_2l_n^2 - q'_{Du}l_2'(l_n')^2]$$

$$q_{Du} = 1.2 * 8.96 = 10.75 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{Lu} = 1.6 * 2.27 = 3.64 \frac{KN}{m^2}$$

$$M_y = 0.07[(10.75 + 0.5 * 3.64) * 5 * (6 - 0.5)^2 - 10.75 * 5 * (5.5 - 0.5)^2] = 39.02 KN.m$$

$$\begin{aligned} M_x &= 0.07[(10.75 + 0.5 * 3.64) * 5.75 * (5 - 0.5)^2 - 10.75 * 5.75 * (5 - 0.5)^2] \\ &= 14.84 KN.m \end{aligned}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{39.02}{1574.84} = 0.02477 m = 24.80 mm$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{14.84}{1574.84} = 0.00942 m = 9.42 mm$$



محاسبه لاغری ستون

آکس ۲ که بحرانی تر است را در نظر می‌گیریم و لاغری بیشتری را به ما می‌دهد، زیرا طول تیرها بیشتر است و سختی کمتری را از خود نشان می‌دهند.

$$I_c = 0.7 * \frac{0.50^4}{12} = 3.645 * 10^{-3}$$

$$I_b = 0.35 * \frac{0.45^4}{12} = 1.196 * 10^{-3}$$

$$C_b = 0.67$$

$$\Psi_1 = \frac{3.645 * 10^{-3} * (\frac{1}{3.5} + \frac{1}{3.5})}{0.67 * 1.196 * 10^{-3} * (\frac{1}{5} + \frac{1}{5.5})} = 6.8$$

برای ستون پایین، Ψ صفر در نظر گرفته شده است.

برای قاب با حرکت جانبی داریم:

$$K=1.5$$

$$\lambda = \frac{Kl}{r} = \frac{1.5 * 3.5}{0.3 * 0.5} = 35 \leq 34 + 12 = 46 \rightarrow \text{از اثرات لاغری میتوان چشم پوشی کرد} \rightarrow 46$$

$$\text{assume } \rho_g = 0.015$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.40(f'_c + f_y \rho_g)} = \frac{1574.84 * 10^3}{0.40(32 + 420 * 0.015)} = 102796 \text{ mm}^2$$

\rightarrow Assume Column 50 * 50 cm

EQUIVALENT UNIAXIAL ECCENTRICITY METHOD:

$$\frac{P_u}{f'_c A_g} = \frac{1574.84}{32 * 0.5 * 0.5 * 10^3} = 0.197 \leq 0.4$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) * \frac{f_y + 300}{700} = (0.5 + 0.197) * \frac{420 + 300}{700} = 0.717 \geq 0.6$$

$$e_x > e_y \rightarrow e_{ox} = e_x + \alpha \frac{e_y L_x}{L_y} = 24.80 + 0.717 * \frac{9.42 * 0.5}{0.5} = 31.55 \text{ mm}$$

