جزوه سازه های بتن آرمه 2

استاد محترم: جناب آقای دکتر نصیرائی

تهیه و تنظیم: انجمن علمی مهندسی عمران

انجمن علمی مهندسی عمران
دانشگاه آزاد اسلامی مشهد

www.cess.mihanblog.com

www.cess.mihanblog.com

ستونهای کوتاه

ستون عضوی است که وظیفه آن تحمل نیروی محوری می باشد. هرچند معمولاً همراه با نیروی محوری نیروی برشی و لنگر خمشی نیز وجود خواهد داشت. منظور از ستون کوتاه آن است که اثرات لاغری در محاسبات این نوع ستونها را می توان نادیده گرفت. در فصل بعدی به تأثیر لاغری ستون پرداخته خواهد شد. چنانچه ارتفاع ستون نسبت به بعد حداقل مقطع آن 3 کوچکتر باشد عضو ستونک یا پایه (pedestal) نامیده می شود که ضوابط طراحی آن معمولاً در کتب پی سازی بررسی می شود.

مسلحگذاری در ستونها شامل دو نوع میلگردهای طولی و میلگردهای عرضی می باشد. ستونهای بتن مسلح بر اساس نوع نگهداری میلگردهای طولی (توسط میلگردهای عرضی) به دو گروه ستونهای با تنگ بسته و ستونهای با دورپیچ تقسیم می شوند. تنگها به منظور نگه داشتن میلگردهای طولی در جای خود و کم کردن طول کمانشی میلگردهای طولی و همچنین تحمل نیروی برشی در ستونها قرار داده می شوند. دورپیچها نیز وظایف تنگ را انجام می دهند و علاوه بر آن باعث افزایش شکل پذیری ستون می شوند که در ادامه بررسی خواهد شد. تنگها می توانند بصورت دایره ای یا مستطیلی باشند (بر اساس قرارگیری میلگردهای طولی) و دورپیچها معمولاً بصورت دایره ای هستند.

• - ضوابط خاموتها و دورپیچها در آیا:

در قسمت محاسبات برش در بتن 1 دیدیم که میلگردهای عرضی برای تحمل برش محاسبه می شوند. نمونه ای از طرح میلگردهای برشی برای اعضاء تحت اثر بارگذاری نیز در آنجا ارائه شد (مثال 3 در فصل دوم). اکنون باید توجه داشت که در ستونها علاوه بر ضوابط برش موارد زیر نیز باید رعایت گردد:

الف - خاموتها:

- قطر خاموت باید حداقل $\frac{1}{3}$ قطر میلگرد طولی برای میلگردهای $\phi 30$ و کمتر و حداقل $\phi 10$ برای میلگردهای بزرگتر باشد. حداقل قطر آن نیز $\phi 6$ است.

- فاصله بین خاموتها نباید از 16 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، 48 برابر قطر خاموت، بعد کوچکتر مقطع ستون و 300 mm بزرگتر باشد.

- خاموتها و تنگها باید طوری آرایش داده شوند که میلگردهای طولی یک در میان در گوشه خاموتهایی با زاویه کمتر از 135° قرار گیرند و همچنین فاصله آزاد بین میلگرد میانی و میلگرد گوشه نباید از 150 mm بیشتر شود.

www.cess.mihanblog.com

ب - دورپیچ‌ها :

- فاصله آزاد بین دورپیچ‌ها (گام آزاد) به حداقل 25mm و حداکثر 75mm محدود شده است.
- قطر حداقل میلگرد دورپیچ $\phi 6$ است.
- گام دورپیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی (D_c) تجاوز نماید. [(پوشش بتنی) × 2 − قطر مقطع ستون = قطر هسته]

• - رفتار ستون‌ها تحت بارگذاری :

یک ستون بتنی مسلح موقعی به مقاومت نهایی خود می‌رسد که فولادهای آن جاری شده و بتن نیز به مقاومت فشاری نهایی خود یعنی f_c برسد.

$$N_{r_0} = f_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

که در آن A_g سطح مقطع کل بتن و A_{st} نیز کل سطح فولاد طولی است. از طرفی می‌دانیم که هرچه سرعت اعمال تنش به بتن کمتر باشد مقاومت بتن نیز به علت پدیده خزش کاهش می‌یابد. چون در عمل بارهای اعمالی به ستون تدریج وارد می‌شود مقاومت بتن را در رابطه N_{r_0} با ضریب 0.85 کاهش می‌دهند. با اعمال ضرایب کاهش مقاومت ϕ_c و ϕ_s رابطه به شکل زیر در می‌آید :

$$N_{r_0} = 0.85 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \phi_s f_y$$

از نظر رفتاری ستون‌های دارای تنگ بصورت ترد گسیخته می‌شوند. بدین ترتیب که با رسیدن بار گذاری به مقدار N_{r_0} ستون فوراً گسیخته می‌شود. این گسیختگی با خرد شدن بتن و کمانه کردن میلگردهای طولی در فاصله آزاد بین تنگ‌ها همراه است.

در یک ستون دارای دورپیچ نیز پس از رسیدن بار گذاری به مقدار N_{r_0} پوشش بتنی اطراف دورپیچ جدا می‌شود و در نتیجه سطح مقطع بتن کاهش می‌یابد اما در این میلگردهای طولی کمانش نمی‌کنند و ستون تغییر شکل بیشتری می‌یابد و هسته بتنی بر دورپیچ اتکا خواهد کرد. عکس‌العمل دورپیچ بر هسته ایجاد تنش‌های شعاعی در هسته می‌کند که ظرفیت محوری آن را افزایش می‌دهد و لذا ستون نهایتاً در بار بزرگتری از N_{r_0} گسیخته خواهد شد و تغییر شکل زیادی تا قبل از گسیختگی می‌پذیرد. گسیختگی پس از جاری شدن دورپیچ اتفاق می‌افتد.

مقدار اضافه ظرفیت محوری مربوط به مقدار میلگرد دورپیچ می‌باشد. آئین‌نامه ACI مقداری دارد که مقدار دورپیچ باید اندازه‌ای باشد که کاهش ظرفیت به علت تخریب پوشش بتن با افزایش ظرفیت به علت وجود دورپیچ یکسان باشد تا ظرفیت ستون تغییری نکند. در این حالت فقط طاقت (Toughness) یا قابلیت جذب انرژی در تغییر شکل‌های پلاستیک افزایش خواهد یافت.

مقدار دورپیچ بر این اساس طبق آئین‌نامه ACI عبارت است از :

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y}$$

A_g سطح کل ستون و A_c سطح هسته بتنی می‌باشد. f_y نیز نباید بیشتر از $400\ N/mm^2$ منظور گردد.

www.cess.mihanblog.com

ρ_s نسبت حجمی مارپیچ طبق تعریف زیر می باشد :

$$\rho_s = \frac{\text{حجم مارپیچ}}{\text{حجم هسته}} = \frac{\left(\frac{\pi d_b^2}{4}\right)\pi(D_c - d_b)\times\frac{1}{s}}{\frac{\pi D_c^2}{4}\times 1}$$

با رابطه آخر مارپیچ ρ_s بدست آمده و با رابطه فوق می توان گام مارپیچ را بدست آورد.

• - مرکز پلاستیک مقطع :

محل اثر برآیند نیروهای مقطع هنگامی که مقطع گسیخته می شود مرکز پلاستیک نام دارد. یک ستون هنگامی تحت بار محوری خالص قرار دارد که نیروی محوری آن بر مرکز پلاستیک وارد گردد. مرکز پلاستیک بر روی محور تقارن قرار خواهد داشت.

مثال ۱ : مرکز پلاستیک مقطع زیر را بدست آورید. سطح مقطع میلگرد A_b است.

حل :

$$\bar{x} = \frac{0.85\phi_c f_c \frac{bh}{2}\cdot\frac{h}{3} + A_b\phi_s f_y(h-d_1) + 2A_b\phi_s f_y d_2}{0.85\phi_c f_c bh + 3A_b\phi_s f_y}$$

تذکر : بطور دقیق تری می توان بجای $\phi_s f_y$ از $\phi_s f_y - 0.85\phi_c f_c$ استفاده نمود.

• - اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی :

معمولاً ستونها علاوه بر تحمل نیروی محوری تحت لنگر خمشی نیز قرار دارند (تیرستون). در اینجا هدف پیدا کردن ظرفیت یک مقطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی همزمان می باشد. برای یک مقطع با ابعاد و میلگرد گذاری معین بی نهایت زوج نیروی (N_r و M_r) می توان یافت که باعث گسیخته شدن مقطع می شوند. چنانچه این نقاط را در دستگاه مختصات (N, M) ترسیم کنیم منحنی شکست ستون که بآن منحنی اثر متقابل یا اندرکنش (interaction) گفته می شود بدست می آید. M_{r_0} در واقع همان M_r معرفی شده در بخش خمش (بتن ۱) می باشد. در بسیاری از مسائل بجای استفاده از زوج (N_r, M_r) از زوج (N_r, e) صحبت می شود که e خروج از مرکزیت (یا برون محوری) نیروی N_r نسبت به مرکز پلاستیک می باشد.

در دستگاه مختصات اندرکنش خطوط گذرنده از مبدأ مختصات معرف مقادیر e مختلف می باشند.

• - مقاطع مستطیلی با توزیع فولاد در دو طرف :

جهت آشنا شدن با مفاهیم اولیه، ابتدا مقاطع ستون را بصورت مستطیلی و فقط با فولادهای به موازات محور خمش در نظر می گیریم. ستون تحت اثر خمش و نیروی محوری هنگامی گسیخته می شود که حداکثر کرنش فشاری مقطع به مقدار نهایی آن یعنی $\varepsilon_{cu} = 0.003$ برسد. ثابت شده است که برای ستونهای تحت خمش نیز می توان از همان بلوک تنش مستطیلی معادل که در مبحث خمش تیرها گفته شد استفاده نمود. پارامتر

www.cess.mihanblog.com

مورد استفاده در تحلیل در شکل زیر نشان داده شده است :

• - حالت متوازن :

برای یک ستون مشخص (مثلاً در شکل فوق) چنانچه نیروی N_r در فاصله زیادی از محور پلاستیک اعمال شود (e زیاد باشد) در لحظه گسیختگی فولاد کششی جاری می شود و اگر بار به مرکز پلاستیک نزدیک شود (e کم باشد) در لحظه گسیختگی فولاد کششی جاری نخواهد شد. بنابراین یک مقدار مشخص e (که به آن e_b گفته می شود) درست در لحظه گسیخته شدن مقطع فولاد کششی نیز جاری می شود. مقدار نیروی محوری که در e_b باعث گسیختگی مقطع می شود N_{rb} خواهد بود. با مراجعه به شکل مقابل بر حتی می توان مقدار e_b را بدست آورد. برای این منظور ابتدا با روابط تشابه x_b بدست می آید سپس با رابطه تعادل N_{rb} و با لنگرگیری نسبت به محور پلاستیک e_b بدست خواهد آمد.

• - حالتهای رفتاری :

گفته شد که یک ستون با مقادیر مختلفی از بردار محوری e گسیخته می شود. با مقایسه مقدار e با e_b آن مقطع می توان سه حالت رفتاری برای گسیختگی ستون تشخیص داد که در شکل زیر نشان داده شده است :

① $e>e_b$: در این حالت قبل از گسیخته شدن ستون فولاد کششی جاری می شود. با این ناحیه، ناحیه کنترل کشش نیز گفته می شود.

② $e<e_b$ و فولاد کششی وجود دارد : در این حالت پس از گسیخته شدن ستون هنوز فولادهای کششی جاری نشده اند. با این ناحیه، ناحیه کنترل فشار نیز گفته می شود.

③ $e<e_b$ و فولاد کششی در مقطع وجود ندارد : در این ناحیه نیز که ناحیه کنترل فشار است اصلاً فولاد کششی در مقطع وجود ندارد.

در هر یک از حالتهای رفتاری به روش متفاوتی می توان با معلوم بودن e مقدار N_r را بدست آورد. مثال های زیر مطلب را روشن خواهد کرد.

www.cess.mihanblog.com

مثال ۲: مقدار مقاومت رهی N_r را برای ستون زیر با برای $e = 650\ mm$ بدست آورید.

$f_c = 20\ N/mm^2$; $f_y = 400\ N/mm^2$

$A_s = A'_s = 4\phi 28$

حل: ابتدا خروج از مرکزیت حالت متوازن را بدست می‌آوریم تا حالت رفتاری ستون مشخص شود.

$d = h - 60 = 440\ mm$

تشابه:
$$\begin{cases} x_b = \dfrac{600}{600+f_y} \cdot d = 264\ mm \rightarrow a_b = 224\ mm \\ \epsilon'_{sb} = 0.003 - \dfrac{60}{440}(0.003 + 0.002) = 0.0023 \end{cases}$$

$\epsilon'_{sb} > \epsilon_y \rightarrow f'_{sb} = f_y$

تعادل: $N_{rb} = 0.85 \phi_c f_c a_b b + A'_s \phi'_s f'_{sb} - A_s \phi_s f_y$

$N_{rb} = 0.85 \phi_c f_c a_b b$

$N_{rb} = 0.85 \times 0.6 \times 20 \times 224 \times 300 = 685,440\ N$

اکنون نسبت به مرکز پلاستیک مقطع (در اینجا خط وسط) لنگرگیری می‌شود:

$N_{rb} \cdot e_b = 0.85 \phi_c f_c a_b b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2}\right) + A_s \phi_s f_y (d - d')$

$685,440\ e_b = 0.85 \times 0.6 \times 20 \times 224 \times 300 \left(\frac{500}{2} - \frac{224}{2}\right) + 4 \times 616 \times 0.85 \times 400 (440 - 60)$

$e_b = 602\ mm$ $\quad e = 650 > e_b \rightarrow$ ① ناحیه کنترل کشش

مشخص شد که در لحظه گسیختگی مقطع فولاد کشش جاری شده است. فعلاً فرض می‌کنیم که فولاد فشاری نیز جاری شده باشد:

$$\begin{cases} N_r = 0.85 \phi_c f_c a b + A_s \phi_s f_y - A'_s \phi'_s f_y \\ N_r \cdot e = 0.85 \phi_c f_c a b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s \phi_s f_y (d - d') \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_r = 0.85 \times 0.6 \times 20 \times a \times 300 = 3060 a \\ N_r \cdot e = 0.85 \times 0.6 \times 20 \times a \times 300 \left(\frac{500}{2} - \frac{a}{2}\right) + 2464 \times 0.85 \times 400 \times (440 - 60) \end{cases}$$

با حل دو معادله فوق مجهولات a و N_r بدست می‌آید:

$1530 a^2 + 1.224 \times 10^6 a - 318,348,800 = 0 \rightarrow a = 207\ mm$

$N_r = 3060 a = 633,420\ N \simeq 633\ kN$

$x = \frac{a}{\beta_1} = 244\ mm$; $\epsilon'_s = 0.003 \frac{x - d'}{x} = 0.0023 > \epsilon_y$ O.K.

www.cess.mihanblog.com

چنانچه فرض جاری شدن میلگرد فشاری درست نباشد باید کلیه مسئله را حل نمود و در این حل جدید در معادلات فوق برای فولاد فشاری از f'_s (وابسته به x) استفاده نمود.

تذکر: در حل مثال فوق از اشغال سطح بتن فشاری توسط فولاد فشاری چشم پوشی شده است. بطور دقیق‌تر و برای این اشکال می‌توان از تنش فولاد فشاری به مقدار $0.85\phi_c f_c$ کاست. به عنوان مثال در مورد e_b به جای تنش فولاد فشاری یعنی $\phi_s f'_s$ می‌توان $\phi_s f'_{sb} - 0.85\phi_c f_c$ را قرار داد.

مثال ۳: مثال ۱ را با فرض $e = 500^{mm}$ مجدداً حل نمائید.

