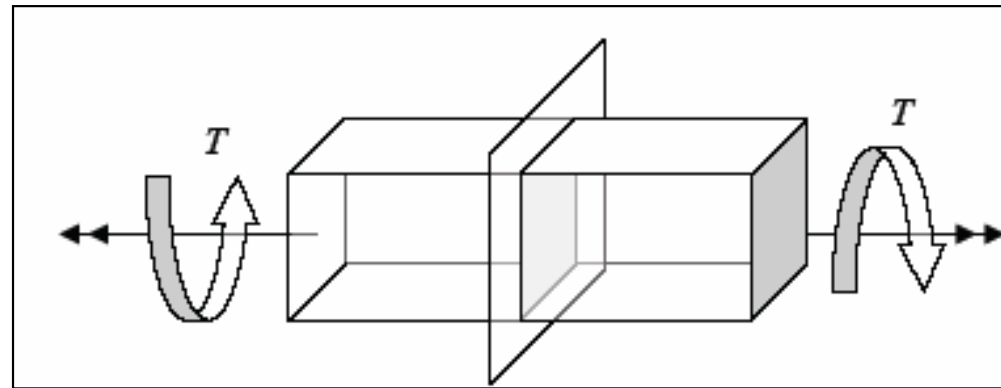


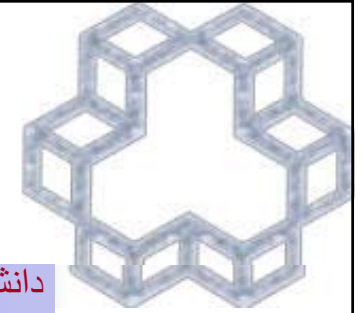
فصل اول



تجزیه در اعضای بین ارمه

جزوه بتن ۲

تدوین : دکتر سید بهرام بهشتی



تحلیل و طراحی برای پیش بر اساس آبا و ACI 318-05

فصول

مقدمه-تئوری پیش

تاثیر پیش بر سازه های بتن آرمه

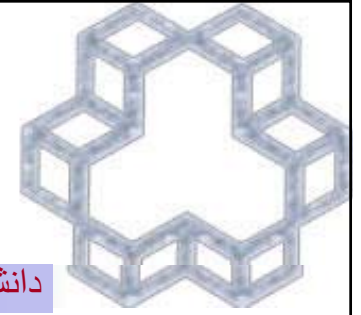
پیش در اعضای بتنی بدون آرماتور

پیش در اعضای بتنی با آرماتور

ترکیب برش و پیش

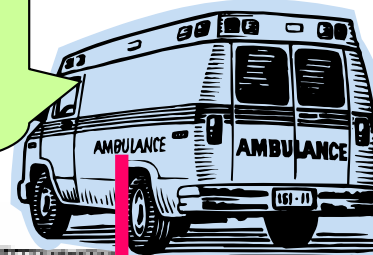
مثالهای حل شده

علت ایجاد پیچش در سازه ها

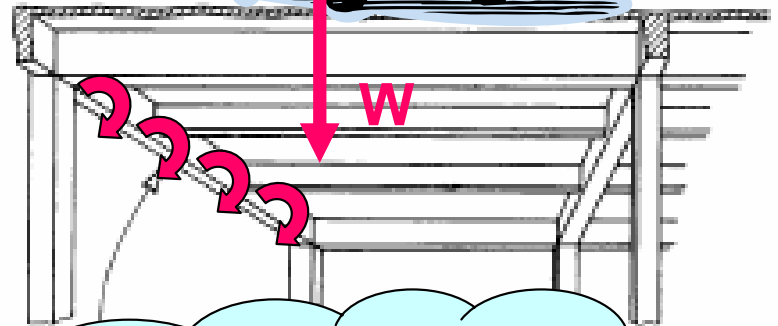
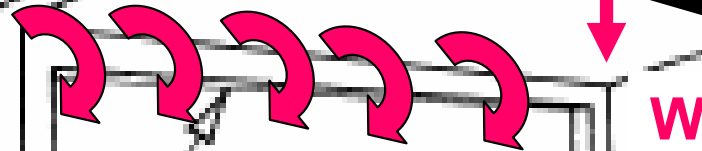
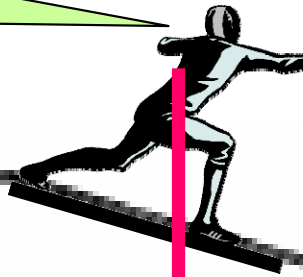


دانشگاه صنعتی خواجه

غیر مستقیم ناشی از سازگاری تغییر شکلها



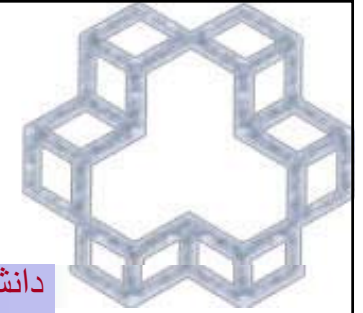
مستقیم ناشی از خروج از مرکزیت نیروها



جواب تو وقتی این فصل رو خوب خوندم می دهم!

آیا این تیرهای کناری می تونن پیچش حاصل از بارها رو تحمل کنن!





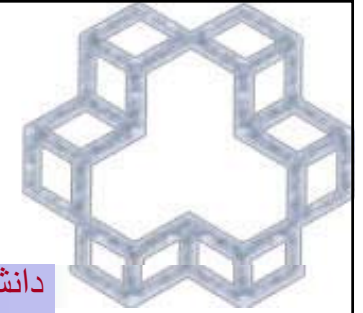
مقدمه

در تحلیل سازه ها اکثر اوقات از تاثیر پیچش صرف نظر می گردد و فقط خمش، برش و نیروهای محوری در نظر گرفته می شود. سؤال اینجاست که پس چرا باید پیچش را در تحلیل در نظر بگیریم. به چند دلیل:

- ۱- در تیرهای لبه و یا تیرهایی که از یکطرف متصل به تیر و یا دال می باشند، مقدار پیچش قابل ملاحظه است.
 - ۲- حتی مقدار کم لنگر پیچشی می تواند تنشهای زیادی ایجاد نموده و سبب تغییر رفتار کل سازه شود. بخصوص که نوع شکست را می تواند بسیار ترد و ناگهانی کند
 - ۳- با استفاده از مدل‌های سه بعدی مشکل محاسبه مجزا لنگر پیچشی در محاسبات مرتفع شده است.
 - ۴- ترکیب پیچش با دیگر کنشها به درستی تا کنون ناشناخته باقی مانده.
- می توانیم رفتار اعضاء بتن آرمه تحت پیچش را در دو مرحله در نظر بگیریم:

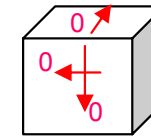
۱- مرحله پیش ترک

۲- مرحله پس ترک



تئوری پیچش الاستیک

مقاطع تویر:



شرایط تعادل در مرزهای آزاد نشان می دهد که تنش برشی ناشی از پیچش باید به موازات مرز باشد که در گوشه مطابق تعادل المان مرزی باید تنش صفر باشد

مقطع دایره

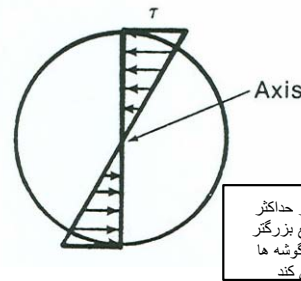
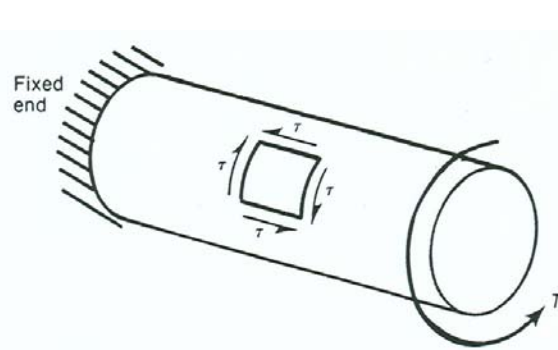
مقطع مربع

پیچش در مقاطع دایره ای:

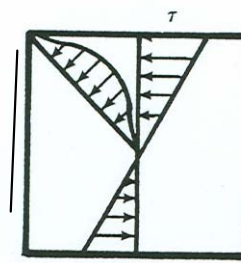
۱- مقاطع صفحه ای بعد از پیچش صفحه باقی می مانند.