$$\gamma = \frac{500 - 2 * 65}{500} = 0.74 \approx 0.75$$

$$M_{oy} = P_u * e_{ox} = 1574.84 * 0.03163 = 49.81 \text{ KN.m}$$

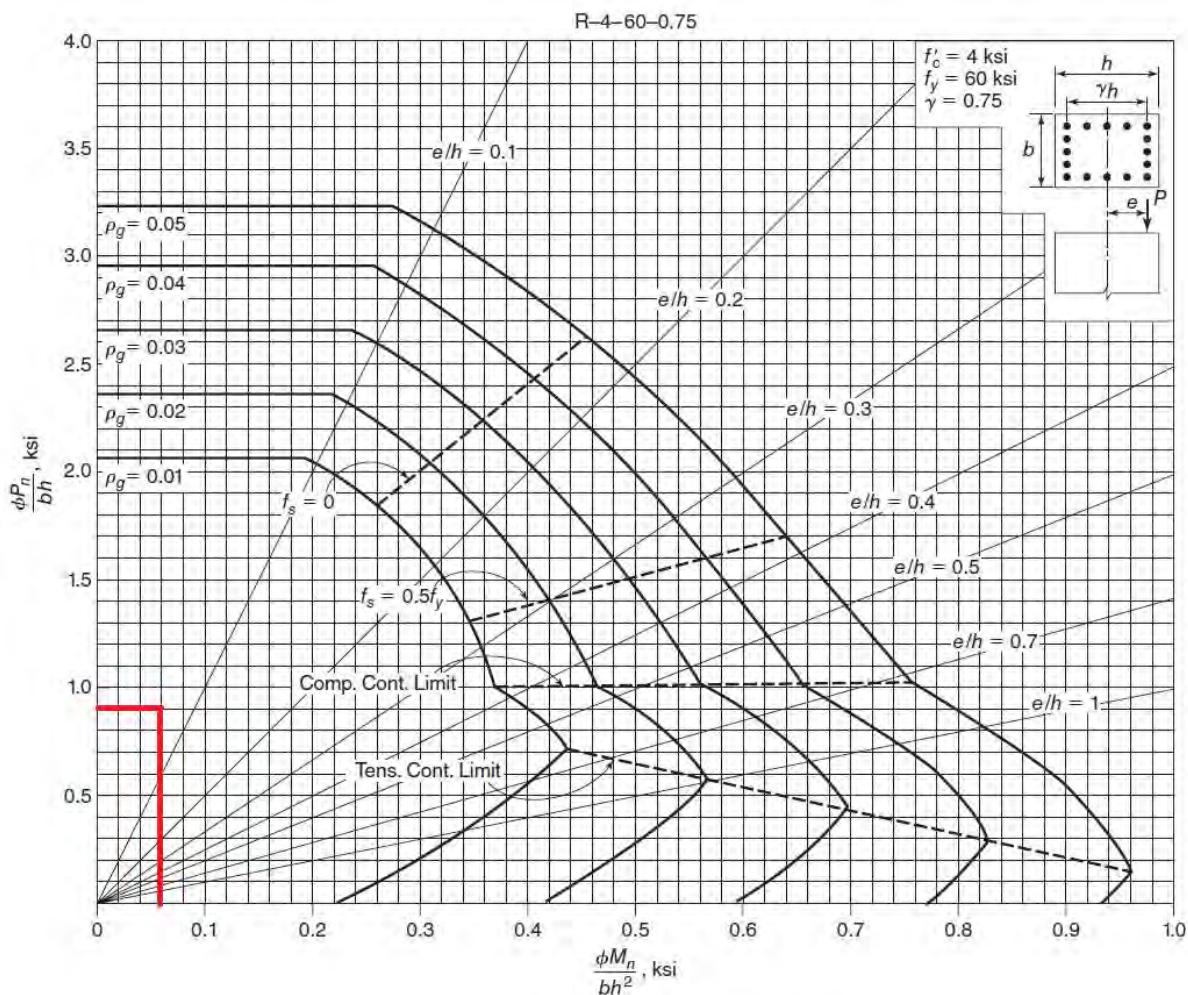
$$\frac{P_u}{bh} = \frac{1574.84 * 10^3}{500 * 500} = 6.3 \text{ Mpa} = 0.913 \text{ kips}$$