حل:

ناحیه کنترل فشار $\rightarrow$ $e = 500 < e_b = 602$

در اینجا نیز می‌توان مشابه روش قبل به حل معادلات پرداخت. اما معمولاً ساده‌تر است که با یک روش آزمون و خطا مقدار x را بدست آورد. ابتدا مقداری برای x حدس زده می‌شود و بر اساس آن ϵ_s و ϵ'_s بدست می‌آید و از آنجا f_s، f'_s و a معلوم می‌گردد. با نوشتن تعادل مقدار N_r وابسته به x فرض شده بدست می‌آید و سرانجام با لنگرگیری نسبت به محور پلاستیک e محاسبه می‌شود که قطعاً با e موجود (در اینجا 500^{mm}) متفاوت است. حل تا آنجا تکرار می‌شود که به مقدار لازم به e موجود نزدیک شویم. راه حل اخیر در جدول و روابط زیر خلاصه شده است:

$$\epsilon_s = 0.003\,\frac{d-x}{x} \quad ; \quad \epsilon'_s = 0.003\,\frac{x-d'}{x} \quad ; \quad a = \beta_1 x$$

$$N_r = 0.85\phi_c f_c ab - A_s\phi_s f_s + A'_s\phi_s f'_s$$

$$N_r \cdot e = 0.85\phi_c f_c ab\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s\phi_s f_s\left(d - \frac{h}{2}\right) + A'_s\phi_s f'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

$e\uparrow \quad x\downarrow$

x	ϵ_s	ϵ'_s	f_s	f'_s	a	N_r	e
350	0.0008	0.0025	160	400	297.5	1,413,006	230
300	0.0014	0.0024	280	400	255	1,031,628	355
280	0.0017	0.0024	340	400	238	853,994	457
270	0.0019	0.0023	380	400	229.5	744,158	545
275	0.0018	0.0023	360	400	233.8	[redacted]	498 $\simeq$ 500 o.k.

$N_r \simeq 800\ kN$

تذکر: توجه نمائید که از مقایسه e بدست آمده با e موجود در مسئله مشخص می‌شود که مقدار x را باید بیشتر یا کمتر انتخاب نمود. همچنین از درون‌یابی خطی نیز می‌توان برای انتخاب x استفاده نمود.

www.cess.mihanblog.com

مثال ۴ : مثال ۱ را برای $e = 50^{mm}$ حل نمائید.

حل : با لنگرگیری نسبت به محور یک ردیف از میلگردها نیروی N_r بدست می‌آید :

$$N_r \cdot e' = 0.85\phi_c f_c bh\left(d - \frac{h}{2}\right) + A'_s\phi_s f_y (d - d')$$

$$N_r \times 240 = 0.85 \times 0.6 \times 20 \times 300 \times 500\left(440 - \frac{500}{2}\right) + 4 \times 616 \times 0.85 \times 400 (440 - 60)$$

$$N_r = 2{,}537{,}703 \ N$$

اکنون با نوشتن رابطه تعادل می‌توان تنش f_s را بدست آورد :

$$N_r = 0.85\phi_c f_c bh + A_s\phi_s f_s + A'_s\phi_s f_y$$

$$2537703 = 0.85 \times 0.6 \times 20 \times 300 \times 500 + 4 \times 616 \times 0.85 f_s + 4 \times 616 \times 0.85 \times 400$$

$$\rightarrow f_s = 81 \ N/mm^2$$

چنانچه مقدار f_s منفی بدست می‌آمد مشخص می‌شد که حالت گسیختگی ستون از نوع ② می‌باشد و بنابراین مسئله با روش مثال قبلی حل می‌شد.

تذکر : هنگامی که $e < e_b$ باشد ابتدا فرض می‌کنیم که رفتار ستون از نوع ③ است. با بدست آوردن مقدار f_s معلوم می‌شود که فرض صحیح بوده یا باید حل مطابق مثال ۳ (حالت رفتاری ②) انجام گیرد.

• - مقاطع مستطیلی با توزیع دلخواه میلگرد :

معمولاً برای میلگرذاری مقاطع مستطیلی از توزیع خطی میلگردها استفاده می‌شود. این مسئله ضمن اینکه باعث ایجاد فضای بیشتر جهت جا دادن میلگردها می‌شود در هنگام اعمال خمش دو محوره به مقطع نیز مناسب‌تر است. روش تحلیل چنین مقاطعی مشابه روش توضیح داده شده در مثال ۳ می‌باشد. یعنی ابتدا با حدس تعادل مختلف برای x و انجام عملیات تکراری مسئله حل خواهد شد. توضیح بیشتر در مثال ذیل آمده است :

مثال ۵ : مقاومت اسمی N_r را برای مقطع زیر با بازای $e = 200^{mm}$ بدست آورید :

$f_c = 30 \ N/mm^2$; $f_y = 300 \ N/mm^2$

$A_{st} = 10\phi 36$

حل : مقدار x (موقعیت تار خنثی) را برابر 400^{mm} فرض می‌کنیم :

$$x = 400 \rightarrow \begin{cases} \epsilon_1 = 0.00255 > \epsilon_y \rightarrow f_{s_1} = 300 \\ \epsilon_2 = 0.00135 < \epsilon_y \rightarrow f_{s_2} = 270 \\ \epsilon_3 = 0.00015 < \epsilon_y \rightarrow f_{s_3} = 30 \\ \epsilon_4 = 0.00105 < \epsilon_y \rightarrow f_{s_4} = 210 \end{cases}$$

فشاری

کششی

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0015$$

www.cess.mihanblog.com

$$a = \beta_1 x \quad \rightarrow \quad a = 0.85 \times 400 = 340^{mm}$$

$$N_r = 0.85 \times 0.6 \times 30 \times 300 \times 340 + 0.85 \times 1018\,(300\times3 + 270\times2 + 30\times2 - 210\times3)$$

$$N_r = 2{,}313{,}411^{N}$$

$$N_r \cdot e = 0.85\times0.6\times30\times300\times340\left(\frac{600}{2} - \frac{340}{2}\right) +$$

$$0.85\times1018\,(300\times3\times240 + 270\times2\times80 - 30\times2\times80 + 210\times3\times240)$$

$$e = 239^{mm} > 200^{mm}$$

برای حدس بعدی می توان مقدار x را کمی بیشتر مثلاً 420^{mm} انتخاب نمود و حل را تکرار کرد.

- مقاطع دایره ای و غیر متقارن :

مقاطع دایره ای برای ستونها هنگامی که ستون در داخل فضای باز (بدون تیغه بندی) رؤیت می شود بسیار مناسب است (مانند پارکینگهای طبقاتی) هر چند قالب بندی آن فقط با قالب فلزی ممکن بوده و پرهزینه می باشد. از طرفی مقاطع غیر متقارن دیگر کاربرد چندانی در عمل ندارند. فقط مقاطع T شکل، L شکل و یا صلیبی می توانند از دید مسائل معماری کاربرد داشته باشند.

روش تحلیل این مقاطع نیز کاملاً مشابه روش تشریح شده در مثال ۵ می باشد. فقط باید توجه نمود که محاسبه سطح ناحیه فشاری بتن و تعیین مرکز ثقل این ناحیه ممکن است قدری وقت گیر باشد. مقاطع چند ضلعی منتظم را نیز می توان برای تحلیل با مقاطع دایره ای محاطی آن یکسان فرض نمود.

- روش ترسیم منحنی اثر متقابل :

با بررسی مثالهای قبل روشن می شود که یک راه ساده برای ترسیم منحنی های اثر متقابل برای هر مقطع دلخواه با هر نوع میلگرد گذاری فقط کافیست مقادیر مختلفی برای x (موقعیت تار خنثی) انتخاب نمود و بر اساس مقدار N_r و e را بدست آورد. مقادیر $M_r = e.N_r$ و N_r یک نقطه از منحنی اثر متقابل را مشخص می کند. با تغییر مقدار x نقاط مختلفی از منحنی بدست می آید.

- بررسی محوری حداقل :

در عمل حتی اگر بار وارده به یک ستون از نظر تئوری کاملاً محوری باشد باز هم مقداری برون محوری تصادفی می تواند وجود داشته باشد. بدین منظور آیا مقدار حداکثر مقاومت محوری یک ستون را به $0.8N_{r0}$ محدود می نماید.

- حداقل و حداکثر میلگرد طولی :

اگر مقدار میلگرد طولی ستون از حد معینی بیشتر باشد قرار دادن میلگرد در مقطع با دشواری انجام می گیرد. لذا آیین نامه ایران حداکثر مقدار فولاد را به ٪8 محدود می نماید که برای رعایت آن در محل وصله ها، این مقدار به کمتر از ٪4 محدود می شود. از طرفی اگر مقدار میلگرد طولی کم باشد پدیده خزش بتن تغییر شکلهای زیادی در ستون ایجاد می کند لذا آیا مقدار حداقل میلگرد طولی را به ٪0.8 محدود نموده است.

www.cess.mihanblog.com

۵- تحلیل و طراحی مقاطع با استفاده از نمودارهای اثر متقابل از پیش ترسیم شده :

روش تحلیل ستونها که در مثالهای قبل تشریح شد نشان می دهد که طراحی ستونها بمراتب دشوارتر و بسیار وقت گیر خواهد بود. بدین منظور یک سری نمودارهای اندرکنش آماده شده است که به کمک آنها می توان تحلیل و طراحی را انجام داد. هرچند تعداد این منحنی های آماده در کتابها محدود می باشد اما برای اکثر مقاصد عملی کافی می باشند. در منحنی های فوق پارامترهای زیر وجود دارد :

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85\,\phi_c f_c} = \frac{5}{3}\frac{f_y}{f_c}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \quad ; \quad A_g = \text{کل سطح بتن} \quad ; \quad A_{st} = \text{کل سطح فولاد}$$

$$\gamma = \frac{d-d'}{h}$$

www.cess.mihanblog.com

www.cess.mihanblog.com

نحوه استفاده از نمودارها در مثالهای زیر روشن می شود :

مثال ۶ : مثال ۵ را با کمک نمودارهای اندرکنش حل نمائید .

حل :

$$m = \frac{5}{3} \times \frac{300}{30} = \frac{50}{3}$$

$$\rho = \frac{10 \times 1018}{300 \times 600} = 0.0565 \rightarrow m\rho = \frac{50}{3} \times 0.0565 = 0.94$$

$$\gamma = \frac{3 \times 160}{600} = 0.8 \quad ; \quad \frac{e}{h} = \frac{200}{600} = 0.33$$

نمودار شماره 7 $\rightarrow \frac{N_r}{\phi_c f_c b h} \simeq 0.78 \rightarrow N_r = 0.78 \times 0.6 \times 30 \times 300 \times 600$

$$N_r = 2{,}527{,}200 \ N$$

تذکر : در مثال ۵ مقدار N_r بدست آمده مربوط به $e = 239^{mm}$ است که برای این مقدار e داریم :

$$\frac{e}{h} = \frac{239}{600} \simeq 0.4 \rightarrow \frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = 0.69 \rightarrow N_r = 2{,}235{,}600 \ N$$

که حدود 3.3 % با مقدار واقعی اختلاف دارد .

مثال ۷ : یک ستون با مقطع مربعی طرح نمائید که میلگرد گذاری آن در دو طرف محور خنثی بوده و تحت نیروهای نهائی زیر قرار داشته باشد :

$N_u = 215 \ kN$ $\qquad f_c = 35 \ N/mm^2$

$M_u = 300 \ kN.m$ $\qquad f_y = 420 \ N/mm^2$

حل : ابتدا ابعاد مقطع را فرض می کنیم و بر اساس این فرض میلگرد لازم را طرح می کنیم . چنانچه فولاد در محدوده مورد نظر آئین نامه قرار بگیرد (یعنی $0.8\% < \rho < 4\%$) ابعاد مناسب است در غیر اینصورت باید ابعاد تغییر داده شده و طراحی مجدداً انجام گیرد .

www.cess.mihanblog.com

ابعاد مقطع را 450×450 در نظر می‌گیریم.

$$M_u \leq M_r \rightarrow M_r = 300 \ kN\cdot m$$

$$N_u \leq N_r \rightarrow N_r = 215 \ kN$$

$$\frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = \frac{215 \times 10^3}{0.6 \times 35 \times 450 \times 450} = 0.05$$

$$\frac{M_r}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{300 \times 10^6}{0.6 \times 35 \times 450 \times 450^2} = 0.157$$

$$\gamma = \frac{450 - 2 \times 60}{450} = 0.73$$

اگر $\gamma = 0.7 \xrightarrow{\text{نمودار شماره 2}} m\rho = 0.45$

اگر $\gamma = 0.8 \xrightarrow{\text{نمودار شماره 3}} m\rho = 0.33$

$\Big\} \xrightarrow{\gamma = 0.73} m\rho = 0.414$

$$\frac{5}{3} \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho = 0.414 \rightarrow \rho = 0.0207 \qquad 0.8\% < \rho < 4\% \quad o.k.$$

$$A_{st} = \rho b h = 0.0207 \times 450 \times 450 = 4192 \ mm^2$$

$$use: \ 6\phi 30 \ (4242 \ mm^2)$$

$$N_{r\,max} = 0.8 N_o = 0.8 \left[0.85 \times 0.6 \times 35 (450^2 - 4242) + 4242 \times 0.85 \times 420 \right]$$

$$N_{r\,max} = 4042639 \ N > N_u \quad o.k.$$

اگر رابطه فوق برقرار نباشد باید ابعاد مقطع افزایش یابد.

تذکر: چون نقطه مورد نظر در طراحی در قسمتهای پایین نمودار اندرکنش واقع شده است نیازی به کنترل رابطه فوق نیست.

قطر خاموت باید حداقل 10^{mm} باشد و فاصله حداکثر خاموتها از هم عبارتست از:

$$\min(450, 300, 48 \times 10, 16 \times 30) = 300^{mm}$$

فاصله آزاد میلگردهای طولی نیز عبارتند از:

$$\frac{450 - 3 \times 30 - 2 \times 35 - 2 \times 10}{2} = 135 < 150^{mm} \quad o.k.$$

پس یک خاموت بصورت حلقه کفایت می‌کند.

چنانچه فاصله آزاد میلگردها از 150^{mm} بیشتر می‌شد باید یک قلاب و فاصله بری میلگردهای میانی در نظر می‌گرفتیم.

www.cess.mihanblog.com

• - ستون‌های مستطیلی در خمش دو محوره :

در موارد عملی بسیار پیش می‌آید که مقطع ستون تحت اثر خمش حول هر دو محور اصلی خود قرار می‌گیرد. ستون گوشه در بدن ساختمان مثال مناسبی برای این موارد است. در این حالت تار خنثی دیگر به موازات محورهای اصلی مقطع نخواهد بود، اما باز هم می‌توان از یک فشار یکنواخت معادل $0.85\,\phi_c f_c$ در ناحیه تحت فشار استفاده نمود. شکل زیر لحظه گسیختگی را برای یک ستون مستطیلی در خمش دو محوره نشان می‌دهد :

$$e_x = \frac{M_{ry}}{N_r} \; ; \; e_y = \frac{M_{rx}}{N_r}$$

در شکل (۱) توزیع کرنش صفحه‌ای و در شکل (۲) نیروهای وارد به مقطع که در حال تعادل با نیروی N_r با برون محوری‌های e_x و e_y می‌باشد ملاحظه می‌گردد. باز ما هر موقعیت دلخواه تار خنثی فقط یک سه‌تایی (N_r, e_x, e_y) یا (N_r, M_{rx}, M_{ry}) وجود دارد که باعث گسیختگی مقطع می‌شوند. اگر این مقادیر سه‌تایی را در یک دستگاه مختصات ترسیم کنیم نمودار اندرکنش سه‌بعدی بدست می‌آید که بصورت یک رویه در فضا خواهد بود و بآن سطح شکست نیز گفته می‌شود. سه سطح شکست متفاوت بر اساس انتخاب محورهای مختصات وجود دارد که در ذیل نشان داده شده‌اند :

• - تحلیل مقاطع مستطیلی در خمش دو محوره :

منظور از تحلیل یک مقطع ستون در خمش دو محوره این است که مقاومت محوری ستون N_r را برای مقدار معلوم برون محوری‌های e_x و e_y بدست آوریم. یک روش مؤثر و ساده برای تحلیل، روش برسلر (Bresler) می‌باشد. مطابق این روش مقاومت N_r در خمش دو محوره با رابطه زیر بدست می‌آید :

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

که در آن : N_{rx0} ... مقاومت محوری در هنگامی است که فقط برون محوری e_y وجود دارد (یعنی $e_x = 0$)

www.cess.mihanblog.com

N_{rxo} : مقاومت محوری در هنگامی است که فقط برون محوری e_x وجود دارد (یعنی $e_y=0$)

N_{ro} : " " " " که هیچ برون محوری وجود نداشته باشد.