۲- کرنش برشی بصورت خطی از محور پیچش افزایش می یابد.

۳- در مقاطع دایره ای تنش برشی در مرکز صفر و بطور خطی افزایش یافته تا در محیط خارجی ماکزیمم گردد.



مقدار تنش از حداکثر در وسط ضلع بزرگتر تا صفر در گوشه ها تغییر می کند



تنشهای برشی در اثر پیچش

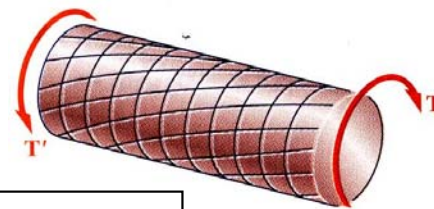
ماکزیمم تنش برشی = τ_{max}

لنگر پیچشی = T

شعاع مقطع دایره ای = r

$J = \pi r^4 / 2$ = ممان اینرسی قطبی

$$\tau_{max} = \frac{Tr}{J}$$

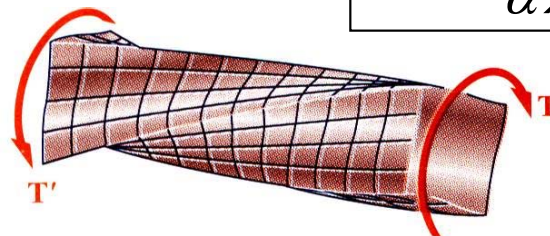


خطوط شطرنجی بصورت لوزی در می آیند

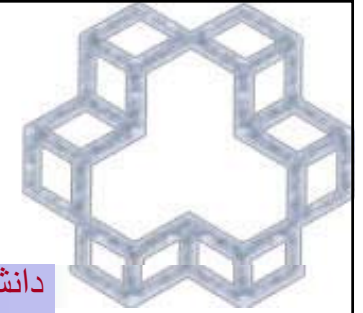
پیچش سن ونان

$$\tau_{max} = \frac{T}{\alpha x^2 y}$$

خطوط شطرنجی معوج می شوند

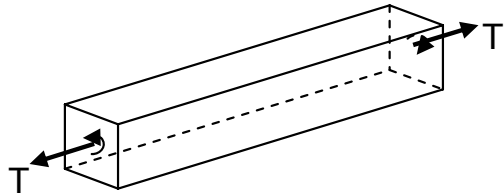


پیچش وارپینگ



تنش ماکزیمم در مقاطع مستطیلی توپر

در مقاطع مربع بر اساس مطالعات سن ونان بعلت پدیده وارپینگ تنش حداکثر در دورترین نقطه اتفاق نمی افتد و مقدار آن در ضلع بزرگتر ماکزیمم و در گوشه ها صفر می گردد.



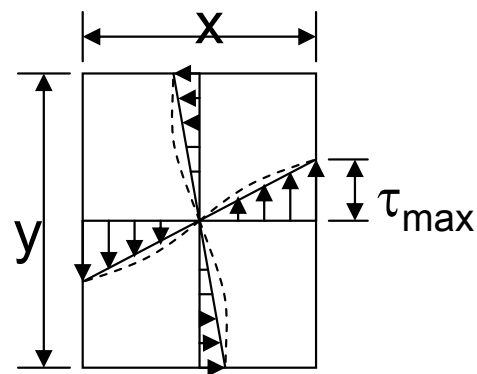
$$\tau_{\max} = \frac{T}{\alpha x^2 y}$$

y/x	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	∞
α	0.208	0.219	0.246	0.267	0.290	1/3

سختی پیچشی

$$k_t = \frac{T}{\theta} = \frac{GJ}{L}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T x_m}{\sum \beta x^3 y (1 - 0.63 \frac{x}{y})}$$



برای مقطع مرکب مستطیلی:

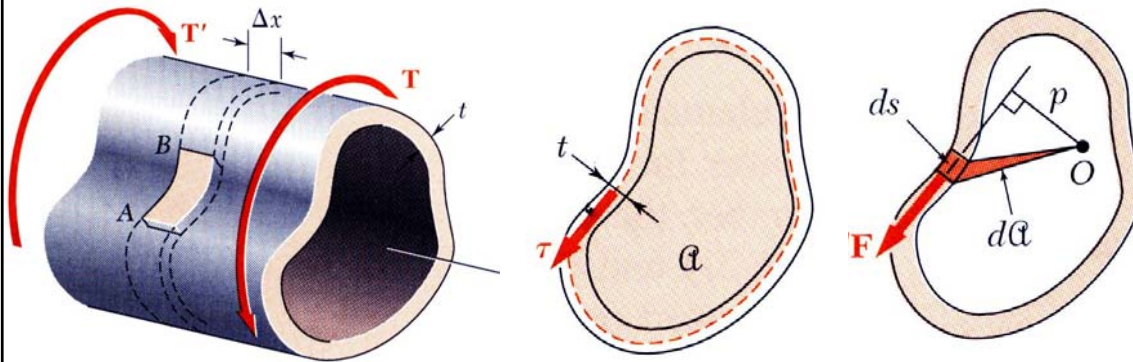
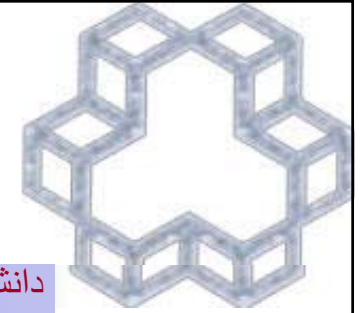
α و β ضرایب شکل می باشند

$$J = \beta x^3 y$$

$$J = \sum \beta x^3 y (1 - 0.63 \frac{x}{y})$$

در يك عضو به طول L تحت لنگر پیچشی T در دو انتها، طبق تعریف سختی پیچشی k_t برابر است با لنگر پیچشی T به زاویه دوران نسبی θ بین دو انتهای آن

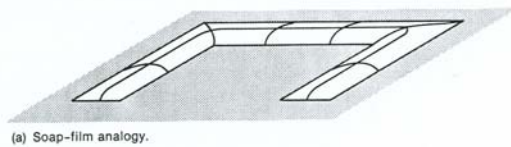
y/x	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	∞
β	0.141	0.196	0.229	0.263	0.291	1/3



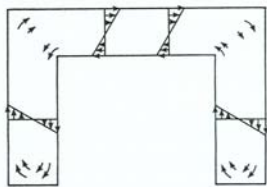
$$dM_0 = p dF = p \tau (t ds) = q (p ds) = 2q dA_0$$

$$T = \oint dM_0 = \oint 2q dA = 2qA$$

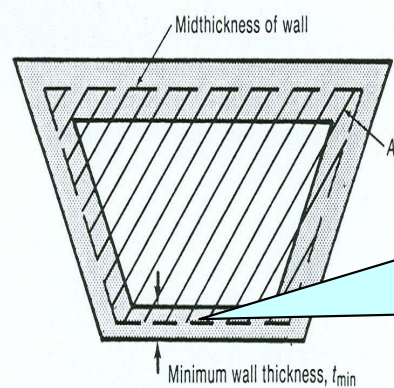
$$\tau = \frac{T}{2tA_0}$$



(a) Soap-film analogy.