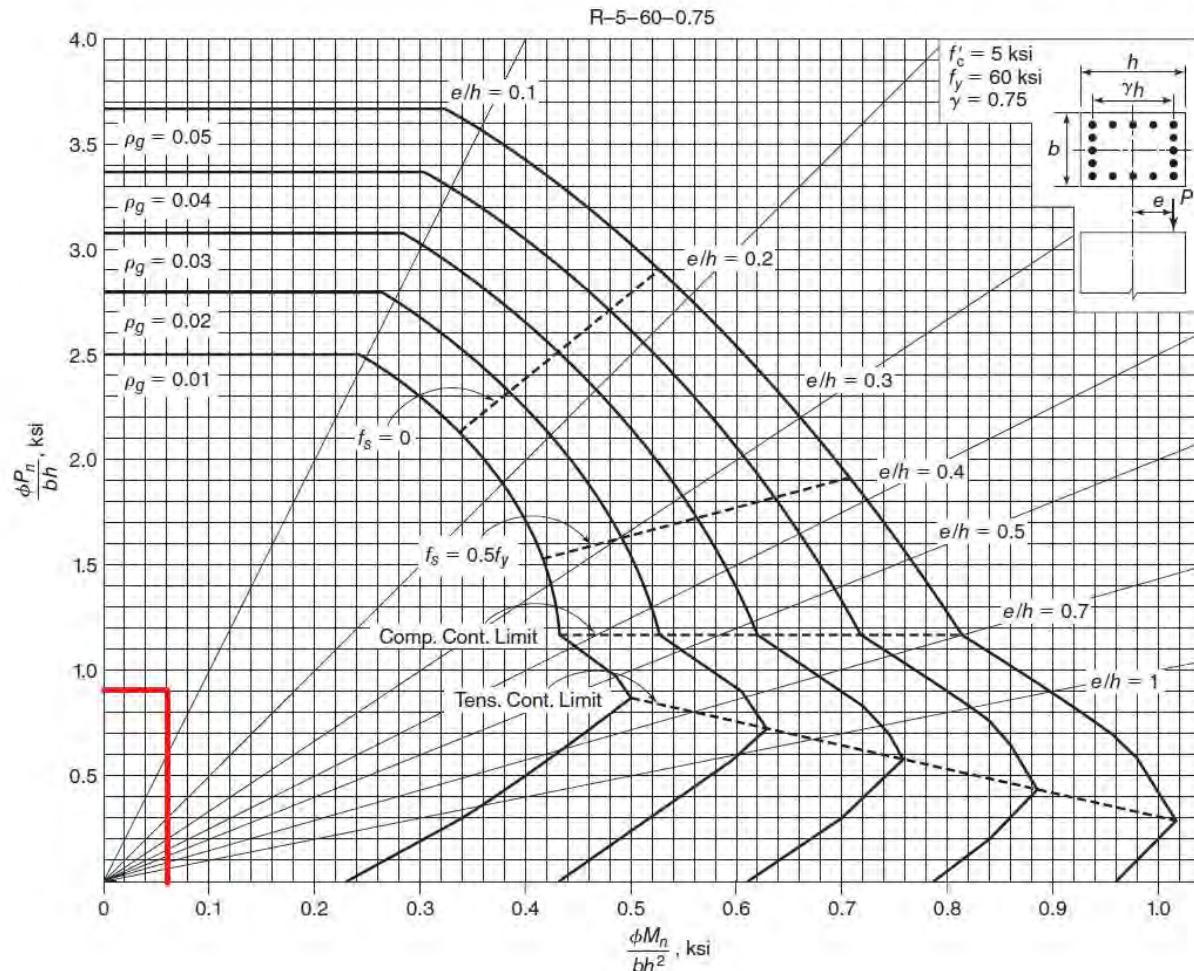
$$\frac{M_{oy}}{bh^2} = \frac{49.81 * 10^6}{500^3} \approx 0.400 \text{ Mpa} = 0.058 \text{ kips}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa} \rightarrow 60.9 \text{ ksi} \approx 60 \text{ ksi}$$

$$f_c = 32 \text{ Mpa} \rightarrow 4.64 \text{ ksi} \approx 4.5 \text{ ksi}$$

با فرضی محافظه کارانه، f_y و f'_c را رو به پایین گرد می کنیم تا بتوان از روش درون یابی از ۲ نمودار زیر استفاده کنیم.