رابطه فوق هنگامی دقت قابل قبول دارد که N_r بدست آمده از $0.1\phi_c f_c bh$ بیشتر باشد.

مثال ۸ : مقطع ستون مثال ۵ در برون محوری های $e_x = e_y = 200^{mm}$ چقدر مقاومت محوری خواهد داشت؟

حل : محاسبه N_{ryo} : این مقدار مقاومت مربوط به حالتی است که خمش فقط حول محور Y وجود دارد و به عبارت دیگر $e_y=0$ است. مقدار این مقاومت با استفاده از نمودار اندرکنش در مثال ۶ بدست آمده است :

$N_{ryo} = 2527\ kN$

محاسبه N_{rxo} : این مقدار مقاومت مربوط به حالتی است که خمش فقط حول محور X وجود دارد.

با استفاده از نمودارهای اندرکنش داریم :

$$m = \frac{5}{3}\frac{f_y}{f_c} = \frac{50}{3} \quad ; \quad m\rho = 0.94$$

$$\gamma = \frac{2\times 90}{300} = 0.6 \quad ; \quad \frac{e}{h} = \frac{200}{300} = 0.66$$

تذکر: دقت باید که h عمود بر محور خمش است.

نمودار شماره 5 $\longrightarrow \dfrac{N_r}{\phi_c f_c bh} = 0.52 \longrightarrow N_r = 1{,}684{,}800^{N}$

$N_{rxo} = 1685\ kN$

محاسبه N_{ro} :

$$N_{ro} = 0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + A_{st}\phi_s f_y$$

$$N_{ro} = 0.85\times 0.6\times 30(300\times 600 - 10\times 1018) + 10\times 1018\times 0.85\times 300 = 5194146^{N}$$

$$N_{ro} = 5194\ kN$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{2527} + \frac{1}{1685} - \frac{1}{5194} \longrightarrow N_r = 1255^{kN} > 0.1\phi_c f_c bh$$

کنترل اخیر نشان می دهد که دقت جواب قابل قبول است.

- طراحی برای خمش دو محوره :

هر چند آئین نامه ایران هیچ توضیحی در مورد طراحی در خمش دو محوره نمی دهد اما روش ذکر شده در اینجا برداشت ساده ای از روش آئین نامه ACI می باشد. در این روش بجای خمش دو محوره می توان خمش یک محوره معادل را محاسبه نمود و سپس مقطع را بصورت یک محوره طرح کرد. در هنگام طراحی نیروهای نهایی وارد به مقطع یعنی N_u ، M_{ux} و M_{uy} موجود است. اگر یک محور معادل که می تواند حول x یا حول y باشد (M_{ueqx} یا M_{ueqy}) از روابط زیر بدست می آید :

www.cess.mihanblog.com

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

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

پس از محاسبه M_{ueq} (که حول x یا حول y خواهد بود) با این لنگر و نیروی محوری N_u مقطع بصورت یک محوره طرح می‌شود. اما به دلیل تقریبی بودن روابط فوق باید حتماً پس از طراحی کفایت مقطع با رابطه برسلر کنترل گردد.

تذکر: رابطه برسلر که برای کنترل مقطع بکار می‌رود هنگامی که $N_u < 0.1 \phi_c f_c bh$ باشد بصورت زیر ارائه شده است:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rxo}} + \frac{M_{uy}}{M_{ryo}} \leq 1$$

که در آن: M_{rxo} : لنگر مقاوم مقطع حول محور x است هنگامی که فقط برون محوری e_y وجود دارد. (یعنی $e_x = 0$)

M_{ryo} : " " " " y " " " e_x " " " (یعنی $e_y = 0$)

مثال ۹: یک مقطع مستطیلی با نسبت ابعاد 1.5 برای بارهای نهایی زیر طرح نمائید:

$N_u = 7700\ kN$; $M_{ux} = 4000\ kN.m$; $M_{uy} = 1650\ kN.m$

$f_c = 30\ N/mm^2$; $f_y = 400\ N/mm^2$

حل: ابتدا مقطع را 1200 × 800 و میلگرد گذاری را بصورت دو تا دو ردیفه جفت در نظر می‌گیریم:

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{1650}{4000} = 0.41 < \frac{b}{h} = \frac{800}{1200} = 0.66$$

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

$$= 4000 + 0.55 \times 1650 \times \frac{1200}{800} = 5361\ kN.m$$

ستون را با $N_u = 7700\ kN$ و $M_u = 5361\ kN.m$ (خمش حول x) طرح می‌کنیم:

$M_r = 5361\ kN.m$; $N_r = 7700\ kN$

$$\frac{N_r}{\phi_c f_c bh} = \frac{7700 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 800 \times 1200} = 0.45$$

$$\frac{M_r}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{5361 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 800 \times 1200^2} = 0.26$$

$$\gamma = \frac{1200 - 2 \times 60}{1200} = 0.9$$

$\xrightarrow{\text{منحنی شماره } 8} m\rho = 0.62$

www.cess.mihanblog.com

$$\frac{5}{3} \times \frac{400}{30} \rho = 0.62 \rightarrow \rho = 0.0279$$

$$0.8\% < \rho < 4\% \rightarrow$$ ابعاد مقطع مناسب است.

تذکر: با مراجعه به منحنی اندرکنش مقطع بدست آمده بطور قابل ملاحظه‌ای از N_{r_0} پایین‌تر است پس نیازی به کنترل $N_u \leq 0.8 N_{r_0}$ نیست.

$$A_{st} = 0.0279 \times 1200 \times 800 = 26784 \ mm^2$$

use $36\phi30$ $(25447 \ mm^2)$

میلگردها باید بطور یکنواخت در چهار ضلع مقطع پخش شود لذا در روی ضلعهای بلندتر تعداد میلگرد بیشتر خواهد بود. دقت نمائید که مساحت میلگرد قرار داده شده کمتر از مقدار لازم است اما با توجه به تقریبی بودن روش ممکن است این مقدار فولاد نیز کفایت داشته باشد.

اکنون کفایت مقطع را با روش برسلر کنترل می‌نمائیم:

رابطه کنترلی رابطه محدب بار است

$$N_u = N_r = 7700 \ kN > 0.1 \phi_c f_c b h = 1728 \ kN \rightarrow$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

محاسبه N_{rx0} (خمش حول محور x):

$$m\rho = \frac{5}{3} \times \frac{400}{30} \times \frac{25447}{1200 \times 800} = 0.59$$

$$\gamma = \frac{1200 - 2 \times 60}{1200} = 0.9$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{4000 \times 10^3}{7700} = 519 \ mm \ ; \ \frac{e}{h} = \frac{519}{1200} = 0.43$$

منحنی شماره 8 $\longrightarrow \gamma = 0.9 \longrightarrow \frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = 0.54 \rightarrow N_r = N_{rx0} = 9331 \ kN$

محاسبه N_{ry0} (خمش حول محور y):

$$m\rho = 0.59$$

$$\gamma = \frac{800 - 2 \times 60}{800} = 0.85$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{1650 \times 10^3}{7700} = 214 \ mm \ ; \ \frac{e}{h} = \frac{214}{800} = 0.27$$

منحنی شماره 8 $\longrightarrow \gamma = 0.9 \longrightarrow \frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = 0.74$

منحنی شماره 7 $\longrightarrow \gamma = 0.8 \longrightarrow \frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = 0.69$

$$\xrightarrow{\gamma = 0.85} \frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = 0.715$$

$$\longrightarrow N_r = N_{ry0} = 12355 \ kN$$

محاسبه N_{r0}:

$$N_{r_0} = 0.85 \times 0.6 \times 30 (1200 \times 800 - 25447) + 25447 \times 0.85 \times 400 = 22950 \times 10^3 \ N$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{9331} + \frac{1}{12355} - \frac{1}{22950} \longrightarrow N_r = 6912 \ kN < 7700 \ \ N.G.$$

ملاحظه می‌شود که مقطع کفایت ندارد. بنابراین باید تعداد میلگردها را افزایش داد و مقطع را مجدداً کنترل نمود.

www.cess.mihanblog.com

مفهوم پایداری معمولاً با در نظر گرفتن تعادل یک گلوله مطلب در موقعیتهای سه گانه زیر بررسی می شود. هر چند گلوله در هر یک از سه حالت در حال تعادل است اما ملاحظه می شود که با منحرف کردن گلوله از وضعیت اولیه فقط در حالت (۱) گلوله به جای اولیه خود برمی گردد و در واقع دارای تعادل پایدار است. در حالت (۲) تعادل از نوع خنثی و در حالت (۳) تعادل ناپایدار است.

یک ستون تحت نیروی محوری شباهت زیادی به گلوله فوق دارد. بطوریکه هنگامی که نیروی محوری کم باشد ستون در حالت تعادل پایدار است و با بزرگ شدن بار از N_{cr} به وضعیت ناپایدار خواهد رسید:

نیروی بحرانی N_{cr} که بآن بار بحرانی اولر گفته می شود برای یک ستون با شرایط انتهایی دلخواه با رابطه زیر بدست می آید:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2}$$

که در آن K ضریب طول مؤثر است و به شرایط انتهایی دو سر ستون بستگی دارد.

- تیر ستونهای لاغر:

گاهی اوقات مقاطع ستونها تحت لنگر قرار دارد. این لنگر می تواند ناشی از لنگرهای وارد به دو انتهای ستون یا ناشی از بارهای مستقیم باشد که به خود عضو وارد می گردد:

در چنین اعضایی نیروی محوری باعث افزایش خیز عضو نسبت به حالتی که این نیرو وجود ندارد می گردد و این افزایش خیز خود باعث ایجاد لنگر اضافه در تیر ستون می گردد:

به عنوان مثال برای دو حالت بارگذاری زیر مقادیر خیز وسط دهانه و لنگر وسط دهانه بصورت زیر می باشد:

$$\delta = \delta_0 \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} \quad ; \quad M = M_0 \frac{1-0.18\,N/N_{cr}}{1-\frac{N}{N_{cr}}}$$

$$\delta = \delta_0 \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} \quad ; \quad M = M_0 \frac{1+0.03\,N/N_{cr}}{1-\frac{N}{N_{cr}}}$$

www.cess.mihanblog.com

که در آن δ خیز وسط دهانه و M_0 لنگر وسط دهانه بدون حضور نیروی محوری می باشد. ملاحظه می شود که مقدار تشدید لنگر وسط دهانه به لاغری ستون بستگی دارد. (هر چه عضو لاغرتر باشد مقدار N_{cr} کوچکتر است). اکنون حالتی را مطابق شکل در نظر بگیرید که تیر ستون عضوی از یک قاب باشد که تحت لنگرهای مساوی انتهایی قرار گرفته است. در این حالت حداکثر لنگر ناشی از نیروی محوری بر حداکثر لنگر موجود منطبق نیست و این باعث می شود که تشدید لنگر در اینجا به شدت دو مورد ذکر شده در فوق انجام نگیرد.

مطابق آبا باید برای ستونهای لاغر اثر تشدید لنگر را در نظر گرفت

• ـ تعریف لاغری ستون:

ستونی لاغر است که ابعاد مقطع آن در مقایسه با طولش کوچک باشد. لاغری ستون با ضریب لاغری آن سنجیده می شود:

$$\lambda = \frac{k l_u}{r}$$

که در آن l_u طول آزاد ستون و r شعاع ژیراسیون می باشد که برای مقاطع مستطیلی و دایره ای بتن مسلح بترتیب $0.3h$ و $0.25h$ در نظر گرفته می شود. K نیز ضریب طول مؤثر است که مقدار آن را می توان با نمودارهای نومولیان ـ لرسن بدست آورد. بدین منظور باید پارامترهای ψ_A و ψ_B را که نشان دهنده نسبت سختی خمشی ستونها به تیرها در یک اتصال قاب هستند بدست آید.

$$\psi = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{l} \quad \text{برای ستونها در صفحه خمش}}{\sum \frac{E_c I_b}{l} \quad \text{برای تیرها در صفحه خمش}}$$

در رابطه فوق E_c ضریب ارتجاعی بتن است که اگر برای ستون و تیر یکسان باشد از رابطه حذف می گردد. ($E_c = 5000\sqrt{f_c}$ N/mm²) I_c ممان اینرسی کل مقطع ستون بدون احتساب میلگرد است ($I_c = I_g$) و I_b با توجه به ترک خورده بودن تیرها $0.5 I_g$ مربوط به تیر در نظر گرفته می شود. l نیز طول محور به محور اعضا خواهد بود. برای انتهای مفصلی و یا گیردار می توان مقدار ψ را بترتیب 10 و 1 در نظر گرفت.

آئین نامه ACI بجای استفاده از نومولیان ـ لرسن، برای محاسبه K روابط زیر را پیشنهاد کرده است:

الف ـ قابهای مهارنبدی شده: اگر ψ_m مقدار متوسط ψ برای دو سر ستون و ψ_{min} مقدار ψ کوچکتر برای دو سر ستون باشد:

$$K = \min\left\{ (0.7 + 0.1\psi_m) \;,\; (0.85 + 0.05\psi_{min}) \right] \leq 1$$

ب ـ قابهای مهارنبدی نشده:

اگر $\psi_m < 2 \longrightarrow K = (1 - 0.05\psi_m)\sqrt{1 + \psi_m}$

اگر $\psi_m \geq 2 \longrightarrow K = 0.9\sqrt{1 + \psi_m}$

www.cess.mihanblog.com

برای حالتی که یک سر ستون مفصلی باشد $K = 2 + 0.3\psi$ است که در آن ψ مربوط به انتهای غیر مفصلی است.

ملاحظه می‌شود که مقدار k شدیداً به مهاربندی بودن یا نبودن قابی که ستون در آن واقع است بستگی دارد. مهاربندی قابها در ساختمانهای بتن مسلح معمولاً با دیوار برشی انجام می‌گیرد. به عنوان مثال دیوارهای برشی در پلان زیر کلیه ستونهای ساختمان را در هر دو جهت بخش آنها مهاربندی نموده است. اما باید دقت کرد که برای مهاربندی نمودن سازه در یک جهت به دیوارهای برشی به اندازه کافی نیاز هست.

آئین نامه ایران بیان می‌کند که هنگامی که شاخص پایداری یک طبقه یعنی Q از 0.04 کمتر باشد طبقه مهاربندی شده تلقی می‌گردد.

$$Q = \frac{\delta_u \sum N_u}{H_u \cdot h_s}$$

در رابطه فوق δ_u تغییرمکان طبقه تحت بار جانبی، $\sum N_u$ جمع نیروی محوری ستونهای طبقه، h_s ارتفاع طبقه و H_u نیروی برشی موجود در طبقه است.

• روش تشدید لنگر:

در این روش لنگرهای خمشی ستون را با کمک ضرائب تشدید δ افزایش می‌دهند. فرض کنیم سازه‌ای مهاربندی نشده تحت بارهای جانبی و نیز تحت بارهای قائم بطور جداگانه تحلیل شده باشد. لنگرهای حاصل از بارهای جانبی با M_s و لنگرهای حاصل از بارهای قائم را با M_b نمایش می‌دهیم. علاوه بر این از دو لنگر موجود در دو سر عضو لنگر بزرگتر با زیرنویس "2" مشخص می‌شود (M_{2b} و M_{2s}).

www.cess.mihanblog.com

بارهای جانبی — بارهای قائم

تذکر ۱: ممکن است M_{1b} و M_{1s} هر دو مربوط به یک انتهای ستون نباشد.

تذکر ۲: دقت نمائید که در شکل فوق: $M_{2u} = M_{2s} + M_{2b}$ ، $M_{1u} = M_{1s} + M_{1b}$ ، $N_u = N_s + N_b$

با توجه به اینکه قسمت بارهای قائم ستون حالتی تقریباً مهارنبدی شده دارد و واضح است که لنگرهای ناشی از این بارگذاری باید بصورت متقارنی نسبت به لنگرهای بار جانبی تشدید یابد. بدین منظور آبا رابطه زیر را برای تشدید لنگر ارائه نموده است:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

که در آن δ_b و δ_s ضرائب تشدید لنگر برای بارهای قائم و جانبی هستند.