تشابه غشایی در مقطع ناودانی

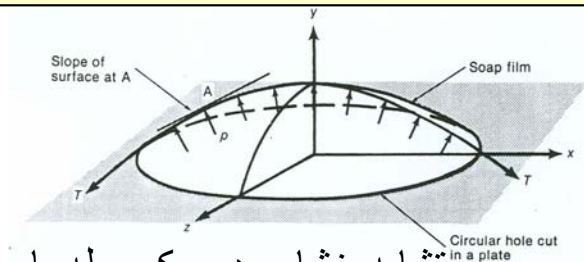


(a) Definition of A_0 .

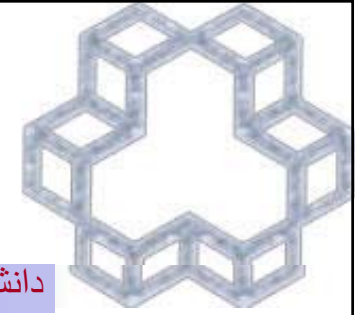
حداکثر تنش برشی در حداقل ضخامت اتفاق می افتد

تشابه غشایی در مقطع توخالی

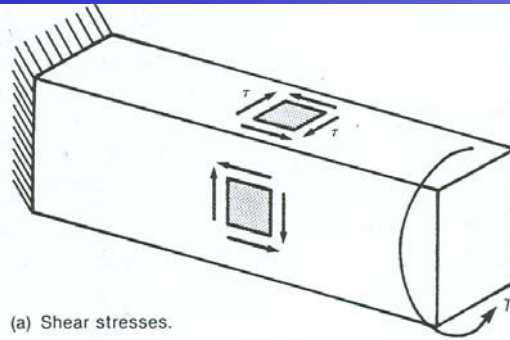
- معادلات محاسبه شیب در یک غشاء باد کرده مشابه معادلات برش در اثر پیچش است.
- جهت جریان برش عمود بر شیب وارد بر غشاء است.
- لنگر پیچشی متناسب با حجم زیر غشاء می باشد.
- تنش برشی با ضخامت نسبت عکس دارد.
- برای يك مقطع توخالی با جداره پیوسته شکل غشاء مشابه مقطع توپر متناظر است با این تفاوت که در محل توخالی باید يك صفحه صلب در نظر گرفت.
- روش تشابه غشایی برای پیچش الاستیک معتبر بوده و در پیچش کاملاً پلاستیک مقطع دارای برش پلاستیک ثابت بوده و لازم از روش تشابه شنی که به شکل مخروط یا هرم است استفاده شود.



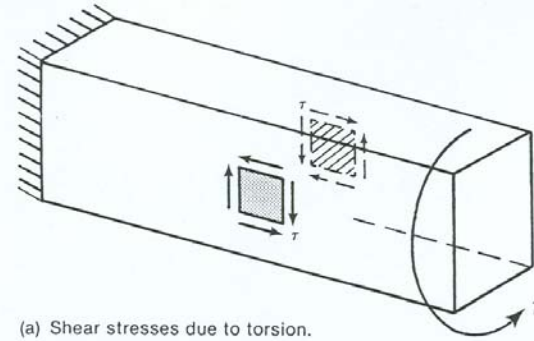
تشابه غشایی در یک میله با مقطع دایره ای



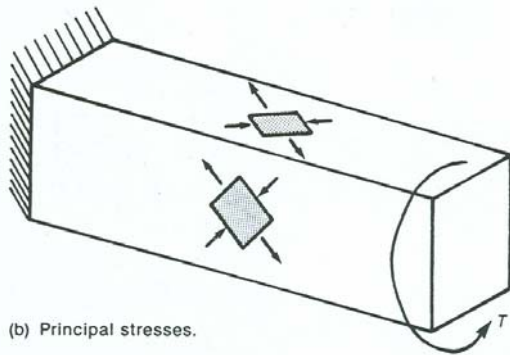
پیچش در اعضای بتنی بدون آرماتور



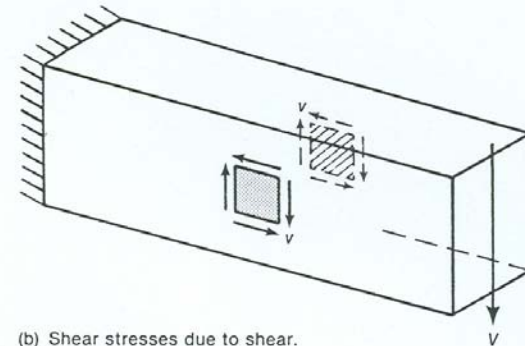
(a) Shear stresses.



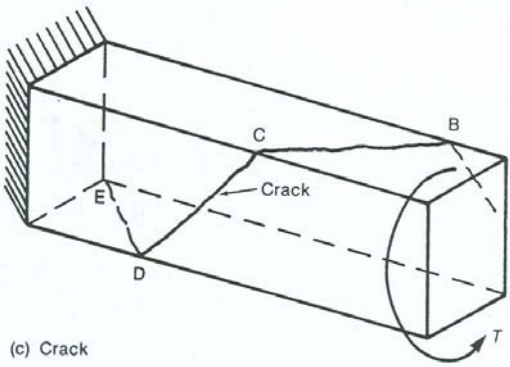
(a) Shear stresses due to torsion.



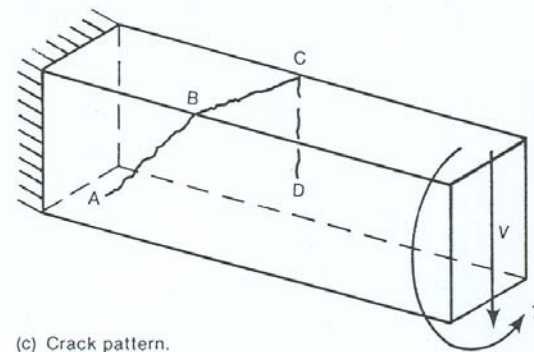
(b) Principal stresses.



(b) Shear stresses due to shear.



(c) Crack



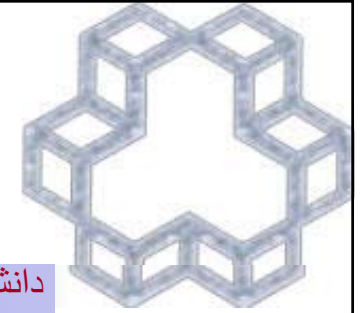
(c) Crack pattern.

پیچش خالص

پیچش همراه با برش
و خمش

پیچش خالص : وقتی که تنشهای کششی اصلی (که در وسط ضلع بزرگتر یعنی دو وجه قائم زودتر اتفاق می افتد) به مقاومت کششی بتن رسید ترک آغاز شده و به سرعت به شکل اسپیرال گسترش می یابد و سبب شکست ترد تیر می گردد.

پیچش همراه با برش و خمش : در یک وجه تنشهای برشی حاصل از پیچش و برش هم جهت بوده ولذا یکدیگر را تقویت می نمایند و در وجه مقابل از یکدیگر کم می شوند. لذا ترک از وجه تقویت شده شروع شده و به سمت بخش کششی مقطع تحت خمش پیشرفت می نمایند. در این حال وقتی خمش قابل ملاحظه باشد، ترک عمودی می گردد (CD). در قسمت فشاری ترک متوقف می شود.