حاصل به دست آمده از هر دو نمودار یکسان است:

$$\rho_g = 0.01 \rightarrow A_{st} = 0.01 * 500 * 500 = 2500 \text{ mm}^2$$

$$if \phi 20: \frac{2500}{\frac{\pi}{4} * 20^2} \approx 8 \rightarrow \boxed{USE 8\phi 20}$$

آرماتور های عرضی ستون

$$\frac{A_{v\min}}{s} = \max \left\{ 0.062\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}}, \quad \frac{0.35b_w}{f_{yt}} \right\}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{v\min}}{s} &= \max \left\{ 0.062\sqrt{32} \frac{500}{420}, \quad \frac{0.35 * 500}{420} \right\} = \max\{0.4175, 0.416\} = 0.4175 \frac{mm^2}{mm} \\ &= 417.5 \frac{mm^2}{m} \end{aligned}$$

25.7.2 Ties

25.7.2.1 Ties shall consist of a closed loop of deformed bar with spacing in accordance with (a) and (b):

- (a) Clear spacing of at least $(4/3)d_{agg}$
- (b) Center-to-center spacing shall not exceed the least of $16d_b$ of longitudinal bar, $48d_b$ of tie bar, and smallest dimension of member

25.7.2.2 Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

- (a) No. 3 enclosing No. 10 or smaller longitudinal bars
- (b) No. 4 enclosing No. 11 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars

$$s_{max} = \min \{16d_b, 48d_b, 500 mm\}$$

$$s_{max} = \min\{16 * 20, 48 * 10, 500 mm\} \rightarrow s = 30 cm$$

→ USE $\emptyset 10 @ 300 mm$

18.4.3.2 Columns shall be spirally reinforced in accordance with Chapter 10 or shall be in accordance with 18.4.3.3 through 18.4.3.5. Provision 18.4.3.6 shall apply to all columns supporting discontinuous stiff members.

18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing s_o over a length ℓ_o measured from the joint face. Spacing s_o shall not exceed the smallest of (a) through (d):

- (a) 8 times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
- (b) 24 times the diameter of the hoop bar
- (c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column
- (d) 12 in.

Length ℓ_o shall not be less than the greatest of (e), (f), and (g):

- (e) One-sixth of the clear span of the column
- (f) Maximum cross-sectional dimension of the column
- (g) 18 in.

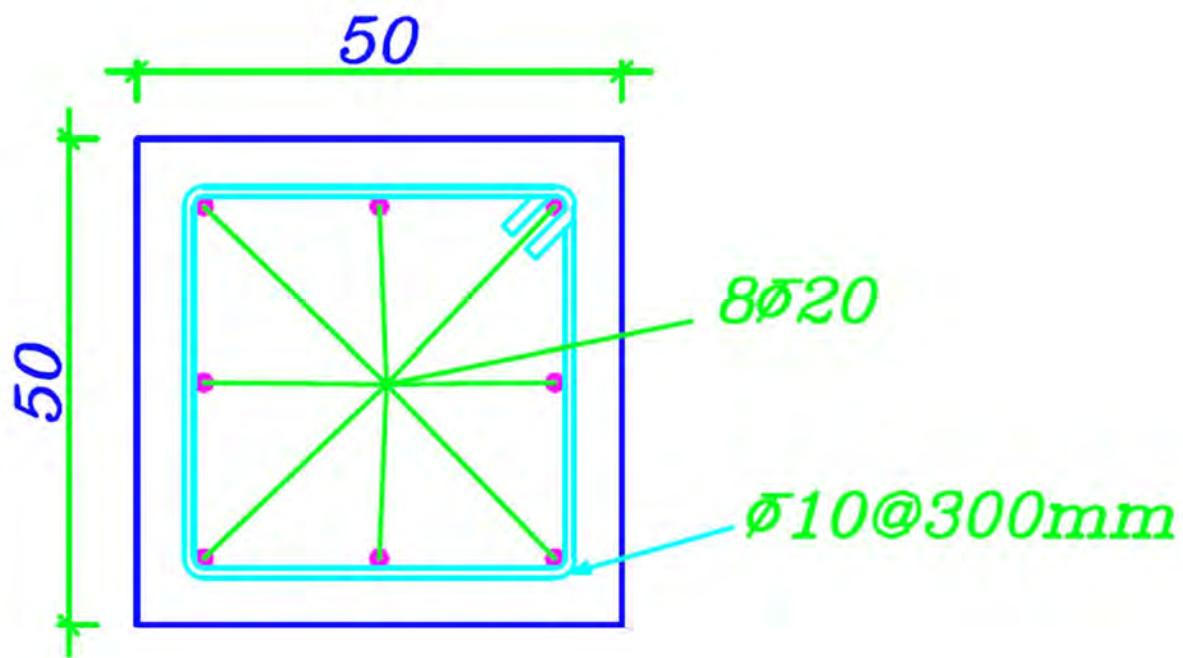
$$s_0 = \min \left\{ 8\emptyset_l, 24\emptyset_t, \frac{500}{2}, 300 \text{ mm} \right\} = \min\{8 * 20, 24 * 10, 250, 300\} \\ = 160 \text{ mm}$$