δ_b با رابطه زیر بدست می آید:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0.65 N_{cb}}} \geq 1$$

در رابطه فوق N_u نیروی محوری نهایی ستون و C_m ضریبی است که اثر خمیدگی بودن لنگرهای حداکثر ناشی از N و M را تاثیر داده و با رابطه زیر تعریف می گردد:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$

N_{cb} نیز نیروی محوری بحرانی اولر (در حالت مهارنبدی شده) می باشد:

$$N_{cb} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(K_b l_u)^2}$$

که در آن K_b ضریب طول مؤثر برای ستون مهارنبدی شده و $(EI)_e$ مقدار EI مؤثر ستون طبق رابطه زیر می باشد:

$$(EI)_e = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

I_g ممان اینرسی مقطع بدون احتساب میلگرد و I_s ممان اینرسی میلگردها نسبت به محور خنثی می باشد. β_d نیز ضریبی برای تاثیر خزش بر سختی جمشی ستون می باشد و عبارتست از لنگر حداکثر ناشی از بار مرده تقسیم بر لنگر کل. (هر دو ضریبدار)

از رابطه ساده زیر نیز می توان بطور محافظه کارانه استفاده نمود:

$$(EI)_e = 0.25 E_c I_g$$

www.cess.mihanblog.com

روابط فوق مخصوص هنگامی که مقدار مسنگرها حضور مشخص نیست (طراحی اولیه) مفید خواهد بود.

δ_s نیز با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{0.65 \sum N_{cs}}}$$

که در آن $\sum N_u$ و $\sum N_{cs}$ به ترتیب مجموع نیروهای محوری نهایی و بارهای بحرانی اویلر ستونهای یک طبقه می‌باشند.

N_{cs} نیروی محوری بحرانی اویلر (در حالت مهاربندی نشده) می‌باشد:

$$N_{cs} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(K_s l_u)^2}$$

K_s ضریب طول مؤثر برای ستون مهاربندی نشده است و $(EI)_e$ همان مقدار تعریف شده قبلی می‌باشد.

چنانچه تحت بارگذاری تام تغییر مکان جانبی قاب قابل ملاحظه باشد (مطابق آیا بیشتر از $\frac{l_u}{1500}$ باشد) لنگرهای ناشی از بار تام نهایی M_{2b} نیز باید با M_{2s} جمع شده و مانند M_{2s} تشدید یابد.

چنانچه قاب مهاربندی شده باشد δ_s را بدون محاسبه برابر واحد فرض خواهیم کرد. اگر در دو انتهای ستون هیچ لنگری موجود نباشد C_m را برابر واحد منظور می‌نماییم.

- حداقل لنگر (حداقل برون محوری):

چنانچه لنگر دو انتهای ستون ناچیز باشد حتی پس از تشدید نیز لنگر قابل توجهی حاصل نخواهد شد، در صورتیکه امکان دارد طول ستون بسیار زیاد و در نتیجه ستون خیلی لاغر باشد و باید به نوعی اثر این لاغری روی کاهش ظرفیت باربری را در نظر گرفت. آیین نامه ایران این مسئله را با مطرح کردن حداقل برون محوری عنوان می‌کند: "در قابهای مهاربندی شده M_{2b} و در قابهای مهاربندی نشده M_{2s} باید حداقل باندازه $N_u \cdot e_{min}$ باشند که $e_{min} = 15^{mm} + 0.03h$ می‌باشد."

- بررسی نیاز به تشدید لنگر:

چنانچه لاغری ستون از مقدار مشخصی کمتر باشد نیاز به در نظر گرفتن اثر لاغری و اعمال روابط تشدید لنگر نیست:

ستون در قاب مهاربندی شده $\lambda = \frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$

" " " نشده $\lambda = \frac{k l_u}{r} \leq 22$

در روابط فوق علامت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ مطابق تعریف قبل می‌باشد. اگر M_{1b} و M_{2b} هر دو صفر باشند نسبت را برابر واحد در نظر می‌گیریم.

- ترکیبهای بارگذاری:

هنگامی که بارهای وارد به سازه مرده، زنده و زلزله باشد (D، L و E) باید اعضاء سازه برای ترکیبهای زیر مقاومت کافی داشته باشند.

www.cess.mihanblog.com

الف - بارگذاری عادی :

$$U = 1.25D + 1.5L$$

در این ترکیب فقط M_{1b} و M_{2b} مقدار دارند و چون بار جانبی وجود ندارد M_{2s} برابر صفر خواهد بود.

ب - بارگذاری فوق العاده :

(a) هنگامی که بار مرده، زنده و زلزله همزمان موجود است :

$$U = 0.8(1.25D + 1.5L + 1.5E)$$

در این ترکیب لنگرهای M_{1b} و M_{2b} با ترکیب $0.8(1.25D+1.5L)$ و لنگرهای M_{2s} با ترکیب $0.8(1.5E)$ بدست می آیند.

(b) هنگامی که بار مرده و زلزله موجود است :

$$U = 0.85D + 1.2E$$

در این ترکیب لنگرهای M_{1b} و M_{2b} با ترکیب $0.85D$ و لنگرهای M_{2s} با ترکیب $1.2E$ بدست می آیند.

تذکر: در روابط فوق می توان بجای E از W استفاده نمود و این در جائی است که نیروهای جانبی ناشی از باد تعیین کننده باشد.

• - خمش دو محوری :

در حالتیکه ستون تحت خمش دو محوری قرار دارد باید بررسی لاغری و در صورت نیاز تشدید لنگر حول دو محور بطور جداگانه انجام گیرد. امکان دارد ستون فقط حول یکی از محورهای خود لاغر بوده و نیاز به تشدید لنگرهای فقط همان محور باشد.

مثال ۱: شکل زیر قسمتی از یک قاب مهاربندی نشده را نشان می دهد. لنگر تشدید یافته ستون AB را در صورت لزوم محاسبه نمائید. فقط بارگذاری فوق العاده $U = 0.85D + 1.2E$ را در نظر بگیرید. ابعاد کلیه ستونها 400×400 (mm) و تیرها 400×500 (mm) است.

فرض نمائید $\frac{\sum N_u}{\sum N_{cs}} \simeq \frac{N_u}{N_{cs}}$

$A_{st} = 8\Phi 25$

$f_c = 25\ N/mm^2$

$f_y = 300\ N/mm^2$

حل :

$$\psi_A = 1 \qquad \psi_B = \frac{2\left(\frac{E_c \times 400^4/12}{3500}\right)}{1\left(\frac{E_c \times 0.5 \times \frac{400 \times 500^3}{12}}{5000}\right)} = 2.93$$

$$\psi_m = \frac{1+2.93}{2} = 1.965 \quad ; \quad l_u = 3500 - \frac{1}{2} \times 500 = 3250\ mm$$

$$\psi_m < 2 \rightarrow K = (1 - 0.05 \times 1.965)\sqrt{1 + 1.965} = 1.55$$

$$\lambda = \frac{k l_u}{r} = \frac{1.55 \times 3250}{0.3 \times 400} = 42 > 22 \rightarrow$$ ستون لاغر است.

www.cess.mihanblog.com

ترکیب بارگذاری :

$$\begin{cases} N_u = 0.85 \times 500 + 1.2 \times 300 = 785 \text{ kN} \\ M_{1b} = 0 \\ M_{2b} = 0.85 \times 60 = 51 \text{ kN} \\ M_{2s} = 1.2 \times 120 = 144 \text{ kN} \end{cases}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(-\frac{25.5}{51}\right) = 0.4 \qquad \beta_d = \frac{51}{51+144} = 0.26$$

$$(EI)_e = \frac{0.2 \times 5000\sqrt{25} \times 400^4/12 + 2\times10^5 \times \left(\frac{\pi \times 25^2}{4}\right) \times 6 \times \left(\frac{275}{2}\right)^2}{1+0.26} = 1.73 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$K_b = \min(0.7 + 0.1 \times 1.965 \,,\; 0.85 + 0.05 \times 1) \simeq 0.9$$

$$N_{cb} = \frac{\pi^2 \times 1.73 \times 10^{13}}{(0.9 \times 3250)^2} = 1.996 \times 10^7 \text{ N} = 19{,}960 \text{ kN}$$

$$\delta_b = \frac{0.4}{1 - \frac{785}{0.65 \times 19960}} = 0.43 < 1 \rightarrow \delta_b = 1.0$$

$$N_{cs} = \frac{\pi^2 \times 1.73 \times 10^{13}}{(1.55 \times 3250)^2} = 6728 \text{ kN} \rightarrow \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{785}{0.65 \times 6728}} = 1.22$$

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1 \times 51 + 1.22 \times 144 = 227 \text{ kN.m}$$

• - روش کاهش ظرفیت باربری :

در این روش که به عنوان یک روش جایگزین برای روش تشدید لنگر مطرح می شود (هر چند قدیمی تر اما ساده تر از روش تشدید لنگر می باشد) مقادیر بارگذاری و لنگر خمشی مقاوم (N_r و M_r) را از یک ضریب کاهش R که به لاغری ستون بستگی دارد ضرب می کنند. به عبارت دیگر در هنگام طراحی مقادیر نهایی نیروی محوری و لنگر خمشی (N_u و M_u) به این ضریب کاهش R تقسیم می شوند :

الف : قابهای مهار بندی شده : روش کاهش ظرفیت در اینجا هنگامی قابل کاربرد است که $\frac{l_u}{r} < 80$ باشد. ضریب کاهش ظرفیت R برای این حالت عبارتست از :

برای اعضاء با خمش مضاعف :

$$R = 1.32 - 0.006\frac{l_u}{r} \leq 1$$

برای اعضاء با خمش ساده :

اگر $\frac{e}{h} \leq 0.1 \rightarrow R = 1.32 - 0.008\frac{l_u}{r} \leq 1$

اگر $\frac{e}{h} > 0.1 \rightarrow R = 1.07 - 0.008\frac{l_u}{r} \leq 1$

چنانچه نیروی محوری فشاری از $0.1 f_c A_g$ کمتر است می توان مقدار R را با درون یابی افزایش داد. بدین ترتیب که برای بارگذاری صفر

www.cess.mihanblog.com

$R=1$ و برای بار محوری $0.1 f_c A_g$ مقدار R را برای بار آکسیل از بالا بدست می‌آید در نظر گرفت. به عبارت دیگر هنگامی که N_u کمتر از مقدار $0.1 f_c A_g$ است R افزایش یافته عبارتست از:

$$1-\frac{N_u}{0.1 f_c A_g}(1-R)$$

ب: قابهای مهار بندی نشده: روش کاهش ظرفیت در اینجا هنگامی قابل کاربرد است که $\frac{K' l_u}{r} < 40$ باشد و نسبت فولاد متقارن در تیرهای متصل به دو انتهای ستون از 0.01 کمتر نباشد. K' نیز با رابطه زیر بدست می‌آید:

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

ضریب کاهش ظرفیت R برای این حالت عبارتست از:

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

مثال ۲: برای ستون مثال قبل ضریب کاهش ظرفیت را بدست آورید.

حل:

$$K' = 0.78 + 0.22 \times 1.965 = 1.21$$

$$K'\frac{l_u}{r} = 1.21 \times \frac{3250}{0.3 \times 400} = 32.8 < 40 \rightarrow$$ روش کاهش ظرفیت قابل کاربرد است.

$$R = 1 - 0.008 \times 32.8 = 0.74$$

مثال ۳: روشهای تشدید لنگر و کاهش ظرفیت بار برای دو مثال قبل را مقایسه نمایید.

حل: جهت مقایسه مقدار ρ لازم را برای دو روش بدست می‌آوریم:

روش تشدید لنگر: $N_u = 785\ kN$, $M_u = 227\ kN.m$

$$\frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = \frac{785 \times 10^3}{0.6 \times 25 \times 400^2} = 0.33$$

$$\frac{M_r}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{227 \times 10^6}{0.6 \times 25 \times 400^3} = 0.24$$

$$\gamma = \frac{275}{400} \simeq 0.7$$

$\xrightarrow{\text{منحنی شماره ۶}}$ $m\rho \simeq 0.79$

$$\frac{5}{3} \times \frac{300}{25}\rho = 0.79$$

$$\rho \simeq 0.04$$

روش کاهش ظرفیت: $N_u = \frac{785}{0.74} = 1061\ kN$; $M_u = \frac{51+144}{0.74} = 264\ kN.m$

$$\frac{N_r}{\phi_c f_c b h} = 0.44 \ ; \ \frac{M_r}{\phi_c f_c b h^2} = 0.275$$

$$\gamma \simeq 0.7$$

$\xrightarrow{\text{منحنی شماره ۶}}$ $m\rho \simeq 0.95$

$$\rho \simeq 0.048$$

ملاحظه می‌شود که مقدار ρ در روش کاهش ظرفیت بیشتر بدست آمده است که نشان می‌دهد روش دوم دارای ضریب اطمینان بالاتری است که به علت ساده بودن روش قابل توجیه است.

www.cess.mihanblog.com

دال عضوی است که یک سطح تخت برای پوشش ایجاد کرده و تحمل بار نیز می‌کند. دال یک طرفه فقط در یک جهت بار را تحمل می‌کند و در یک جهت نیز اجرا می‌یابد. هنگامی که یک دال فقط در یک جهت تکیه‌گاه داشته باشد یکطرفه خواهد بود. تکیه‌گاه دال می‌تواند دیوار یا تیرهای بتن مسلح (و یا حتی فولادی) باشد. همچنین اگر دال در هر دو جهت تکیه‌گاه داشته باشد اما طول دهانه بزرگتر از دو برابر طول دهانه کوچکتر بیشتر باشد عملاً بار در جهت کوتاه حمل شده و دال یکطرفه خواهد بود.

رفتار دالهای یکطرفه بسیار شبیه به تیر می‌باشد بنابراین تحلیل و طراحی آنها عیناً مانند تیرها انجام می‌گیرد. تحلیل و طراحی دالهای یکطرفه معمولاً برای نواری به عرض یک متر انجام می‌شود که به آن نوار طراحی می‌گویند. با توجه به اینکه این نوار فرضی معمولاً مانند یک تیر سراسری چندین دهانه می‌باشد می‌توان از ضرایب پیشنهادی آبا استفاده نمود (صفحه‌های ۴۷ و ۴۸ جزوه بتن مسلح ۱)

- ضخامت دال:

ضخامت دال باید باندازه‌ای باشد که:

۱- خیز دال از حد مجاز بیشتر نشود. بدین منظور باید خیز دال یکطرفه محاسبه شود. این محاسبه عیناً مشابه خیز تیرها انجام می‌شود. با توجه به فولانه بودن محاسبات خیز معمولاً ضخامت دال را از مقدار حداقل پیشنهادی آئین‌نامه بیشتر در نظر می‌گیرند. این مقدار حداقل در جدول زیر آمده است:

نوع دهانه	h_{min}
ساده	$l/20$
طره‌ای	$l/10$
یکطرف ممتد	$l/24$
دوطرف ممتد	$l/28$

مقادیر h_{min} موجود در جدول برای فولادی با $f_y = 400\ N/mm^2$ می‌باشد. برای سایر مقادیر f_y باید اعداد جدول را در ضریب اصلاح $0.4 + \frac{f_y}{670}$ ضرب نمود.

۲- دال نیازی به خاموت برای تحمل برش نداشته باشد. باید توجه داشت که دالها هنگامی به خاموت نیاز ندارند که شرط $V_u < V_c$ برقرار باشد.

۳- دال نیازی به فولاد فشاری برای تحمل لنگر خمشی نداشته باشد. به عبارت دیگر همواره باید $M_u < M_{r\,max}$ باشد.

www.cess.mihanblog.com

• - میلگردهای حرارتی

با توجه به سطح زیاد دالها نسبت به حجم آنها اثرات تغییر درجه حرارت و افت حجمی بتن بسیار زیاد است. لذا با توجه به آنکه میلگردهای اصلی دال فقط در یک جهت قرار می‌گیرد (جهت حمل بار) برای جهت دیگر نیز باید حداقل میلگردی در نظر گرفت تا از ایجاد ترک‌های بزرگ در دال ناشی از اثرات تغییر دما و افت جلوگیری شود. این میلگردها به میلگردهای حرارتی موسومند و درصد بسیار آنها که نسبت به کل سطح دال سنجیده می‌شود ($\rho = \frac{A_s}{bh}$) عبارتست از:

$$f_y < 400\ N/mm^2 \longrightarrow \rho_{min} = 0.002$$

$$f_y = 400\ N/mm^2 \longrightarrow \rho_{min} = 0.0018$$

میلگردی که در جهت اصلی در دالهای یکطرفه طرح می‌شود نیز باید از مقدار حداقل فوق بیشتر باشد. میلگردهای حرارتی می‌توانند در بالا یا در پائین و یا در صورت لزوم (معمولاً جنگه‌ای که ضخامت دال زیاد است) قسمتی در بالا و بخشی در پائین قرار گیرند.