پیچش در اعضای بتنی

۱- مرحله پیش ترک:

سه روش برای تحلیل رفتار مقطع تا ترک خوردگی وجود دارد.

$$T_e = \alpha x^2 y f'_t \quad (\alpha = 0.208)$$

الف- روش الاستیک بر اساس تحقیقات سن ونان در نیمه قرن گذشته:

نتایج حاصله حدود ۵۰ درصد خلاف جهت اطمینان است.

ب- روش پلاستیک که در سال ۱۹۵۵ توسط نیلاندر جهت رفع این تقریب بکار برده شد.

$$T_p = \alpha x^2 y f'_t \quad (\alpha = 1/2 - x/(6y))$$

دو مشکل اساسی در روش وجود دارد

یکی آنکه شکست از نوع پلاستیک نیست و دیگر آنکه اثر ابعاد کل نمونه را در نظر نمی گیرد

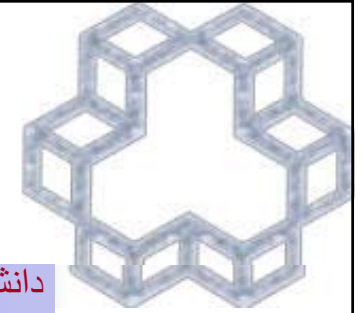
ج- روش خمش کج:

$$T_s = x^2 y f_r / 3$$

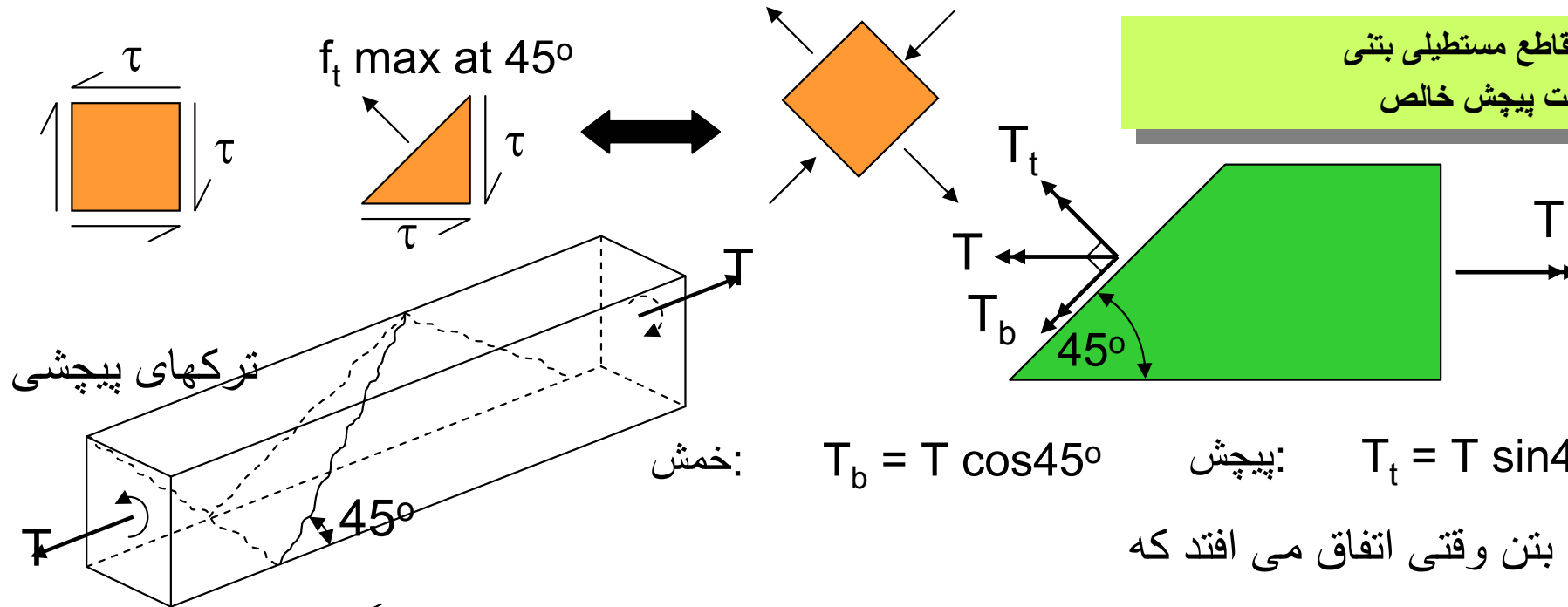
شکست بسیار شبیه شکست خمشی بتن غیر مسلح است.

۲- مرحله پس ترک:

مدل تشابه خرابایی در سال ۱۹۲۹ توسط راش ارائه شد. وی نشان داد که مقاومت مقطع توپر بسیار نزدیک مقاومت مقطع توخال متناظر است.



مقاومت برشی مقاطع مستطیلی بتنی
بدون آرماتور تحت پیچش خالص



خمش: $T_b = T \cos 45^\circ$ پیچش: $T_t = T \sin 45^\circ$

ترک بتن وقتی اتفاق می افتد که

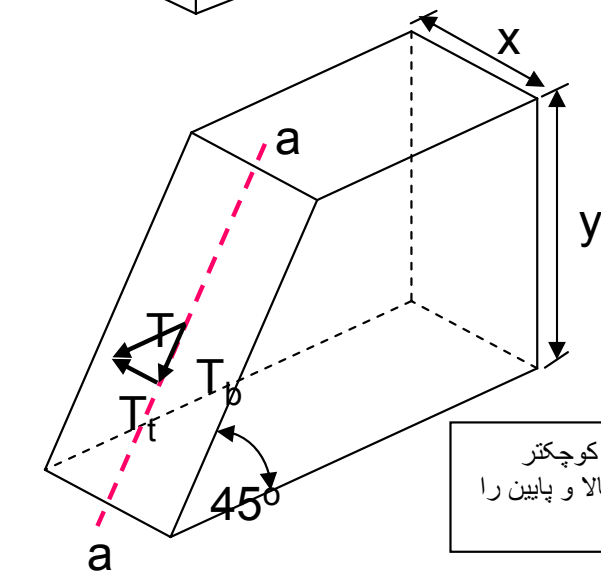
$f_{t \max} = 0.85 f_r = 0.5 \sqrt{f'_c}$ $f_r = \text{مدول شکست بتن} = 0.63 \sqrt{f'_c}$

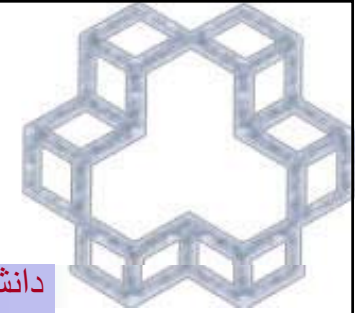
مدول مقطع: $S_{a-a} = I_{a-a} / (x/2) = \frac{1}{12} \left(\frac{y}{\cos 45^\circ} \right) x^3 \left(\frac{2}{x} \right) = \frac{x^2 y}{6 \cos 45^\circ}$

$f_{t, \max} = \frac{T_{b, cr}}{S_{a-a}} = T_{cr} \cos 45^\circ \frac{6 \cos 45^\circ}{x^2 y} = \frac{3 T_{cr}}{x^2 y} = 0.5 \sqrt{f'_c}$