$$\ell_0 = \min \left\{ \frac{5500}{6}, 500, 450 \right\} = 450 \text{ mm}$$

USE $\emptyset 10 @ 160 \text{ mm}$ in the 450 mm of both ends of the column



ترسیم مقطع ستون:



دیتیل های نهایی:

برای ترسیم دیتیل تیر ها، در محل اتصال تیر به ستون، نیاز به طراحی طول مهاری قلاب ها داریم. طبق آیین نامه به طراحی این مورد می پردازیم.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension ⁽ⁱⁱ⁾ ℓ_{ext} , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 through No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 through No. 57	$10d_b$		

(ii) A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

25.4.3 Development of standard hooks in tension

25.4.3.1 Development length ℓ_{dh} for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

- (a) $\left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$ with Ψ_e , Ψ_r , Ψ_o , Ψ_c , and λ given in 25.4.3.2
- (b) $8d_b$
- (c) 150 mm

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement ψ_r	For No. 36 and smaller bars with $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ or $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2]}$	1.0
	Other	1.6
Location ψ_o	For No. 36 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 65 mm, or (2) With side cover normal to plane of hook $\geq 6d_b$	1.0
	Other	1.25
Concrete strength ψ_c	For $f'_c < 42$ MPa	$f'_c/105 + 0.6$
	For $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

[1] s is minimum center-to-center spacing of hooked bars.[2] d_b is nominal diameter of hooked bar.

A_{hs} = total cross-sectional area of hooked or headed bars being developed at a critical section, mm^2

A_{th} = total cross-sectional area of ties or stirrups confining hooked bars, mm^2

پارامتر های مورد نیاز را از جدول 25.4.3.2 استخراج میکنیم.

Normal weight concrete $\rightarrow \lambda = 1$

Uncoated reinforcement $\rightarrow \psi_e = 1$

$$f'_c = 32 \text{ MPa} < 42 \text{ MPa} \rightarrow \psi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.6 = 0.904$$

$$\psi_o = 1$$

برای محاسبه ψ_r :

$$A_{hs} = 4 * \frac{\pi * 20^2}{4} = 1256.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{th} = 8 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 628.32 \text{ mm}^2$$

$$A_{th} = 628.32 > 0.4 A_{hs} = 502.7 \rightarrow \psi_r = 1$$

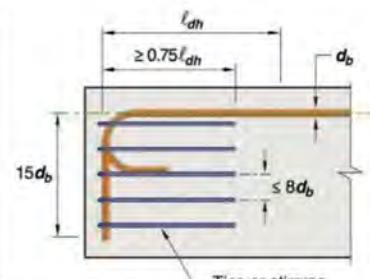


Fig. R25.4.3.3a—Confining reinforcement placed parallel to the bar being developed that contributes to anchorage strength of both 90- and 180-degree hooked bars.