• - پوشش بتنی و فاصله حداکثر و حداقل میلگردها:

مقدار پوشش بتنی برای دالها در آئین نامه ایران به قطر میلگردها، اندازه سنگدانه‌ها و شرایط محیطی بستگی دارد. مقدار این پوشش برای شرایط محیطی یکسان 15^{mm} کمتر از مقدار مناسب آن برای تیرها است. در این درس پوشش بتنی را $20^{mm} \sim 25^{mm}$ در نظر می‌گیریم که با توجه به اینکه قطر میلگردهای مصرف شده در دالها کم می‌باشد استفاده از $h - d = 30^{mm}$ پیشنهاد می‌شود.

فاصله حداکثر میلگردها به ۳ برابر ضخامت دال و 350^{mm} محدود شده است و فاصله حداقل مجاز نیز عیناً مشابه مقدار آن در تیرها است.

• - قطع و خم میلگردها:

محل قطع یا خم میلگردها در دالهای یکطرفه را می‌توان دقیقاً مانند آنچه در مورد تیرها بیان شده است در نظر گرفت و همان ضوابط را به کار بست. اما معمولاً برای انجام آن محاسبات طولانی محل قطع میلگردها را با استفاده از نقاط قراردادی قطع میلگردها که در کتابهای طراحی موجود است تعیین می‌کنند.

مثال ۱: دال پایل مشخص شده را در شکل زیر طراحی نمائید. عرض تیرها 300^{mm} و بار زنده وارد به کف $5\ kN/m^2$ می‌باشد.

$$f_c = 25\ N/mm^2 \quad ; \quad f_y = 300\ N/mm^2$$

حل: یک نوار طراحی به عرض یک متر مطابق شکل انتخاب می‌شود. این نوار در جهت باربری (یعنی جهت کوتاه) انتخاب می‌شود. این نوار مانند یک تیر سراسری چندین دهانه باید تحلیل شود:

www.cess.mihanblog.com

- تعیین ضخامت دال :

$$l_n = 4000 - 300 = 3700 \ mm$$

$$\text{ضریب اصلاح برای } f_y = 0.4 + \frac{f_y}{670} = 0.4 + \frac{300}{670} = 0.85$$

$$h_{min} = 0.85 \times \frac{l_n}{24} = 0.85 \times \frac{3700}{24} = 131 \ mm \rightarrow h \doteq 130 \ mm$$

تذکر: برای پانلهای دیگر ممکن است به ضخامت کمتری نیاز باشد اما معمولاً ضخامت در کلیه پانلها یکسان در نظر گرفته میشود.

- کنترل برش :

$$D = 0.13^m \times 24 \ kN/m^3 = 3.12 \ kN/m^2$$

$$L = 5 \ kN/m^2$$

$$w_u = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 3.12 + 1.5 \times 5 = 11.4 \ kN/m^2$$

در تیرهای سراسری حداکثر برش در بر خارجی اولین تکیه‌گاه داخلی رخ می‌دهد. طبق توصیه آئین‌نامه برش در کلیه دهانه‌ها را $\frac{w_u l_n}{2}$ در نظر گرفته اما در دهانه خارجی مقدار برش را 15٪ افزایش می‌دهند.

$$V_u = 1.15 \ \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_u = 1.15 \times 11.4 \times \frac{3700}{2} \times 10^{-3} = 24.2 \ kN$$

$$d \approx h - 30^{mm} = 100 \ mm$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} \, b_w d$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \sqrt{25} \times 1000 \times 100 \times 10^{-3} = 60 \ kN$$

$$V_c \gg V_u \qquad o.k.$$

تذکر: بطور دقیق‌تر باید برش را به فاصله d از بر تکیه‌گاه (تیرهای عرضی) محاسبه می‌کردیم. در اینجا برش در بر تکیه‌گاه محاسبه شد و معمولاً همین محاسبه نوق کافی است.

- طرح مقطع‌های خمشی :

$$\text{لنگر منفی خارجی} = \frac{w_u l_n^2}{24} = \frac{11.4 \times 3.7^2}{24} = 6.5 \ kN.m$$

$$\text{لنگر مثبت} = \frac{w_u l_n^2}{14} = \frac{11.4 \times 3.7^2}{14} = 11.15 \ kN.m$$

www.cess.mihanblog.com

لنگر منفی در جلو $= \frac{w_u l_n^2}{10} = \frac{11.4 \times 3.7^2}{10} = 15.61 \ kN.m$

$M_u \leq M_r$

$M_r = 0.85 \rho b d^2 f_y (1 - \frac{5}{6} \rho \frac{f_y}{f_c})$

$15.61 \times 10^6 = 0.85 \rho \times 1000 \times 100^2 \times 300 (1 - \frac{5}{6} \rho \times \frac{300}{25})$

$10 \rho^2 - \rho + 6.12 \times 10^{-3} = 0$

$\rho = 6.55 \times 10^{-3}$

$A_s = \rho b d = 6.55 \times 10^{-3} \times 1000 \times 100 = 655 \ mm^2/m$

فولاد حرارتی $A_{s_{min}} = \rho_{min} b h = 0.002 \times 1000 \times 130 = 260 \ mm^2$

$A_s > A_{s_{min}}$ o.k.

use $\phi 12 @ 170^{mm}$ $(664 \ mm^2/m)$

به طریق مشابه برای تکیه‌گاه خارجی و وسط دهانه نیز مسلگرد طراحی می‌شود. برای لبت عمود بر نوار طراحی نیز از حداقل مسلگرد (حرارتی) استفاده می‌شود.

use $\phi 10 @ 300^{mm}$ $(261 \ mm^2/m)$

تذکر: چنانچه دقیق‌تر به پانل مورد طراحی دقت کنیم ملاحظه می‌شود که در نزدیکیهای انتهای پانل بخشی از بار توسط بخش نوار طولی (بلندتر) - و نه نوارهای عرضی تحمل می‌شود.

در واقع بخشی از پانل دارای رفتار دو طرفه است. این مسئله معمولاً در طراحی نادیده گرفته شده است اما باید در اجرا مقداری فولاد در جهت طولی و فوقانی در انتهای پانل‌ها قرار دارد. در غیر اینصورت ترکهای بزرگی در این ناحیه بوجود خواهد آمد.

www.cess.mihanblog.com

هنگامی که یک دال در دو جهت دارای تکیه‌گاه باشد و طول دهانه بزرگتر از ۲ برابر طول دهانه کوچکتر نباشد دال دوطرفه است. چنین دالی در دو جهت امتداد می‌یابد و لنگرهای خمشی نیز برای دو جهت طرح خواهد شد. ساده‌ترین سیستم دالهای دوطرفه نوعی است که در آن دال در هر چهار لبه خود بر روی تیرهای قوی یا دیوار تکیه دارد. این سیستم را با نام دالهای تکی در لبه‌ها می‌شناسیم و با توجه به ساده‌تر بودن رفتار آن ابتدا این سیستم را مورد بررسی قرار می‌دهیم:

۵- دالهای دوطرفه تکی در لبه‌ها:

طبق آئین‌نامه ایران دالهای فوق باید دارای شرایط زیر باشند تا با روش ارائه شده در ادامه قابل بررسی باشند:

۱- دال در هر چهار طرف روی دیوار یا تیر تکیه داشته باشد.

۲- تیرها باندازه کافی قوی باشند تا ابعاد آنها در رابطه زیر صدق کند:

$$\frac{b_w h^3}{l_n h_s^2} \geq 2$$

که در آن b_w و h عرض و ارتفاع تیر، l_n طول آزاد دهانه دال و h_s ضخامت دال است.

۳- بارها قائم و یکنواخت باشند.

۴- نسبت طول آزاد به عرض آزاد از 2 بیشتر نباشد.

روشی که آئین‌نامه ایران برای تحلیل این سیستمها ارائه می‌دهد در اصل از آئین‌نامه ACI مربوط به سال 1963 برداشت شده و در حال حاضر از آئین‌نامه ACI حذف گردیده است. در این روش هر پانل مستطیلی در هر دو جهت به نوارهای میانی و لبه‌ای تقسیم می‌شود و سپس مقادیر لنگرهای خمشی برای هر نوار ارائه می‌شود.

$$M_a = C_a w_u l_a^2$$

$$M_b = C_b w_u l_b^2$$

که در آن:

M_a : لنگر نوار میانی بر روی نواری به عرض واحد به موازات l_a

M_b : " " " " " " l_b

C_a, C_b : ضرائب موجود در جدول

l_a : طول آزاد پانل در جهت کوتاه l_b : طول آزاد پانل در جهت بلند w_u : شدت بار گسترده یکنواخت نهائی

لنگرهای فوق مربوط به نوارهای میانی هستند. بر روی نوارهای لبه‌ای مقدار لنگر (مطابق شکل) تا $\frac{1}{3}$ مقدار حداکثر آن در لبه‌ها بطور خطی کاهش می‌یابد. ضرائب C_a و C_b برای چندین حالت مختلف از نظر شرایط تکیه‌گاهی ارائه شده‌اند. تکیه‌گاه لبه‌ای می‌تواند (گیردار) (یکسره) و یا ساده (غیر یکسره) باشد.

www.cess.mihanblog.com

همچنین باید توجه داشت که لنگر منفی در تکیه‌گاه‌های غیر یکسره $\frac{3}{4}$ لنگر مثبت دهانه در همان امتداد می‌باشد. برای تعیین لنگرهای منفی یک جدول برای ضرایب C_a و C_b موجود است اما برای تعیین لنگرهای مثبت بطور جداگانه باید لنگرهای ناشی از بار مرده و بار زنده را که ضرایب متفاوتی دارند محاسبه نمود.

به کمک ضرایب w_a و w_b نیز می‌توان بار اعطاهای زیر سهم بار حمل شده در هر جهت را تعیین نمود و به کمک آن تیرهای تکیه‌گاه را نیز طراحی کرد.

$$\text{بار حمل شده در راستای } a = w_a \cdot w_u l_a l_b$$

$$\text{بار حمل شده در راستای } b = w_b \cdot w_u l_a l_b$$

• ـ ضخامت دال:

ضخامت حداقل دالهای دو طرفه متکی در چهار لبه برای پانلهائی که در یک لبه یا بیشتر غیر پیوسته هستند محیط پانل تقسیم بر 180 و در پانلهائی که در چهار لبه پیوسته هستند محیط پانل تقسیم بر 160 می‌باشد. ضخامت دال در هر حال نباید از 100 mm کمتر باشد.

• ـ عمق مؤثر در دالهای دو طرفه:

در دالهای دو طرفه میلگردهای هر دو جهت محاسباتی هستند و بنابراین مقدار d در دو جهت متفاوت خواهد بود. بنابراین بهتر است در امتداد کوتاه‌تر که لنگرها بزرگتر هستند از مقدار d بیشتر و در جهت دیگر از مقدار d کمتر استفاده شود. بعضی اوقات از یک مقدار متوسط d در محاسبات برای هر دو جهت استفاده می‌شود. اما در عمل میلگردها را در جایی که لنگر بیشتر است در عمق مؤثر بزرگتری قرار می‌دهند.

• ـ لنگرهای پیچشی در گوشه‌ها:

در گوشه‌های خارجی دال به علت وجود پیچش زیاد تمایل به ایجاد ترکهای تحت زاویه 45° وجود دارد. این ترکها در پائین دال در امتداد نیمساز پانل و در بالای دال عمود بر آن می‌باشد.

بدین منظور باید میلگردهائی در بالا و پائین عمود بر امتدادهای ترک ذکر شده در بالا قرار داد. این میلگردها باید باندازه مقدار میلگرد طراحی شده برای حداکثر لنگر مثبت پانل باشند.

بجای میلگردهای فوق می‌توان یک شبکه باندازه 5 در بالا و یک شبکه در پائین دال قرار داد.

این شبکه اضافه بر میلگردهای طراحی شده از قبل می‌باشد.

• ـ نقاط قطع میلگردها:

برای قطع میلگردها می‌توان از یک سری نقاط قراردادی (مشابه آنچه در مورد دالهای یکطرفه بیان شد) که در کتب طراحی موجود است استفاده نمود.

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	$C_{a,dl}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,dl}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a,dl}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b,dl}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a,dl}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b,dl}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a,dl}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b,dl}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a,dl}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b,dl}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a,dl}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b,dl}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a,dl}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b,dl}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a,dl}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b,dl}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a,dl}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b,dl}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a,dl}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b,dl}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a,dl}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b,dl}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

۲ - جدول ضرائب لنگر مثبت برای بار مرده

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	$C_{a,neg}$		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.051
	$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	$C_{a,neg}$		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	$C_{b,neg}$		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.90	$C_{a,neg}$		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	$C_{b,neg}$		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	$C_{a,neg}$		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	$C_{b,neg}$		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.80	$C_{a,neg}$		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	$C_{b,neg}$		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	$C_{a,neg}$		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	$C_{b,neg}$		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.70	$C_{a,neg}$		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	$C_{b,neg}$		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	$C_{a,neg}$		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	$C_{b,neg}$		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.60	$C_{a,neg}$		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	$C_{b,neg}$		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	$C_{a,neg}$		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	$C_{b,neg}$		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.50	$C_{a,neg}$		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	$C_{b,neg}$		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

۱ - جدول ضرائب لنگر منفی

لبه‌ها شور خورده به معنای این است که این لبه گیردار یا سراسری است

لبه بدون هاشور به معنای لبه ساده یا غیرمتصل است

www.cess.mihanblog.com

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	W_a	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_b	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_a	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_b	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_a	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_b	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_a	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_b	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_a	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_b	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_a	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_b	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_a	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_b	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_a	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_b	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_a	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_b	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_a	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_b	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_a	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_b	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

٤ - نسبت بار حمل شده در دو جهت

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	$C_{a,u}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,u}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,u}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,u}$	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,u}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,u}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,u}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,u}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,u}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,u}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,u}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,u}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,u}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,u}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,u}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,u}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,u}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,u}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,u}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,u}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,u}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.093	0.076	0.067
	$C_{b,u}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

۳ - جدول ضرایب لنگر مثبت برای بار زنده

لبه‌ها شور خورده به معنای این است که این لبه گیردار یا سراسری است

لبه بدون هاشور به معنای لبه ساده یا غیر ممتد است

www.cess.mihanblog.com

www.cess.mihanblog.com

- مثال ۱ : پانل گوشه مشخص شده در شکل زیر را با روش ضرایب آئین نامه ایران طرح نمائید.

کلیه تیرها : 300 × 600 (mm)

بار زنده = 5 kN/m^2

بار مرده کف سازی = 1.8 kN/m^2

ضخامت دال = 175 mm

$f_c = 20\ N/mm^2$; $f_y = 400\ N/mm^2$

حل :

- کنترل ضخامت دال :

$$h_{min} = \frac{\text{محیط پانل}}{140} = \frac{2(6000 + 7500)}{140} \simeq 193^{mm} \not< 175^{mm}$$

ملاحظه میشود که ضخامت دال کافی نیست . می توان با روشهای دقیق مقدار خیز دال را محاسبه نمود و مقدار خیز را با خیز مجاز مقایسه کرد فرض کنیم بدین روش ثابت شود که خیز در حد مجاز قرار دارد . بنابراین در اینجا ضخامت را تغییر نداده و حل را ادامه می دهیم .

- محاسبه لنگرهای طراحی : (نوارهای میانی)

$D = 0.175 \times 24 + 1.8 = 6\ kN/m^2$

$L = 5\ kN/m^2$ $\qquad w_u = 1.25D + 1.5L = 15\ kN/m^2$

$\ell_a = 6.3 - 0.3 = 6^{m}$; $\ell_b = 7.8 - 0.3 = 7.5^{m}$

$$m = \frac{\ell_a}{\ell_b} = \frac{6}{7.5} = 0.8$$

- با در نظر داشتن تکیه گاهی نوع 4 می باشد .