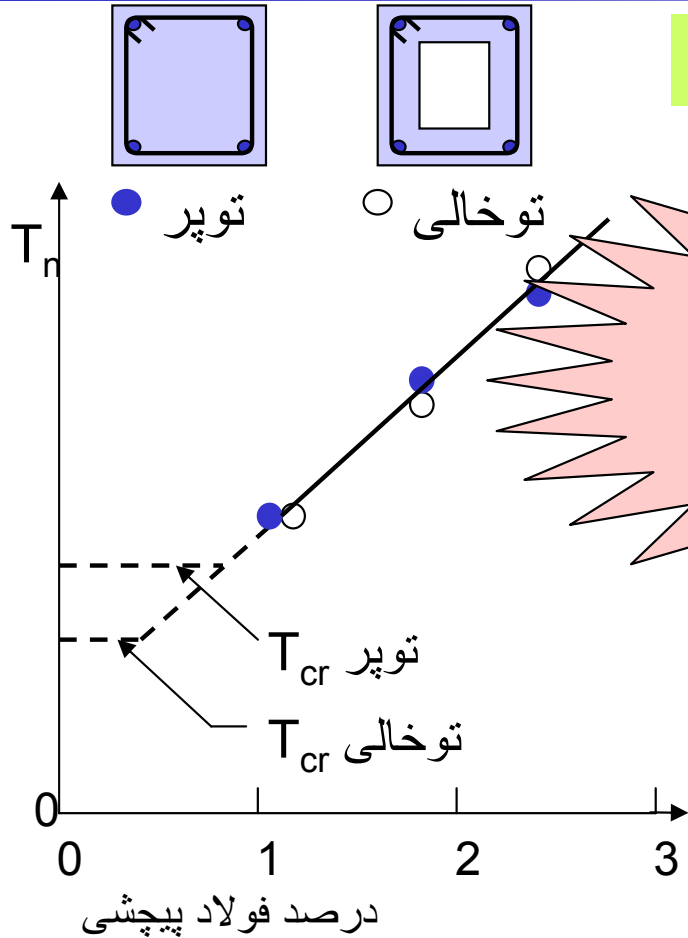
پس از آنکه ترک کششی در وسط ضلع بزرگتر اتفاق می افتد و سپس به ضلع کوچکتر
متمایل می گردد، ترک بسرعت در وجه مقابل ضلع بزرگتر دو سر ترک در بالا و پایین را
به هم متصل نموده و شکست پیچشی در بتن ناگهان اتفاق می افتد.

$$T_{cr} = 0.5 \sqrt{f'_c} \frac{x^2 y}{3}$$





مقاومت پیچشی اعضای بتن آرمه با مقاطع مستطیلی



اگرچه لنگر ترك خوردگي مقطع توخالی کمتر از مقطع توپر است مقاومت نهایی هر دو مقطع با يك فولاد عرضي مساوي يكسان است . لذا مقاومت ترك خورده عضو بتني مسلح تحت پیچش خالص توسط پوسته بتني شامل فولاد عرضي تحمل می شود.

سطح محصور توسط محیط خارجی شامل سطح سوراخها

سطح محصور شده با جریان برش قبل از ترك خوردگي

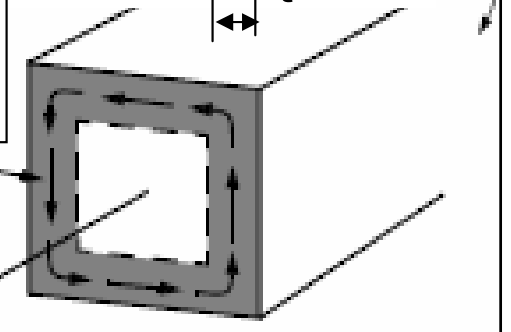
مقطع جدار نازک معادل (حدود 1/4 تا 1/6 عرض کمتر مقطع)

$$t = \frac{0.75 A_{cp}}{P_{cp}}$$

جریان برش

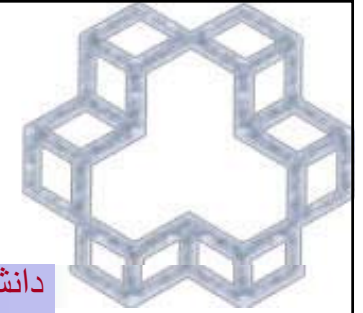
محیط بیرونی مقطع

T



$$A_0 = \frac{2}{3} A_{cp}$$

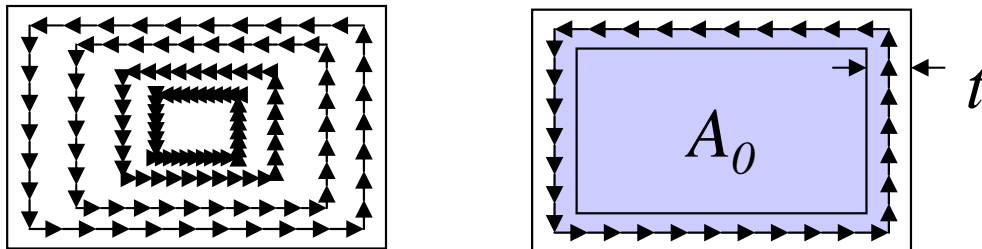
لذا در جهت اطمینان در مقاطع توپر از قسمت مرکزی مقطع صرفنظر کرده و مقطع توپر را با مقطع توخالی متناظر جایگزین می نمایم



تنش برشی در مقطع جدار نازک
یا مقطع توخالی معادل

جریان برش: $q = \frac{T}{2A_0}$

تنش برشی: $\tau = \frac{q}{t} = \frac{T}{2A_0 t}$



مقطع توپر

مقطع توخالی معادل

تبدیل
می شود

(T_{cr}) پیش ترک خوردگی:

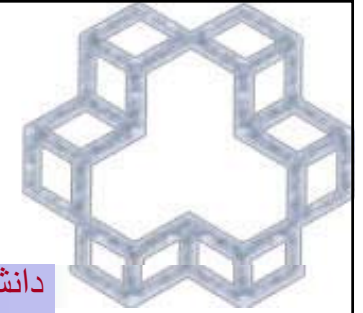
$$\tau_{cr} = \frac{T_{cr}}{2A_0 t} = 0.5\phi_c \sqrt{f'_c}$$

$$T_{cr} = 0.5\phi_c \sqrt{f'_c} (2A_0 t)$$

$$t = \frac{0.75A_{cp}}{P_{cp}}$$

$$A_0 = \frac{2A_{cp}}{3}$$

$$T_{cr} = 0.5\phi_c \sqrt{f'_c} \frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}}$$



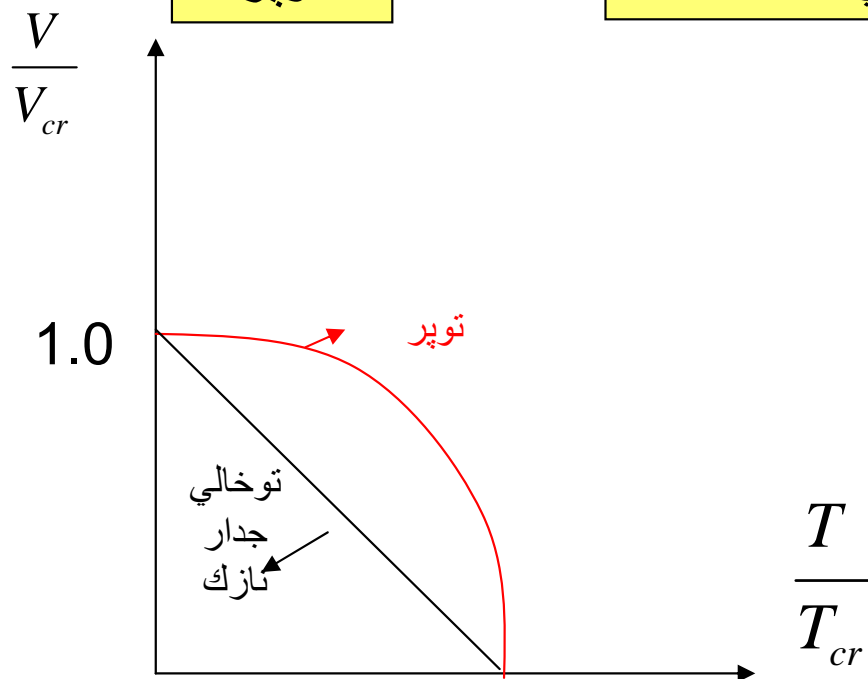
ترکیب برش و پیچش در تعیین مقاومت ترک خوردگی مقاطع بتن آرمه

$$\left(\frac{V}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_{cr}}\right)^2 = 1$$