در ناحیه بحرانی اتصال تیر به ستون، از ۴ خاموت استفاده می شود که در فاصله $15d_b$ آن ها را قرار می دهیم.

فاصله مرکز تا مرکز این هاموت ها حداقل $8d_b$ خواهد بود. ($d_b = 20$)

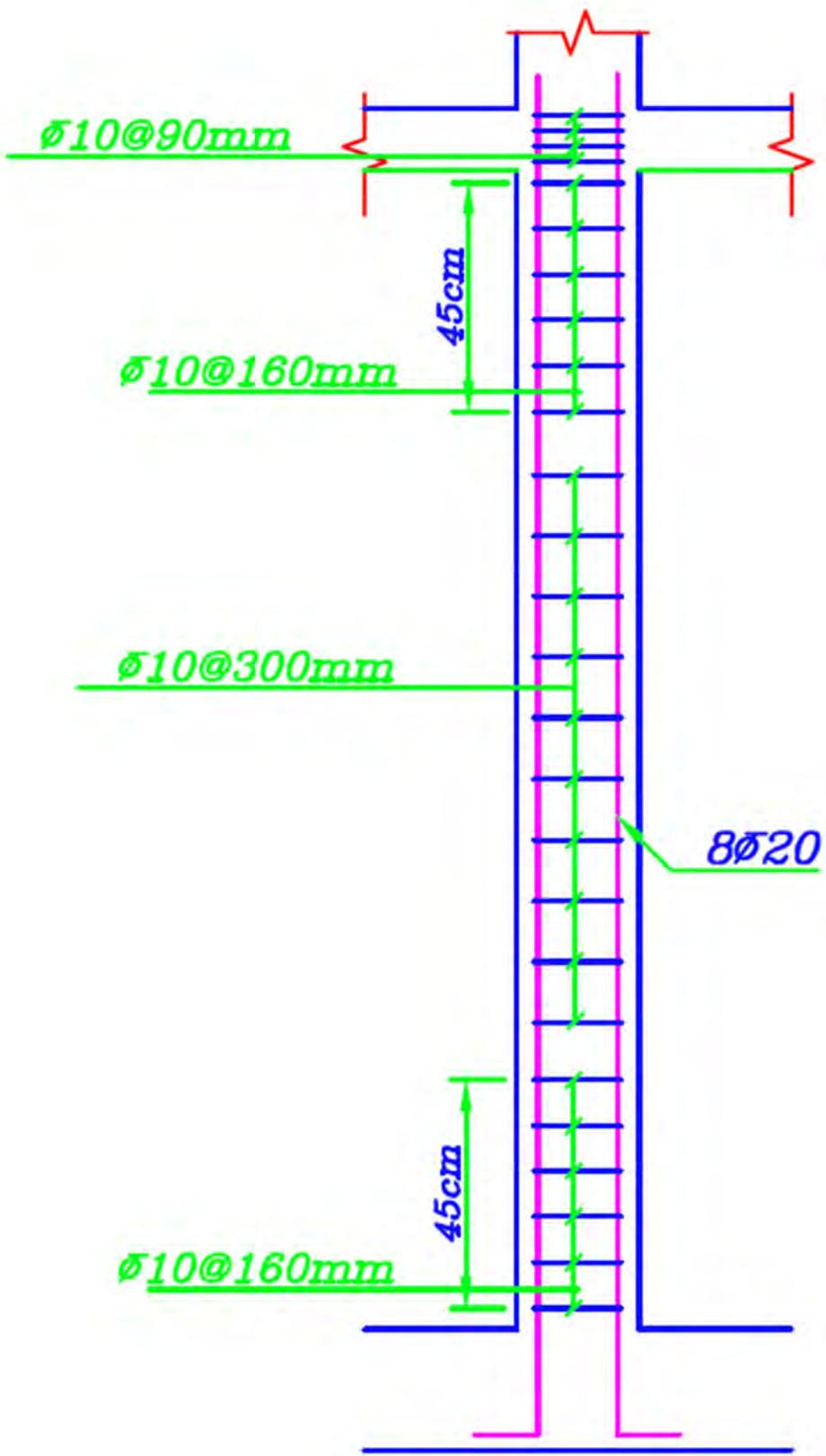
پس در فاصله ای به ارتفاع $15d_b = 30\text{cm}$ در هسته بحرانی اتصال تیر به ستون، ۴ خاموت شماره