CASE 4

لنگر منفی در لبه ممتد دال : جهت کوتاه = $0.071 \times 15 \times 6^2 = 38.3\ kNm/m$

جهت بلند = $0.029 \times 15 \times 7.5^2 = 24.5\ kNm/m$

لنگر مثبت وسط دهانه : جهت کوتاه : ناشی از بار مرده = $0.039 \times (1.25 \times 6) \times 6^2 = 10.5\ kNm/m$

ناشی از بار زنده = $0.048 \times (1.5 \times 5) \times 6^2 = 13.0\ kNm/m$

$23.5\ kNm/m$

جهت بلند : ناشی از بار مرده = $0.016 \times 7.5^2 \times (1.25 \times 6) = 6.8\ kNm/m$

ناشی از بار زنده = $0.020 \times 7.5^2 \times (1.5 \times 5) = 8.4\ kNm/m$

$15.2\ kNm/m$

www.cess.mihanblog.com

لنگر منفی در لبه غیر ممتد دال : جهت کوتاه $= \frac{3}{4}$ (لنگر مثبت) $= \frac{3}{4} \times 23.5 = 17.6$ kNm/m

جهت بلند $= \frac{3}{4}$ (لنگر مثبت) $= \frac{3}{4} \times 15.2 = 11.4$ kNm/m

- طرح فولادها (نوار میانی)

$f_c = 20 \; ; \; f_y = 400 \rightarrow \rho_b = \rho_{max} = 0.0153$

$M_{r_{max}} = 0.85 \rho_{max} b d^2 f_y \left(1 - \frac{5}{6} \rho \frac{f_y}{f_c}\right) \quad ; \quad d \simeq 175 - 30 = 145^{mm}$

$M_{r_{max}} = 0.85 \times 0.0153 \times 1000 \times 145^2 \times 400 \left(1 - \frac{5}{6} \times 0.0153 \times \frac{400}{20}\right) = 81.5$ kNm/m

ملاحظه می شود که لنگرهای طراحی همگی از مقدار فوق کمتر هستند و لذا نیاز به افزایش ضخامت دال نیست.

$A_{s_{min}} = 0.0018\, bh = 0.0018 \times 1000 \times 175 = 315 \; mm^2/m$

فولادهای دهانه کوتاه : ($d \simeq 145^{mm}$)

لبه ممتد دال : $M_u^- = 38.3 \rightarrow A_s = 863 \; mm^2/m > A_{s_{min}}$

use $\phi 12$ @ 130^{mm}

$M_u^+ = 23.5 \rightarrow A_s = 530 \; mm^2/m > A_{s_{min}}$

use $\phi 12$ @ 200^{mm}

لبه غیر ممتد دال $M_u^- = 17.6 \rightarrow A_s = 396 \; mm^2/m > A_{s_{min}}$

use $\phi 12$ @ 280^{mm}

باید توجه داشت که آرایش نهایی میلگردها ممکن است مطابق فوق نباشد و شاید با توجه به اینکه در بعضی از نقاط بعضی از میلگردها را قطع خواهیم نمود فاصله میلگردها از مقدار مجاز آن بیشتر گردد. همچنین باید دقت نمود که امکان دارد لنگر منفی در لبه ممتد در دهانه ها و بیشتر از دهانه مورد بررسی اکنون مشابه باشد در این صورت میلگردهای این دهانه نیز بر اساس آن لنگر بزرگتر طرح خواهد شد.

فولادهای دهانه بلند نیز مطابق فوق طرح می گردد اما مقدار d را باید باندازه قطر یک میلگرد (حدود 12^{mm}) کاهش داد.

کلیه لنگرهای بدست آمده و فولادهای طرح شده مربوط به نوار میانی است. با توجه به اینکه لنگر در نوار لبه ای بطور متوسط $\frac{2}{3}$ لنگر نوار میانی است می توان فاصله فولادهای نوار میانی را 1.5 برابر نمود در حالیکه از مقدار حداکثر مجاز ($3h$ و 350^{mm}) بیشتر نگردد.

- نیروی وارد به تیرها :

بار حمل شده در جهت کوتاه $= 0.71 \times 15 \times 6 \times 7.5 = 479$ kN

" " " بلند $= 0.29 \times 15 \times 6 \times 7.5 = 196$ kN

نیروی وارد به تیر بلند $\simeq \frac{1}{2} \times \frac{479}{7.5} = 32$ kN/m

نیروی وارد به تیر کوتاه $\simeq \frac{1}{2} \times \frac{196}{6} = 16.3$ kN/m

www.cess.mihanblog.com

• - دالهای دو طرفه متکی بر ستونها :

هنگامی که تیرهائی که دال بر آنها متکی است باندازه کافی قوی نباشند و یا حتی اینکه تیرها وجود نداشته باشند رفتار دال نسبت به قبل پیچیده تر می شود. روشهای ارائه شده در این قسمت برای حالتی که تیرها قوی باشند نیز صادق است. بطور کلی با این روشها می توان سیستمهای زیر را بررسی نمود :

۱- سیستم دال تیر (slab - beam) :

در این سیستم بار وارد به دال به تیرهای اطراف یا دال منتقل و از طریق تیرها به ستونها منتقل می گردد. این سیستم قادر است بارهای جانبی را نیز به خوبی تحمل نماید.

۲- سیستم دال تخت (Flat plate) :

در این سیستم بارها مستقیماً از دال به ستون منتقل می شود و معمولاً از آن برای تحمل بار جانبی استفاده نمی شود (استفاده از دیوار برشی). مزیت این دالها اجرای نسبتاً ساده و عدم نیاز به سقف کاذب می باشد که این مسئله ارتفاع کلی ساختمان را کاهش می دهد. علاوه بر این ستونها می توانند جهت تأمین نظر معمار فاقد محورهای منظمی باشند. عیب این سیستم این است که تنشهای برشی در اطراف ستونها بسیار زیاد شده و جهت جلوگیری از گسیختگی نیاز به افزایش ضخامت دال پیش می آید.

۳- سیستم دال تخت با پهنه و دال تارچی (Flat slab) :

چنانچه ضخامت دال در اطراف ستون را افزایش دهیم (ایجاد پهنه یا کتیبه) دال تخت با پهنه و چنانچه ابعاد ستون در نزدیکی دال افزایش داده شود (ایجاد سرستون) سیستم دال تارچی ایجاد می گردد. ترکیب هر دو نوع با هم نیز دال تارچی با پهنه را بوجود می آورد. این سیستمها هنگامی جهت جلوگیری از افزایش تنشهای برشی در اطراف ستون بوجود آمده اند.

دال با پهنه — دال تارچی

۴- سیستم دال متقاطع (یا دال با تیرچه دو طرفه)

این سیستم خود می تواند دارای تیر یا فاقد آن (مانند شکل مقابل) باشد. در این سیستم یک سری تیرچه در دو جهت عمود بر هم اجرا می شود. در نوع بدون تیر مطابق شکل نواحی اطراف ستون با ضخامت بیشتر اجرا می شود تا مسئله تنشهای برشی زیاد اطراف ستون مشکلی ایجاد ننماید.

این سیستم هنگامی اقتصادی است که دهانه ها از حدود 15 متر تجاوز ننماید. سازه اجرا شده از نظر زیبائی نیز قابل توجه است.

www.cess.mihanblog.com

- روش طراحی مستقیم (DDM) :

در این روش (برخلاف روش قبلی در مورد دالهای تکی (چهار لبه) دالها بصورت پانلهای جداگانه تحلیل و طراحی نمی شوند. در اینجا کل پلان را در هر دو جهت به نوارهای طراحی تقسیم بندی می کنیم.

یک نوار طراحی دارای عرض برابر متوسط فاصله ستون آن نوار از ستونهای مجاور می باشد. علاوه بر این هر نوار طراحی به نوار ستونی و نیم نوارهای میانی تقسیم می شود. شکل زیر نحوه تقسیم بندی را برای یک جهت نشان می دهد. هر یک از نوارهای طراحی بار قائمی مشابه به تیر سراسری چند دهانه بطور جداگانه تحلیل می شود. جهت نوارها جهت 1 و عمود بر آن جهت 2 می باشد.

تذکر: شکل مقابل برای یک سیستم دال تخت نوارها را نشان می دهد اما در سایر سیستم ها نیز از همین تعاریف استفاده میشود.

- لنگر کل دهانه (M_0)

لنگر کل استاتیکی فرضیدار در هر دهانه بار الطرز زیر محاسبه می شود:

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

که در آن w_u بار یکنواخت وارد به دال، l_2 عرض نوار طراحی و l_n طول آزاد دهانه (در امتداد 1) فاصله بر تا بر ستون ها سر ستون می باشد. ستونهای دایره ای یا چند ضلعی را باید به مربعی با مساحت معادل تبدیل نمود.

- تقسیم کل لنگر دهانه بین وسط دهانه و تکیه گاه ها:

در یک دهانه داخلی لنگر منفی تکیه گاه $0.65M_0$ و لنگر وسط دهانه $0.35M_0$ در نظر گرفته می شود. در مورد دهانه های خارجی باید جدول زیر استفاده نمود.

	تکیه گاه خارجی ساده	تکیه گاه خارجی گیردار	سیستم دال تیر	سیستم دال تخت	
				با تیر لبه	بدون تیر لبه
لنگر منفی خارجی	0.0	0.65	0.16	0.30	0.26
لنگر مثبت وسط دهانه	0.63	0.35	0.57	0.50	0.52
لنگر منفی داخلی	0.75	0.65	0.70	0.70	0.70

www.cess.mihanblog.com

- تقسیم لنگر در پهنای نوار طراحی :

لنگرهای بدست آمده برای وسط دهانه و تکیه‌گاه‌ها مربوط به نوار طراحی هستند. این لنگرها بطور یکنواخت در پهنای نوار دال وجود ندارند بطوریکه در نواحی نزدیک به ستون مقدار لنگرها شدیدتر می‌شود. چنانچه بین ستونها تیر وجود داشته باشد باز هم مقدار بیشتری لنگر به نواحی مرکزی نوار منتقل خواهد شد. برای توزیع واقعی لنگر که در شکل ۱ می‌بینید آئین‌نامه توزیع را بطور تقریبی (شکل ۲) فرض می‌نماید.

شکل ۱

شکل ۲

برای تعیین سهم نوار ستونی از کل لنگر ابتدا باید ضرائب α و β_t تعریف شوند. برای تعیین این ضرائب نیز نخست به تعریف تیر در سیستمهای دوطرفه می‌پردازیم. تیر در سیستم دوطرفه دال تیر به شکل زیر تعریف می‌شود:

α عبارت است از نسبت سختی تیر به سختی دال نوار طراحی:

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{I_b}{I_s}$$

که در آن I_b ممان اینرسی مقطع تیر (ناحیه هاشورخورده) و I_s نیز ممان اینرسی دال بوده و عبارتست از $\frac{l_2 h_f^3}{12}$. می‌شود α را می‌توان به کمک نمودارهای صفحه بعد و رابطه $\alpha = \frac{b_w}{l_2} \cdot \left(\frac{h}{h_f}\right)^3 \cdot f$ انجام داد.

β_t صرف سختی پیچشی تیر کناری می‌باشد و با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\beta_t = \frac{G_{cb} \cdot C}{E_{cs} I_s} \quad ; \quad G_c \simeq \frac{E_c}{2} \quad \rightarrow \quad \beta_t = \frac{C}{2 I_s}$$

که در آن C ثابت پیچشی تیر بوده و با رابطه زیر تعریف می‌شود:

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

مقدار C برای تقسیم‌بندی که مقدار حداکثر $\sum$ را ایجاد کند بدست خواهد آمد.

www.cess.mihanblog.com

سهم نوار ستونی (برحسب درصد) از کل لنگر با روابط زیر محاسبه می شود :

$$\text{لنگر منفی داخلی} = 75 + 30\,a_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\left(1 - \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$$

$$\text{لنگر مثبت} = 60 + 30\,a_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\left(1.5 - \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$$

$$\text{لنگر منفی خارجی} = 100 - 10\beta_t + 12\beta_t\left(a_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)\left(1 - \frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$$

در روابط فوق حداکثر مقدار برای $a_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}$ و β_t بترتیب 1 و 2.5 می باشد. منظور از a_1 مقدار α برای تیر در جهت 1 (جهت نوار طراحی) می باشد. با تیانده لنگر نوار طراحی به دو نیم نوار میانی می رسد و به نسبت مساوی بین آنها تقسیم می شود. هر نوار میانی باید برای تحمل لنگر دو نیم نوار میانی تشکیل دهنده آن نوار طراحی شود. چنانچه در امتداد نوار طراحی در بین ستونها تیر موجود باشد سهم تیر از لنگر نوار ستونی $85\,a_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}$ % می باشد که چون معمولاً $a_1 \frac{\ell_2}{\ell_1} > 1$ است سهم تیرها 85% از کل لنگر نوار ستونی خواهد بود.

- تاثیر بارگذاری شطرنجی :

در سیستمهای سرابری (مانند نوارهای طراحی مورد بحث در اینجا) حذف کردن بارهای زنده از بعضی از دهانه ها می تواند لنگرهای طراحی بزرگتری را ایجاد نماید. برای حداکثر شدن لنگر مثبت طراحی در یک دهانه باید آن دهانه دارای بار زنده باشد و بقیه دهانه نسبت بآن یک در میان (شطرنجی) بار زنده داشته باشند. برای حداکثر شدن لنگر منفی در یک تکیه گاه نیز باید دو دهانه مجاور بآن تکیه گاه بار زنده داشته و از آن به بعد دهانه ها یک در میان بار زنده داشته باشند.

www.cess.mihanblog.com

اما باید در بارگذاری شطرنجی سه نکته را در نظر داشت:

۱- اگر نسبت بار مرده به بار زنده زیاد باشد بارگذاری شطرنجی (یا متناوب) تأثیر محسوسی بر لنگرهای طراحی ندارد.

۲- چنانچه نسبت سختی ستونها به دال تیرها زیاد باشد بارگذاری شطرنجی تأثیر محسوسی بر لنگرهای طراحی ندارد.

۳- تأثیر بارگذاری متناوب بر لنگرهای مثبت بمراتب بیشتر از تأثیر آن بر لنگرهای منفی است.

با توجه به نکات فوق آئین‌نامه آبا مقرر می‌دارد که:

چنانچه β_a یعنی نسبت بار مرده به بار زنده (بدون ضریب) از 2 کوچکتر باشد باید α_c محاسبه شده از رابطه زیر حتماً از α_{min} بزرگتر باشد:

$$\alpha_c = \frac{\sum k_c}{\sum k_s + \sum k_b}$$

که در آن:

$k_c = \frac{I_c}{l_c}$ سختی ستون

$k_s = \frac{I_s}{l_1}$ سختی دال ؛ $k_b = \frac{I_b}{l_1}$ سختی تیر

مقادیر I_s و I_b قبلاً در تعریف پارامتر α مشخص شده‌اند و I_c نیز ممان اینرسی ستون و l_c طول کمر تا کمر ستون است. علامت $\sum$ برای در نظر گرفتن اعضاء در بالا و پائین و چپ و راست در گره می‌باشد.

α_{min} نیز مقدار حداقلی برای α_c است که از جدول مقابل بدست می‌آید.