توپر

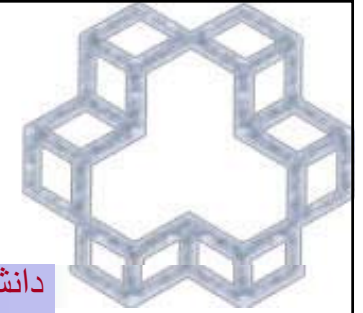
$$\frac{V}{V_{cr}} + \frac{T}{T_{cr}} = 1$$

توخالی جدار نازک



اثر همزمان برش و پیچش در تعیین مقاومت ترک خوردگی توسط معادله اثر متقابل برای مقاطع توپر و توخالی مقابل نمایش داده شده است. بسته به میزان ضخامت جداره، منحنی اثر متقابل بین دو منحنی خط راست و دایره قرار می گیرد.

ملاحظه می گردد که اثر پیچش در کاهش مقاومت ترک خوردگی حاصل از برش در مقاطع توخالی بیشتر از مقاطع توپر است. بطوریکه در مقاطع توپر وجود لنگر پیچشی معادل $T=0.25 T_{cr}$ سبب کاهش مقاومت برشی تا $V=0.97V_{cr}$ می گردد. در مقاطع توخالی میزان پیچش فوق سبب کاهش $V=0.75V_{cr}$ در مقاومت برشی می شود.



ABA: محیط خارجی مقطع بتن آرمه : p_{cp}
سطح محصور شده توسط p_{cp} : A_{cp}

$$T_{cr} = 0.4\phi_c \sqrt{f'_c} \frac{(A_{cp})^2}{p_{cp}}$$

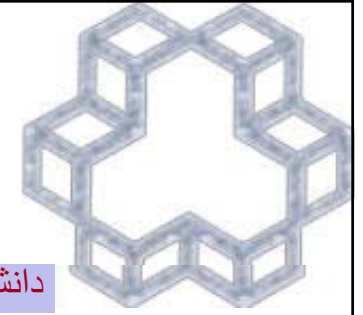
بر اساس آبا چنانچه T_u محاسبه شده که از تحلیل سازه بر اساس سختی ترک نخورده محاسبه شده است از $1/4 T_{cr}$ کمتر باشد نیازی برای محاسبه برای پیش نیست (نیازی به آن در ترکیب آن با برش حاصل برش مستقیم نیست).

از پیش صرف نظر می گردد اگر (۱-۷-۱۲) $T_u \leq \frac{T_{cr}}{4}$

اثر نیروی محوری و برش در مقطع در برآورد پیش ترک خوردگی در آیین نامه نادیده گرفته شده است. با مقایسه با ACI از اثر برش که حدود ۳ درصد است صرف نظر شده و اثر نیروی محوری را می توان چنین در نظر گرفت:

$$T_{cr} = 0.4\phi_c \sqrt{f'_c} \frac{(A_{cp})^2}{p_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \phi_c \sqrt{f'_c}}}$$

N_u نیروی محوری است که در صورت فشاری بودن مثبت فرض می گردد.

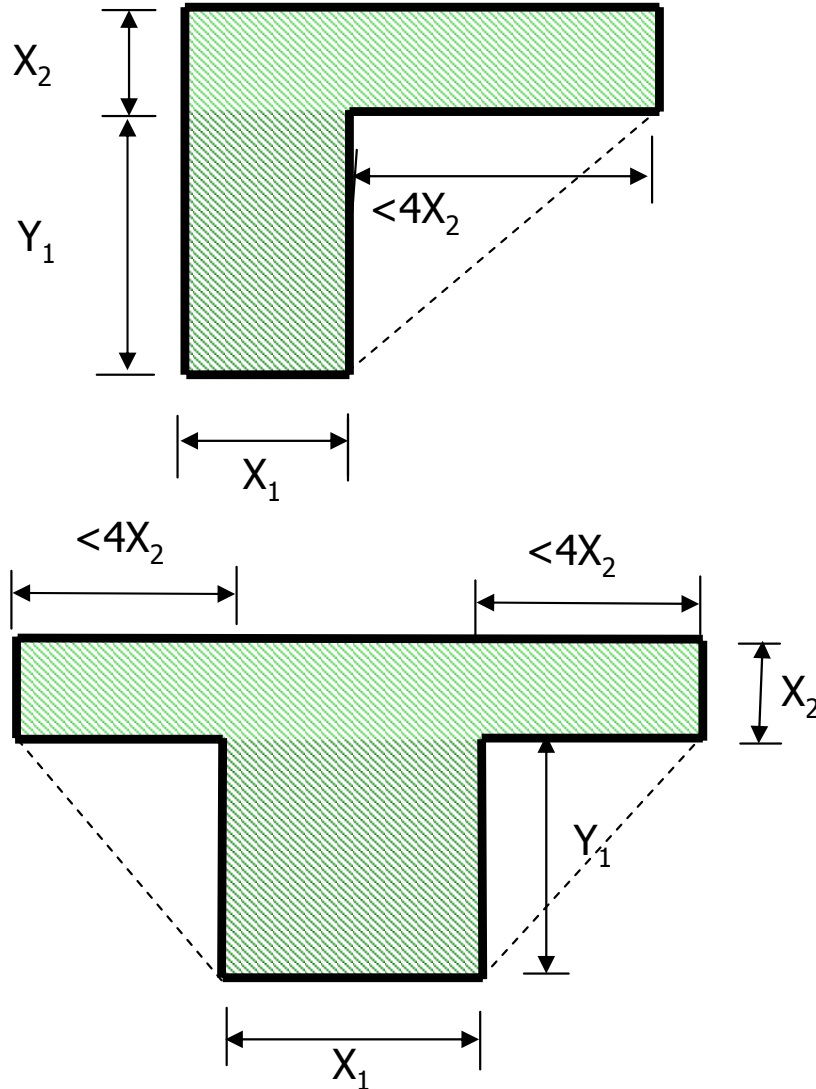


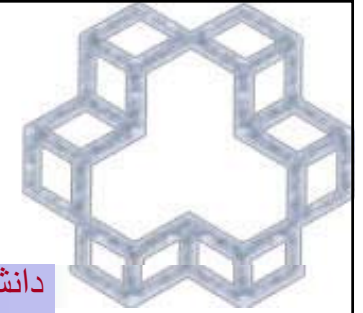
مقاطع پیچشی غیر مستطیلی در محاسبه P_{cp} و A_{cp}

در این مورد آیین نامه آبا دستورالعمل مشخصی ندارد. می توان آر ماتور پیچشی را در بزرگترین و اصلی ترین مستطیل موجود در مقطع محاسبه نمود. یا بر اساس آیین نامه ACI (R13.2.4) مطابق شکل مقابل بخشی از دال نیز در محاسبه پارامترهای فوق باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه مقدار A_{cp}^2/p_{cp} با در نظر گرفتن بال کمتر از تیر تنهای بدون بال باشد می باید از اثر بالها صرف نظر گردد.