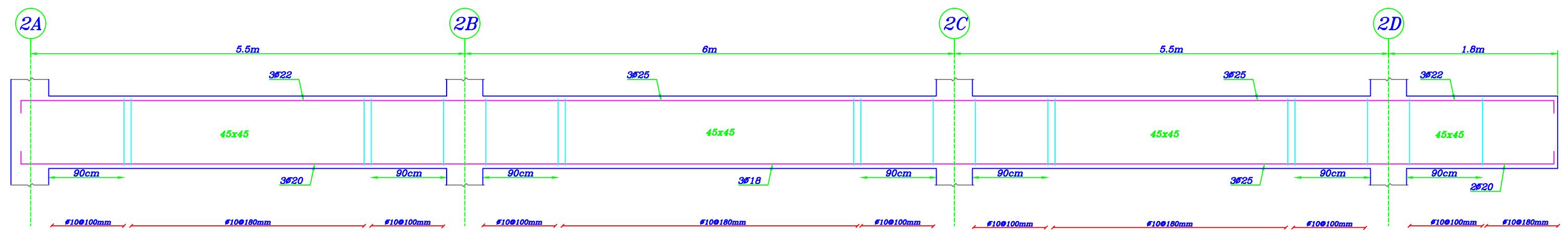
۱۰ قرار می دهیم که فاصله مرکز تا مرکز آن ها را 90 سانتیمتر در نظر می گیریم. دیتیل مربوطه در

صفحات بعدی رسم شده است.

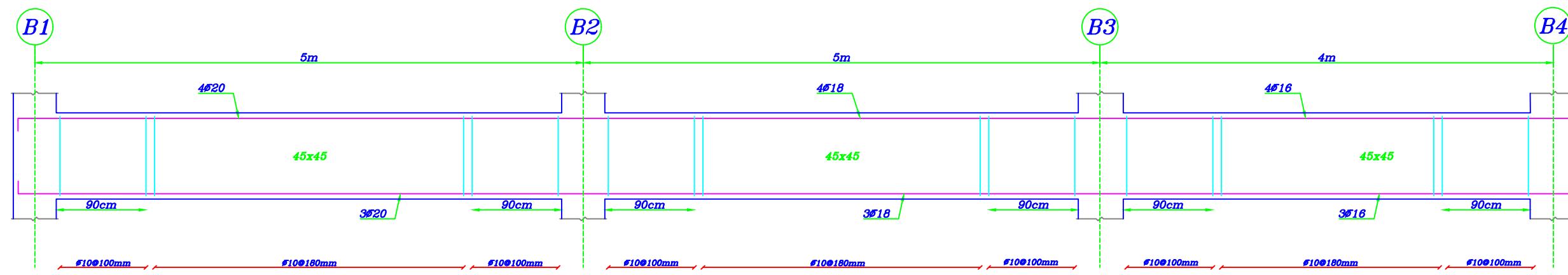
ϕ	16	18	20	22	25
$\left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$	179.7	214.5	251.2	289.8	351.1
8db	128	144	160	176	200
150 mm	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm
L dh	179.7	214.5	251.2	289.8	351.1
L ext	192.0	216.0	240.0	264.0	300.0

مقادیر ردیف Ldh طول مهاری و ردیف L ext طول قلاب های مورد نظر برای هر سایز میلگرد است.