اگر $\alpha_c < \alpha_{min}$ بدست آید باید مقادیر لنگر مثبت و سطح دهانه را در ضریب افزایش دهنده δ_s مطابق زیر ضرب نمود:

$$\delta_s = 1 + \frac{2-\beta_a}{4+\beta_a}\left(1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{min}}\right)$$

β_a	نسبت دهانه‌ها l_2/l_1	سختی نسبی تیر - α				
		۰	۰٫۵	۱٫۰	۲٫۰	۴٫۰
۲٫۰	۰٫۵-۲٫۰	۰	۰	۰	۰	۰
۱٫۰	۰٫۵	۰٫۶	۰	۰	۰	۰
	۰٫۸	۰٫۷	۰	۰	۰	۰
	۱٫۰	۰٫۷	۰٫۱	۰	۰	۰
	۱٫۲۵	۰٫۸	۰٫۴	۰	۰	۰
	۲٫۰	۱٫۲	۰٫۵	۰٫۲	۰	۰
۰٫۵	۰٫۵	۱٫۳	۰٫۳	۰	۰	۰
	۰٫۸	۱٫۵	۰٫۵	۰٫۲	۰	۰
	۱٫۰	۱٫۶	۰٫۶	۰٫۲	۰	۰
	۱٫۲۵	۱٫۹	۱٫۰	۰٫۵	۰	۰
	۲٫۰	۴٫۹	۱٫۶	۰٫۸	۰٫۳	۰
۰٫۲۳	۰٫۵	۱٫۸	۰٫۵	۰٫۱	۰	۰
	۰٫۸	۲٫۰	۰٫۹	۰٫۳	۰	۰
	۱٫۰	۲٫۳	۰٫۹	۰٫۴	۰	۰
	۱٫۲۵	۲٫۸	۱٫۵	۰٫۸	۰٫۲	۰
	۲٫۰	۱۳٫۰	۲٫۶	۱٫۲	۰٫۵	۰٫۳

• - لنگر خمشی در ستونها:

ستونهای خارجی در یک نوار طراحی باید کل لنگر منفی خارجی را تحمل نمایند. ستونهای میانی (داخلی) نیز با توجه به رابطه تقریبی زیر لنگر جذب خواهند نمود:

$$M_u = 0.07\left[\left(w_D + \frac{1}{2}w_L\right) l_2 l_n^2 - w'_D\, l'_2 l'^2_n\right]$$

که در آن w_D و w_L بترتیب بارهای مرده و زنده ضریبدار بوده و کمیت‌های دارای پریم (مانند l'_n) مربوط به دهانه کوتاه‌تر از دو دهانه مجاور به ستون داخلی هستند. در هر حال ستونهای بالا و پائین به نسبت سختی خود ($\frac{I_c}{l_c}$) در تحمل لنگر سهیم هستند.

www.cess.mihanblog.com

• - شرایط استفاده از روش DDM :

مطابق آئین نامه آبا برای اینکه بتوان از روش DDM استفاده نمود باید تمام شرایط زیر برقرار باشد :

۱ - در هر جهت حداقل سه دهانه سراسری وجود داشته باشد .

۲ - پانلها باید مستطیل شکل باشد و در هر پانل دهانه بزرگتر از دو برابر دهانه کوچکتر تجاوز نکند . (دال دو طرفه)

۳ - در هر جهت طول دهانه های متوالی نباید بیش از $\frac{1}{3}$ طول دهانه بلندتر اختلاف داشته باشند .

۴ - ستونها باید روی خط مستقیم باشند یا حداکثر باندازه 10% پهنای دهانه های طرفین از این خط خارج شوند .

۵ - بارها باید بار قائم ناشی از وزن بوده و نسبت بار زنده به مرده از 3 تجاوز نکند .

۶ - برای پانلی که در اطراف آن تیر موجود است باید : (شرط دو طرفه بودن)

$$0.2 \leq \frac{a_1 l_2^2}{a_2 l_1^2} \leq 5$$

• - تعیین ضخامت لازم برای دال دو طرفه :

ضخامت دال معمولاً باندازه ای در نظر گرفته می شود که خیز دال از حد مجاز آن بیشتر نگردد و این روش بسیار ساده تر از تعیین خیز دال و مقایسه آن با مقدار مجاز می باشد .

الف - دالهای بدون تیر : در این سیستم ها حداقل ضخامت از جدول زیر تعیین می شود اما در هر حال مقدار ضخامت نباید از 125 mm برای دالهای بدون بهینه و از 100 mm برای دالهای با بهینه کمتر باشد .

f_y (N/mm^2)	بدون بهینه			با بهینه		
	پانلهای خارجی		پانلهای داخلی	پانلهای خارجی		پانلهای داخلی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه		بدون تیر لبه	با تیر لبه	
300	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
400	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$

در جدول فوق به نکات زیر توجه نمائید :

- برای سایر مقادیر f_y باید از درون یابی خطی استفاده نمود .
- l_n طول آزاد پانل در جهت بلندتر است .
- منظور از بهینه یک بهینه استاندارد مطابق شکل مقابل است .
- مقدار α برای تیر لبه ای باید حداقل 0.8 باشد .

www.cess.mihanblog.com

ب- سیستمهای دال تیر: ضخامت دال نباید از دو رابطه زیر کمتر باشد:

$$h_{min} = \frac{l_n(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta\left[\alpha_m - 0.5(1-\beta_s)\left(1+\frac{1}{\beta}\right)\right]} \qquad (1)$$

$$h_{min} = \frac{l_n(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta(1+\beta_s)} \qquad (2)$$

اما لازم نیست از مقدار زیر بزرگتر گردد:

$$h = \frac{l_n(800 + 0.7 f_y)}{36000} \qquad (3)$$

در روابط فوق l_n طول آزاد پانل در جهت بلندتر، α_m متوسط α برای تیرهای اطراف پانل، β_s نسبت طول لبه‌های ممتد به کل محیط پانل و β نسبت دهانه آزاد در امتداد بلندتر به دهانه آزاد در امتداد کوتاه‌تر پانل می‌باشد.

- چنانچه $\alpha_m \geq 2$ باشد ضخامت دال باید حداقل 90^{mm} و هنگامی که $\alpha_m < 2$ باشد ضخامت دال باید حداقل 125^{mm} باشد.

- چنانچه در یک پانل کناری برای تیر لبه $\alpha < 0.8$ باشد باید ضخامتهای بدست آمده از روابط فوق را ۱۰٪ افزایش داد.

تذکر: هنگامی که $\alpha_m \geq 2$ باشد (که در اکثر موارد عملی چنین است) ضخامت حداقل فقط با رابطه (۲) تعیین می‌شود.

- مثال ۲: نوار طراحی مشخص شده را با روش DDM تحلیل نمائید. طبقه نشان داده شده یک طبقه میانی است.

ارتفاع طبقات $= 4^m$

ستونها : 450×450 (mm)

تیرهای داخلی : 350×500

تیرهای لبه‌ای : 350×700

ضخامت دال : 150^{mm}

بار زنده $= 5\ KN/m^2$

$f_c = 25\ N/mm^2$; $f_y = 300\ N/mm^2$

حل:

- محاسبه α برای کلیه تیرها:

تیر لبه‌ای در جهت y : $\frac{h}{h_f} = \frac{700}{150} = 4.67$; $\frac{b_w}{h_f} = \frac{350}{150} = 2.33$

نمودار صفحه ۳۸ $\longrightarrow f = 1.47$

$$\alpha = \frac{b_w}{l_2}\left(\frac{h}{h_f}\right)^3 f = \frac{350}{3575}\left(\frac{500}{150}\right)^3 \times 1.47 = 14.6$$

www.cess.mihanblog.com

تیر لبه ای در جهت x : $f = 1.47$

$$\alpha = \frac{350}{2875}\left(\frac{700}{150}\right)^3 \times 1.47 = 18.2$$

تیر داخلی در جهت y : $\frac{h}{h_f} = \frac{500}{150} = 3.33$; $\frac{b_w}{h_f} = \frac{350}{150} = 2.33$

نمودار صفحه ۳۸ $\longrightarrow f = 1.61$

$$\alpha = \frac{350}{6700}\left(\frac{500}{150}\right)^3 \times 1.61 = 3.1$$

تیر داخلی در جهت x : $f = 1.61$

$$\alpha = \frac{350}{5300}\left(\frac{500}{150}\right)^3 \times 1.61 = 3.9$$

- کنترل ضخامت دال :

با توجه به اینکه متوسط α در اطراف کلیه پانلها از 2 بیشتر است ضخامت لازم با رابطه زیر بدست می آید . این ضخامت برای پانل گوشه حداکثر خواهد بود (حداقل مقدار β_s) :

$$h_{min} = \frac{l_n(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta(1+\beta_s)}$$

$$\beta = \frac{6700-450}{5300-450} = 1.29 \quad ; \quad \text{پانل گوشه } \beta_s = 0.5$$

$$h_{min} = \frac{(6700-450)(800+0.7\times 300)}{36000 + 5000\times 1.29\times 1.5} = 138^{mm} < 150^{mm} \quad o.k.$$

ملاحظه میشود که ضخامت دال از حداقل لازم بیشتر است ولذا خیز پانل در حدی از باقی خواهد ماند .

- کنترل شرایط DDM :

حداقل سه دهانه در هر امتداد موجود است . $\frac{6700}{5300} < 2$ ؛ طول دهانه های متوالی مساوی هستند ؛ ستونها در یک محور قرار دارند .

پانلها مانعی از دوران هستند و $\frac{5}{0.15\times 24} = 1.4 < 3$ ؛ شرط ششم را در اینجا فقط برای پانل گوشه کنترل می کنیم .

یک جهت را بطور اختیاری 1 و جهت عمود بر آن را 2 فرض می کنیم :

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = \frac{\left(\frac{18.2+3.9}{2}\right)\cdot 5300^2}{\left(\frac{14.6+3.1}{2}\right)\cdot 6700^2} = 0.78$$

$$0.2 < 0.78 < 5 \quad o.k.$$

- محاسبه لنگرهای نوار طراحی :

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8}$$

عرض نوار طراحی $l_2 = 6.7^m$; $l_n = 5.3 - 0.45 = 4.85^m$

$$D = \left(0.15 + \frac{0.35\times 0.35}{6.7}\right)\times 24 = 4.04\ KN/m^2$$

www.cess.mihanblog.com

$L = 5\ kN/m^2$

$w_u = 1.25D + 1.5L = 12.55\ kN/m^2$

$$M_o = \frac{12.55 \times 6.7 \times 4.85^2}{8} = 247\ kN.m$$

دهانه‌های خارجی:

- منفی خارجی $= 0.16M_o = 39.5\ kN.m$
- مثبت $= 0.57M_o = 140.8$ "
- منفی داخلی $= 0.7M_o = 172.9$ "

دهانه داخلی:

- منفی $= 0.65M_o = 160.6\ kN.m$
- مثبت $= 0.35M_o = 86.5$ "

- کنترل نیاز به بارگذاری شطرنجی:

$$\beta_a = \frac{D}{L} = \frac{4.04}{5} = 0.81 < 2$$

چون $\beta_a < 2$ بدست آمده ممکن است نیاز به افزایش لنگرهای وسط دهانه (به علت در نظر گرفتن اثر بارگذاری متناوب) باشد. با استفاده از جدول مربوط به α_{min} چون $\alpha_1 > 1$ است با توجه به نسبت $\frac{l_2}{l_1} = 1.26$ مقدار α_{min} برابر صفر بدست می‌آید و بدون نیاز به محاسبه α_c واضح است که همواره $\alpha_c > \alpha_{min}$ بوده و نیازی به بارگذاری شطرنجی نیست.

- توزیع لنگر در عرض نوار طراحی:

محاسبه β_t:

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

$$C_1 = \left(1 - 0.63\frac{150}{550}\right)\frac{150^3 \times 550}{3} + \left(1 - 0.63\frac{350}{700}\right)\frac{350^3 \times 700}{3} = 736,529 \times 10^4$$

$$C_2 = \left(1 - 0.63\frac{150}{900}\right)\frac{150^3 \times 900}{3} + \left(1 - 0.63\frac{350}{550}\right)\frac{350^3 \times 550}{3} = 561,529 \times 10^4$$

$$C = \max(C_1, C_2) = 736,529 \times 10^4\ mm^4$$

$$I_s = \frac{6700 \times 150^3}{12} = 188,438 \times 10^4\ mm^4$$

$$\beta_t = \frac{C}{2I_s} = 1.95 < 2.5$$

محاسبه درصد سهم لنگر نوار ستونی باید برای هر دهانه بطور جداگانه صورت گیرد اما در اینجا چون طول دهانه‌ها یکسان است (نسبت $\frac{l_2}{l_1}$) سهم لنگرها برای کلیه دهانه‌ها با روابط زیر بدست می‌آید:

$$\alpha_1 \frac{l_2}{l_1} = 3.1 \times \frac{6.7}{5.3} > 1$$

$$\rightarrow \alpha_1 \frac{l_2}{l_1} = 1$$

www.cess.mihanblog.com

منفی داخلی : $75 + 30\times1\times\left(1-\frac{6.7}{5.3}\right) \simeq 67\%$

منفی خارجی : $100 - 10\times1.95 + 12\times1.95\times1\times\left(1-\frac{6.7}{5.3}\right) \simeq 74\%$

مثبت : $60 + 30\times1\times\left(1.5-\frac{6.7}{5.3}\right) = 67.1\%$

تذکر: هرچند در آیین نامه روال ذکر شده اما برای نوارهای طراحی کناری مقدار l_2 در روابط فوق فاصله ستون کناری تا ستونهای مجاور خواهد بود و نه عرض نوار طراحی.

چون $\alpha_1 \frac{l_2}{l_1} > 1$ است سهم تیرها نیز 85% از لنگر نوار ستونی خواهد بود.

موقعیت	لنگر نوار طراحی	درصد سهم نوار ستونی	لنگر نوار ستونی	لنگر تیر	لنگر هر نیم نوار میانی
منفی خارجی	39.5	74%	29.2	24.8	5.15
مثبت	140.8	67.1%	94.5	80.3	23.15
منفی داخلی	172.9	67%	115.8	98.4	28.55
منفی داخلی	160.6	67%	107.6	91.5	26.5
مثبت	86.5	67.1%	58.0	49.3	14.25

با توجه به لنگرهای بدست آمده می توان طراحی را انجام داد. اما باید دقت نمود که در عمل لنگرهای سهم تیر باید با لنگرهای ناشی از تیرهای جانبی نیز ترکیب و سپس طراحی انجام گیرد. عرض نوار ستونی برابر است با $5.3/4 + 5.3/4 = 2.65\,m$

- لنگر ستونها:

لنگر ستونهای خارجی = لنگر منفی خارجی $= 39.5\ kN.m$

لنگر سهم هر ستون (بالا و پایین) $= 39.5 \times \frac{1}{2} = 19.75\ kN.m$

لنگر ستونهای داخلی $= 0.07\left[\left(w_D + \frac{1}{2} w_L\right) l_2 l_n^2 - w'_D l'_2 l'^2_n\right]$

$= 0.07\left(\frac{1}{2} w_L l_2 l_n^2\right)$

$= 0.07\left(\frac{1}{2}\times(1.5\times5)\times6.7\times4.85^2\right) = 41.4\ kN.m$

لنگر سهم هر ستون $= \frac{1}{2}\times41.4 = 20.7\ kN.m$

تذکر: لنگرهای بدست آمده در واقع همان لنگرهای M_b (ناشی از بار ثقلی) هستند که در فصل ۲ معرفی شد. برای طراحی ستونها باید این لنگرها با لنگرهای بار جانبی نیز ترکیب شده و در صورت لزوم تشدید لنگر نیز انجام گیرد.

www.cess.mihanblog.com

- انتقال لنگر میان نوار طراحی و ستون :

انتقال لنگر بین نوار طراحی و ستون در سیستمهای دارای تیر و بدون آن کاملاً متفاوت است :

الف - سیستم دال تیر : در این سیستم سهم لنگر تیرها (یعنی 85% سهم نوار ستونی) مستقیماً و از طریق خمش تیر نوار طراحی به ستون وارد می گردد. با تقریب لنگر (که سهم دال نوار ستونی و نیز سهم دال نیم نوارهای میانی است) باعث پیچش تیرهای عمود بر نوار طراحی شده و از طریق پیچش آنها باعث خمش ستون می گردد.

ب - سیستم های بدون تیر : در این سیستم ها بخشی از لنگر منتقله به ستون یعنی $\gamma_f M_u$ از طریق خمش پهنای مؤثری از نوار دال به ستون منتقل می شود که γ_f عبارتست از :

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

که در آن b_1 و b_2 ابعاد مقطع بحرانی برش در اطراف ستون است که بفاصله $\frac{d}{2}$ از بر ستون یا سر ستون تعریف می گردد. b_1 در جهت دهانه نوار طراحی و b_2 عمود بر آن است (b_2 به موازات محور خمش خواهد بود) و برای ستون دایره ای نسبت $\frac{b_1}{b_2}$ برابر واحد خواهد بود.

پهنای مؤثر تیر نواری به فاصله $1.5H_f$ از هر طرف ستون می باشد. باید توجه کرد که روش طراحی باین ترتیب است که ابتدا نوارهای میانی و ستونی مطابق معمول طراحی می گردد. سپس پهنای مؤثر طوری طرح می شود که بتواند لنگر $\gamma_f M_u$ را تحمل کند. بنابراین در صورت لزوم مجبوریم در ناحیه پهنای مؤثر مسلح بیشتری قرار دهیم.

- مثال ۳ : مسگیرهای اطراف تکیه گاه B.1 دال برای سیستم دال تخت زیر را محاسبه نمائید. فرض کنید شرایط ODM برقرار است.