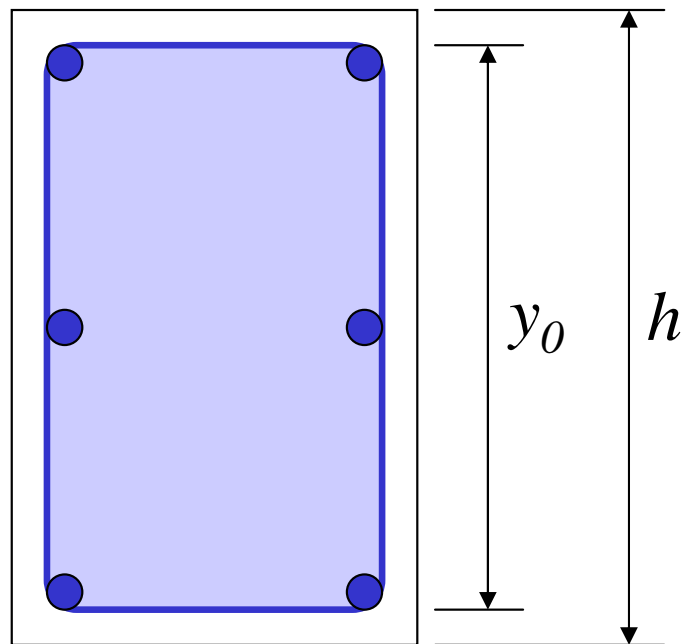
در مقاطع توخالی چنانچه نسبت A_g/A_{cp} کمتر از ۰/۹۵ باشد، بجای A_{cp} در فرمول لنگر ترک خوردگی باید A_g را جایگزین نمود (p_{cp} تغییر نمی کند).

A_g سطح خالص مقطع است.





پیچش در اعضای بتن آرمه

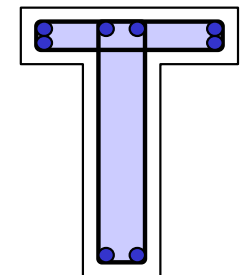
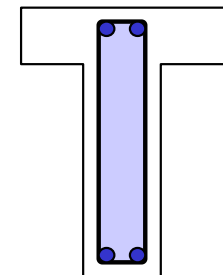
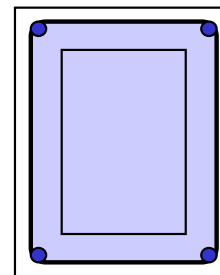
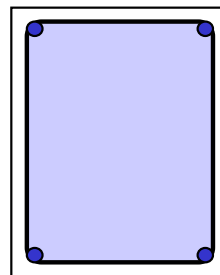
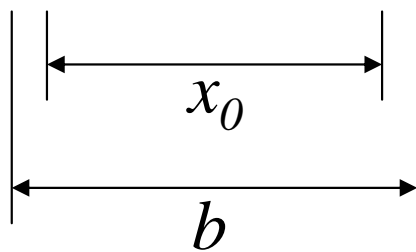


مقطع ناخالص $A_{oh} = x_0 y_0$

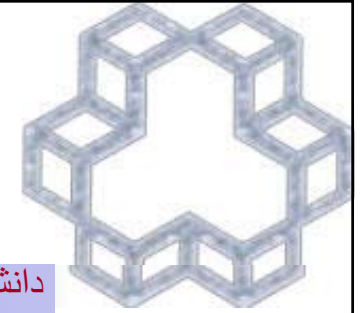
محیط برشی $p_h = 2(x_0 + y_0)$

فاصله خارج به خارج $x_0, y_0 =$

خاموت



سطح سایه خورده $A_{oh} =$

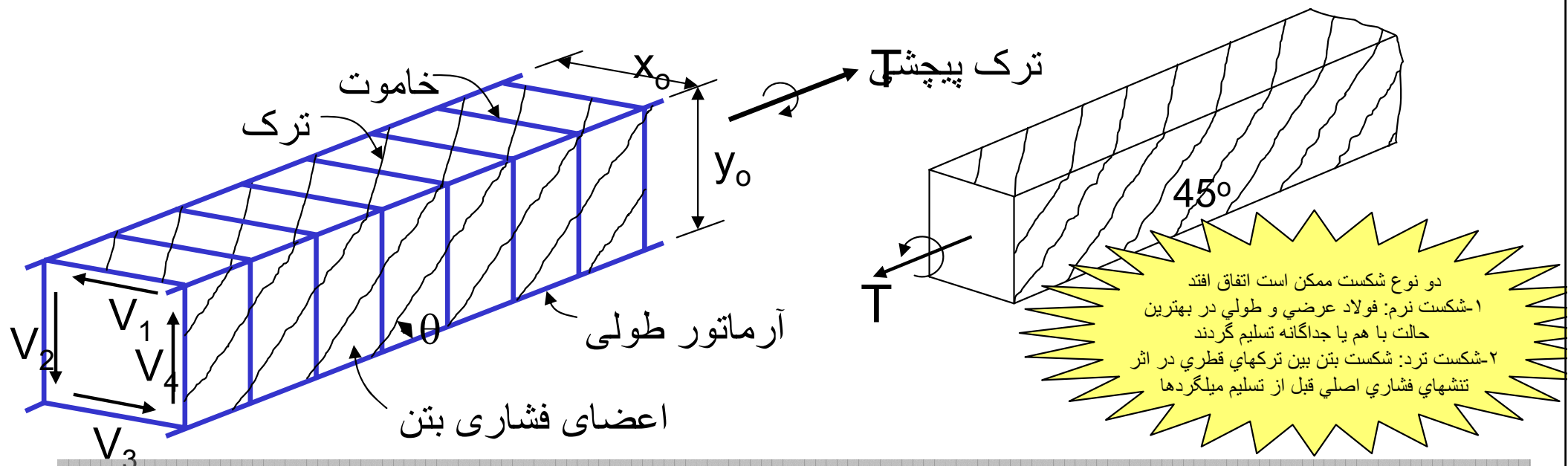


مدل سازی بر اساس مفهوم خرپای فضایی

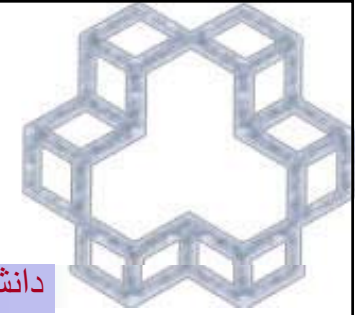
برش متحمل شده در مقطع جدارنازک معادل وقتی به مقداری برسد که تنشهای کششی در سطحی که به زاویه ۴۵ درجه قرار گرفته به مقاومت کشش بتن برسد، در چهار ضلع جانبی بصورت مارپیچ ترکهایی اتفاق می افتد که بتن بین این ترکها که به فشار است و نقش اعضای مایل را در خرپای فضایی ایجاد شده بازی می کند به همراه میلگردهای عرضی و طولی در چهار گوش که به کشش کار می کنند ، پیچش وارده را تحمل می نمایند.

فرض بر آن است که کل پیچش توسط میلگردها حمل می گردد و از مقاومت پیچشی بتن صرف نظر می گردد. چرا که کل پیچش توسط نیروهای حاصل از سیلان میلگردها محاسبه شده و به مانند گذشته سهم بتن که حدود ۴۰ درصد مقاومت ترک خوردگی است از کل پیچش کم نمی شود.

مقاومت پیچشی = جمع پیچش حاصل از مقاومت برشی در چهار ضلع



در این خرپای معادل، خاموتها نقش اعضای قائم کششی، میلگردهای طولی نقش یالهای کششی و بتن فشاری نقش اعضای فشاری را بازی می کنند. جهت وجود ترکهای کج در هر چهار ضلع می باید از خاموتهای بسته بدین منظور استفاده کرد.