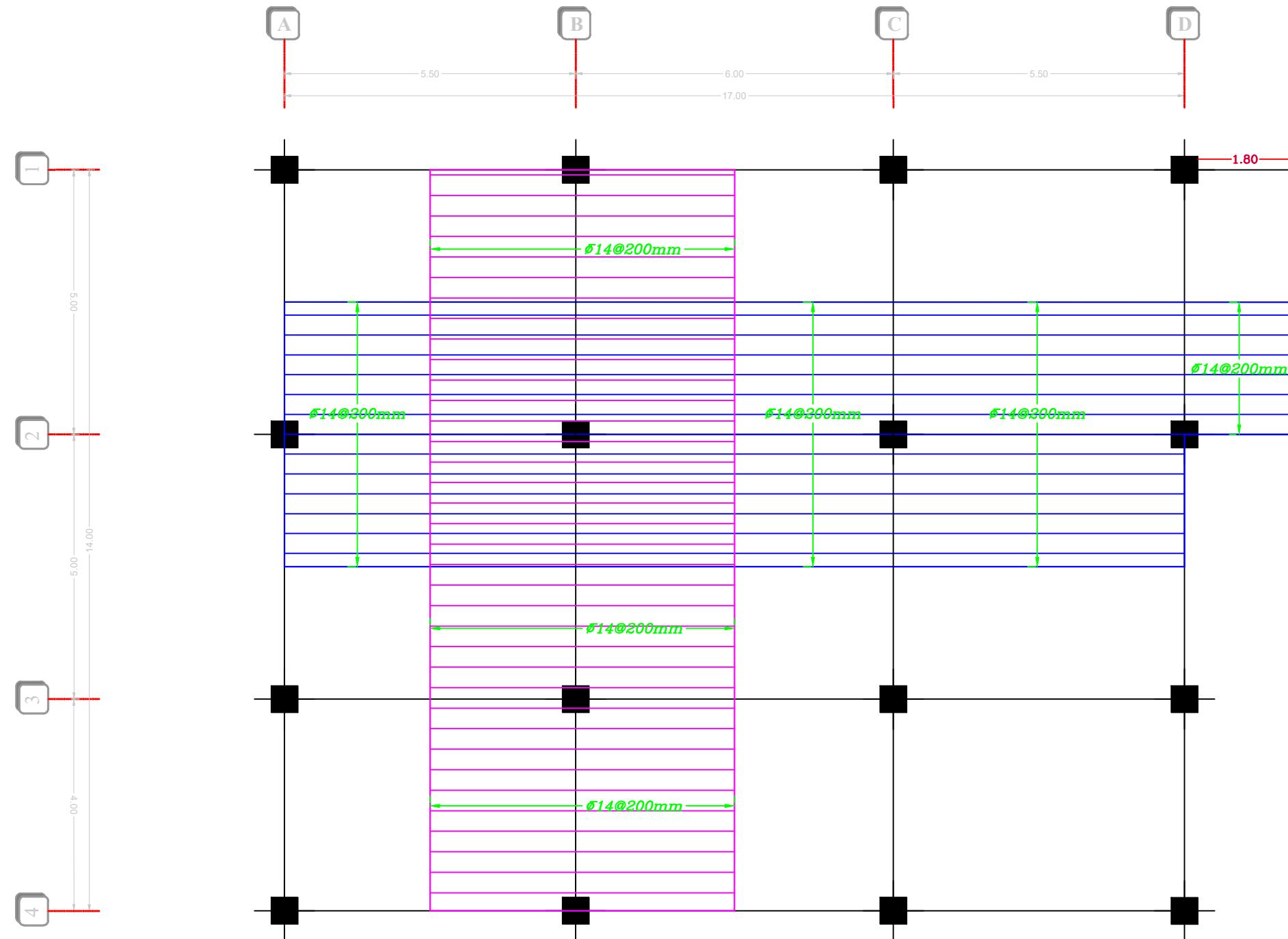




دینیل نیپر های
شرفی - غربی



دیتیل نیزهای
شمالي - جنوبي



دېنېل آرماتور گذارى دال