بار زنده = 2 kN/m^2 ؛ ضخامت دال = 200 mm

بار مرده کف سازی = 1 kN/m^2 ؛ ستونها : 400x400 (mm)

$f_c = 25\ N/mm^2$ ؛ $f_y = 300\ N/mm^2$

حل : الف - مسگیرهای جهت x :

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

$$w_u = 1.25\,(24\times0.2+1) + 1.5\times2 = 10.25\ kN/m^2$$

$$M_0 = \frac{10.25\times4.3\times(5.5-0.4)^2}{8} = 143.3\ kN.m$$

لنگر منتقل شده به ستون $= 0.26\,M_0 = 37.3\ kN.m$ = لنگر منفی خارجی

عرض نوار ستونی $= \min\left(\frac{4.3}{2}, \frac{5.5}{2}\right) = 2.15\ m$

سهم نوار ستونی = 100% ($\beta_t = 0$; $\alpha = 0$)

$$37.3\times10^6 = 0.85\rho\times2150\times170^2\times300\left(1-\frac{5}{6}\times\rho\times\frac{300}{25}\right)$$

$\rightarrow \rho = 0.00241 \rightarrow A_s = 0.00241\times2150\times170 = 882\ mm^2 > A_{s_{min}} = 0.002\,bh = 860$ o.k.

www.cess.mihanblog.com

use $\phi 12 @ 275^{mm}$ $(= 884^{mm^2})$

ناحیه بحرانی برش در اطراف ستون

پهنای مؤثر $= 400 + 2\times(1.5\times 200) = 1000^{mm}$

$b_1 = 485^{mm}$; $b_2 = 570^{mm}$

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{485}{570}}} = 0.62$$

لنگر پهنای مؤثر $= \gamma_f M_u = 0.62\times 37.3 = 23.5\ kN.m$

$$23.5\times 10^6 = 0.85\rho\times 1000\times 170^2\times 300\left(1-\frac{5}{6}\times\rho\times\frac{300}{25}\right) \rightarrow \rho = 0.00330$$

$$\rightarrow A_s = 0.00330\times 1000\times 170 = 561^{mm^2}$$

A_s موجود در پهنای مؤثر $\simeq \phi 12\times\frac{1000}{275} = 411^{mm^2}$

A_s اضافی $= 561 - 411 = 150^{mm^2}$ use $2\phi 12$

دقت نمایید که پهنای مؤثر حدود 47% پهنای نوار ستونی را تشکیل می‌دهد درحالیکه باید 62% لنگر نوار را تحمل کند بنابراین به میلگرد $2\phi 12$ اضافی در این پهنا نیاز پیدا کرده‌ایم.

ب- میلگردهای جهت x : میلگردهای هر تکیه‌گاه برای بزرگترین لنگر دو طرف آن طرح می‌شود. در اینجا در تکیه‌گاه B1 لنگر در وجه خارجی $0.7M_0$ و در وجه داخلی $0.65M_0$ است (M_0 در دو دهانه چپ و راست مساوی می‌باشد)

$$l_2 = \frac{5.5}{2}+\frac{0.4}{2} = 2.95^m$$

$$M_0 = \frac{10.25\times 2.95\times(4.3-0.4)^2}{8} = 57.5\ kN.m$$

لنگر نوار طراحی $= 0.7M_0 = 0.7\times 57.5 = 40.25\ kN.m$

سهم نوار ستونی $= 75\%$ $(\alpha = 0)$ $\rightarrow$ لنگر نوار ستونی $= 0.75\times 40.25 = 30.19\ kN.m$

عرض نوار ستونی $= \min\left(\frac{5.5}{4}, \frac{4.3}{4}\right) + \frac{0.4}{2} = 1.275^m$

$\rightarrow \rho = 0.00323$; $A_s = 720^{mm^2} > A_{s_{min}} = 0.002\times 1275\times 200 = 510^{mm^2}$

use $\phi 12 @ 200^{mm}$

لنگر منتقل شده به ستون $= 0.07\left[\frac{1}{2}w_L l_2 l_n^2\right] = 0.07\left[\frac{1}{2}\times 1.5\times 2\times 2.95\times(4.3-0.4)^2\right]$

$= 4.71\ kN.m$

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{570}{485}}} = 0.58$$

لنگر پهنای مؤثر $\gamma_f M_u = 0.58\times 4.71 = 2.73\ kN.m$

پهنای مؤثر: $400 + 1.5\times 200 = 700^{mm}$

ملاحظه شود که پهنای مؤثر حدود 55% پهنای نوار ستونی است درحالیکه لنگری که باید از طریق این پهنا به ستون منتقل گردد بسیار کمتر و در حدود 9% لنگر نوار ستونی می‌باشد لذا نیاز به اضافه کردن میلگرد نیست.

www.cess.mihanblog.com

کنترل برش در دالهای دو طرفه

(الف) سیستم های دال تیر: مطابق آیا تیرهای با $\alpha_1 \frac{l_2}{l_1} \geq 1$ باید بار وارد بر چشمه بار تیرها محدود به پنلهای پایل را تحمل نمایند. اگر $\alpha_1 \frac{l_2}{l_1} = 0$ باشد پس تیرها موجود نیست و برای $0 < \alpha_1 \frac{l_2}{l_1} < 1$ مقدار بار وارده به تیرها با درون یابی مشخص می شود و باقیمانده بار مانند سیستمهای تخت و بطور مستقیم از دال به ستون منتقل می گردد.

برای کنترل ضخامت دال باید یک نوار به عرض واحد و در امتداد کوتاه تر پایل انتخاب نمود. نیروی برش در دو انتهای این نوار به حداکثر مقدار خود یعنی $\frac{w_u S}{2}$ میرسد. چنانچه نوار انتخابی سراسری باشد باید مقدار برش را برای دهانه خارجی 15٪ افزایش داد. همچنین می توان محاسبه را دقیق تر و فاصله d از تکیه گاه (تیر) انجام داد. در هر حال ملاحظه می گردد که کنترل برش در این سیستمها مشابه سیستمهای یک طرفه انجام می گردد. ضخامت دال باید بگونه ای باشد که V_u محاسبه شده از فوق از مقدار V_c تجاوز نکند:

$$V_c = 0.2\,\phi_c \sqrt{f_c} \times 1000 \times d$$

برای طراحی تیرها در مقابل برش نیز باید بارهای وارده بر تیرها را (بصورت منفرد یا دو نقطه) روی تیرها قرار داده و با در نظر گرفتن لنگرهای انتهایی آنها که از تحلیل نوار طراحی بدست آمده دیاگرام برش تیر را ترسیم نموده و سپس طراحی را انجام داد.

- مثال ٤: در مثال ٢ اولاً ضخامت دال را برای برش کنترل نمائید ثانیاً نیروهای وارد بر تیر دهانه خارجی در نوار طراحی مشخص شده برای ترسیم نمودار برش چه خواهد بود؟

حل: کنترل ضخامت دال:

$$V_u \simeq 1.15 \frac{w_u S}{2}$$

$$w_u = 1.25\,(0.15 \times 24) + 1.5 \times 5 = 12 \ kN/m^2$$

$$V_u = 1.15 \times \frac{12 \times 5.3}{2} = 36.6 \ kN \qquad \phi 14 \text{ با فرض } d = 150 - 25 - 14 \simeq 110^{mm}$$

$$V_c = 0.2\,\phi_c \sqrt{f_c} \times 1000\, d$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \sqrt{25} \times 1000 \times 110 = 66000^{N} = 66^{kN} > V_u \quad \text{O.K.}$$

نیروهای وارد بر تیر:

(لنگرهای انتهایی از جدول صفحه ٤٤ استخراج شده اند)

www.cess.mihanblog.com

(ب) سیستمهای بدون تیر : در این سیستمها دو نوع برش باید کنترل گردد :

(۱) برش تیر عریض (wide beam) یا برش یک طرفه :

در یک حالت یک نوار طراحی مانند یک تیر عریض انگاشته می شود. برش بحرانی به فاصله d از بر ستون یا سر ستون رخ می دهد (در صورت وجود پهنه به فاصله d از بر پهنه) :

$$V_u = 1.15\, w_u\, l_2 \left(\frac{l_n}{2} - d\right)$$

برش نهایی فوق باید از V_c مقطع بیشتر باشد :

$$V_c = 0.2\, \phi_c \sqrt{f'_c}\, l_2\, d$$

(۲) برش سوراخ کننده (punching) یا برش دو طرفه :

در حین انتقال بار از دال به ستون که بطور مستقیم صورت می گیرد وضعیتی بحرانی برای تنشهای برشی در اطراف ستون ایجاد می شود. مقطع بحرانی برای این تنشها در فاصله $\frac{d}{2}$ از بر ستون یا سر ستون قرار دارد. برای دالهای با پهنه دو مقطع بحرانی وجود دارد یکی به فاصله $\frac{d}{2}$ از بر ستون و دیگری به فاصله $\frac{d}{2}$ از بر پهنه. (تذکر : به تفاوت مقدار d در دو حالت توجه نمائید.)

- انتقال نیروی محوری به ستون :

این انتقال سبب تولید یک تنش برشی یکنواخت در محیط مقطع بحرانی می شود که با رابطه زیر بدست می آید :

$$v_u = \frac{V_u}{A_c}$$

A_c سطح جانبی مؤثر مقطع بحرانی (سوراخ) است که از ضرب محیط این مقطع در عمق مؤثر دال بدست می آید و V_u نیز نیروی منتقل شده به ستون از طریق محیط سوراخ است که برابر سطح بارگیر ستون بدست می آید. از این سطح باید سطح سوراخ را کاست :

$$V_u = w_u\,(a_1 a_2 - b_1 b_2)$$

- انتقال لنگر خمشی به ستون :

قبلاً گفته شد که از کل لنگر منتقله به ستون یعنی M_u مقدار $\gamma_f M_u$ آن از طریق خمش نهایی مؤثر به ستون منتقل می شود و باقیمانده آن لنگر یعنی $(1-\gamma_f) M_u$ که آن را با $\gamma_v M_u$ نشان می دهند از طریق پیچش مقطع سوراخ اطراف ستون انتقال خواهد یافت. تنشهای برشی ناشی از پیچش با رابطه زیر محاسبه می شوند :

$$v_u = \gamma_v M_u \cdot \frac{c}{J}$$

که در آن c و J از مشخصات هندسی مقطع سوراخ هستند و از روابط صفحه بعد بدست می آیند.

باید توجه داشت که چون مجموعه لنگر منتقل شده به ستون از دو جهت وجود دارد و تنشهای برشی ترکیب شده ناشی از نیروی محوری و دو لنگر

INTERIOR COLUMN ستون داخلی

Concrete area of critical section:

$A_c = 2(a + b)d$

Modulus of critical section:

$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [ad(a + 3b) + d^3]/3$

where

$c = c' = a/2$

CORNER COLUMN ستون گوشه

Concrete area of critical section:

$A_c = (a + b)d$

Modulus of critical section:

$\frac{J}{c} = [ad(a + 4b) + d^3(a + b)/a]/6$

$\frac{J}{c'} = [a^2d(a + 4b) + d^3(a + b)]/6(a + 2b)$

where

$c = a^2/2(a + b)$

$c' = a(a + 2b)/2(a + b)$

EDGE COLUMN (Bending Parallel to edge) ستون لبه (خمش موازی لبه)

Concrete area of critical section:

$A_c = (a + 2b)d$

Modulus of critical section:

$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [ad(a + 6b) + d^3]/6$

where

$c = c' = a/2$

EDGE COLUMN (Bending perpendicular to edge) ستون لبه (خمش عمود بر لبه)

Concrete area of critical section:

$A_c = (2a + b)d$

Modulus of critical section:

$\frac{J}{c} = [2ad(a + 2b) + d^3(2a + b)/a]/6$

$\frac{J}{c'} = [2a^2d(a + 2b) + d^3(2a + b)]/6(a+b)$

where

$c = a^2/(2a + b)$

$c' = a(a + b)/(2a + b)$

مشخصات مقطع بحرانی برای لبه ستونهای داخلی

در کلیه روابط:

$b_1 = a$

$b_2 = b$

www.cess.mihanblog.com

www.cess.mihanblog.com

جمشی بصورت زیر می باشد.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \left(\gamma_v M_u \frac{c}{J}\right)_1 + \left(\gamma_v M_u \frac{c}{J}\right)_2$$

تنشهای برشی نهایی بدست آمده باید از تنش برشی نهایی بتن (در حالت دو طرفه) بیشتر نباشد. مطابق آیا این مقدار عبارتست از:

$$v_c = \min\left[\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right), \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+1\right), 2\right] 0.29\phi_c \sqrt{f_c}$$

که در آن β_c نسبت ضلع بزرگ به ضلع کوچک ستون، b_o محیط مقطع بحرانی (سوراخ) و α_s عددی است که برای ستونهای میانی 20 برای ستونهای کناری 15 و برای ستونهای گوشه 10 در نظر گرفته میشود.

- مثال ۱: برش سوراخ کننده را در اطراف ستون B1 در پلان مثال ۳ کنترل نمائید.

حل: تنش برشی ناشی از انتقال نیروی محوری:

$d = 170\ mm \quad ; \quad w_u = 10.25\ kN/m^2$

$V_u = 10.25\,(4.3 \times 2.95 - 0.57 \times 0.485) = 127.2\ kN$

$A_c = (570 + 2 \times 485) \times 170 = 261{,}800\ mm^2$

$v_u = \dfrac{127.2 \times 10^3}{261{,}800} = 0.486\ N/mm^2$

تنش برشی ناشی از انتقال لنگر حول محور x:

$$\begin{cases} \text{لنگر منتقل شده به ستون حول } x = M_{ux} = 37.3\ kN\cdot m \\ \gamma_{vx} = 1 - \gamma_{fx} = 1 - 0.62 = 0.38 \end{cases}$$ با توجه به مثال ۳

$a = b_1 = 485\ mm \quad ; \quad b = b_2 = 570\ mm$

$\dfrac{J}{c} = \left[2 \times 485 \times 170\,(485 + 2 \times 570) + 170^3\,(2 \times 485 + 570)/485\right]/16 = 47{,}260{,}424\ mm^3$

$\dfrac{J}{c'} = \left[2 \times 485^2 \times 170\,(485 + 2 \times 570) + 170^3\,(2 \times 485 + 570)\right]/6\,(485 + 570) = 21{,}726{,}356\ mm^3$

www.cess.mihanblog.com

$$v_u = \gamma_{vx} M_{ux} \frac{c}{J} = 0.38 \times 37.3 \times 10^6 \times \frac{1}{47260424} = 0.300 \ N/mm^2$$

$$v'_u = \gamma_{vx} M_{ux} \frac{c'}{J} = 0.38 \times 37.3 \times 10^6 \times \frac{1}{21726350} = 0.652 \ N/mm^2$$

تنش برشی ناشی از انتقال لنگر حول محور y :

با توجه به مثال ۳ :

$$\begin{cases} \text{لنگر منتقل شده به بتون حول } y = 4.71 \ kN.m = M_{uy} \\ \gamma_{vy} = 1 - \gamma_{fy} = 1 - 0.58 = 0.42 \end{cases}$$

$$a = b_1 = 570^{mm} \quad ; \quad b = b_2 = 485^{mm}$$

$$J = \frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \left[570 \times 170 (570 + 6 \times 485) + 170^3 \right] / 6 = 57,020,833 \ mm^3$$

$$v_u = v'_u = \gamma_{vy} M_{uy} \frac{c}{J} = 0.42 \times 4.71 \times 10^6 \times \frac{1}{57,020,833} = 0.035 \ N/mm^2$$

تنش برشی حداکثر $= 0.486 + 0.3 + 0.035 \doteq 0.82 \ N/mm^2$

(در گوشه A)

$$\min\left(1 + \frac{2}{\beta_c} = 1 + \frac{2}{1} = 3 \ ; \ \frac{\alpha_s d}{b_0} + 1 = \frac{15 \times 170}{570 + 2 \times 485} + 1 = 2.66 \ ; \ 2 \right) = 2$$

$$v_c = 2 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.4 \times 0.6 \sqrt{25} = 1.2 \ N/mm^2$$

$$v_u = 0.82 < v_c = 1.2 \quad o.k.$$

تذکر: دقت نمائید که در عمل لنگر منتقل شده به بتون بجز لنگر ناشی از بار قائم از بارهای جانبی نیز ناشی خواهد شد که v_u را به مقدار زیادی افزایش خواهد داد.