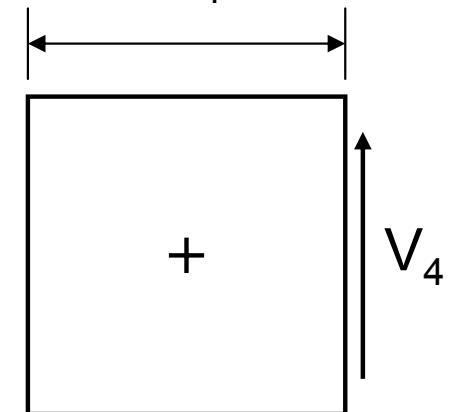
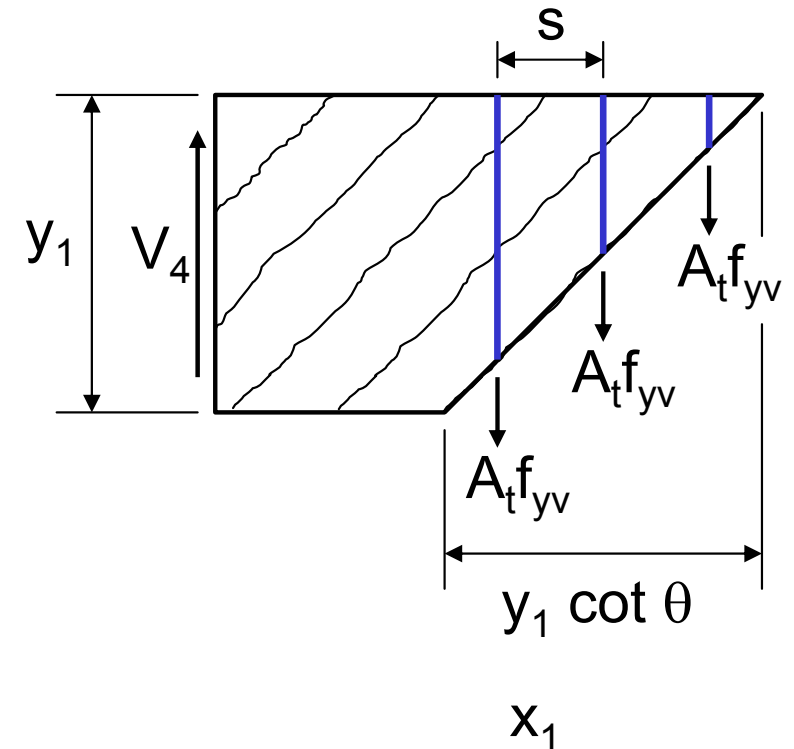
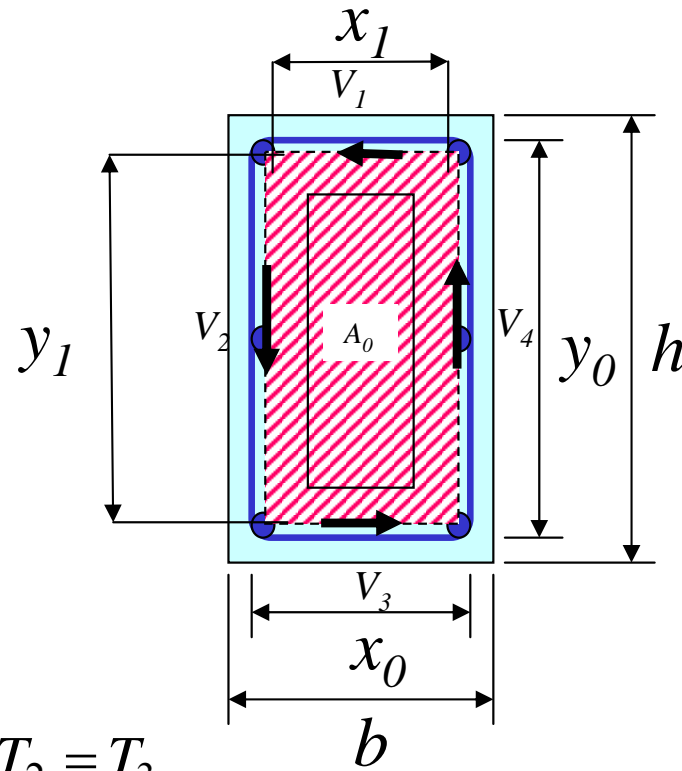
$$T_4 = \frac{V_4 x_1}{2}$$

$$V_4 = n A_t f_{yv}$$

$$n = \frac{y_1 \cot 45}{s} = \frac{y_1}{s}$$

$$V_4 = \frac{A_t f_{yv} y_1}{s}$$

$$T_4 = \frac{A_t f_{yv} x_1 y_1}{2s} = T_1 = T_2 = T_3$$

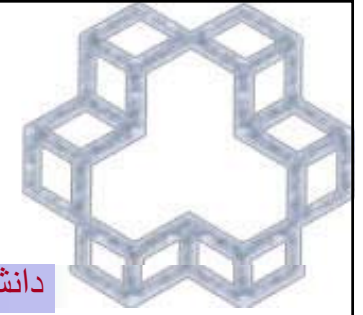


A_0 = سطح محصور شده توسط جریان برش

A_t = سطح یک ساق تنگ

f_{yv} = مقاومت تسلیم فولاد عرضی

n = تعداد ترک که تنگ را قطع می کند



$$T_n = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 = \frac{2A_t f_{yv} x_1 y_1}{s} = \frac{2A_t f_{yv} A_0}{s}$$

محدود نمودن مقاومت تسلیم به جهت کنترل پهنای ترک قطری تحت بارهای سرویس است

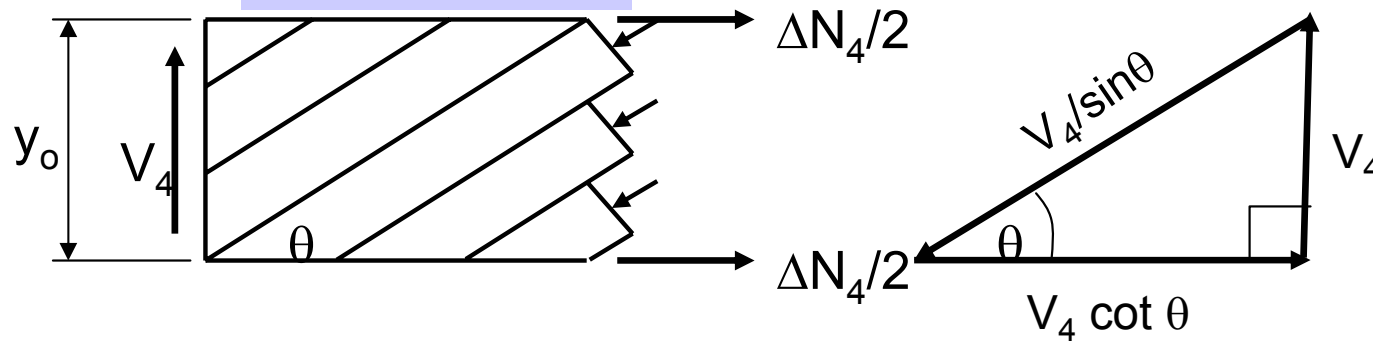
ACI318-95: $T_n = \frac{2A_t f_{yv}^s A_0}{s}$ where $A_0 = 0.85A_{oh}$

ABA: $T_s = 2\phi_s A_0 A_t f_{yv} / s$

$$A_t / s = \frac{T_s}{2\phi_s A_0 f_{yv}}$$

$$f_{yv} \leq 400 \text{ MPa}$$

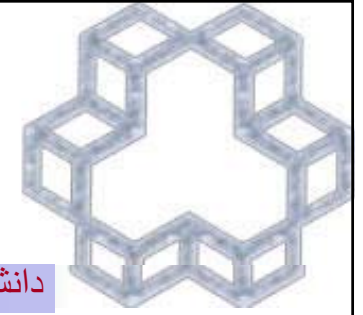
اعضای فشاری مایل



نیروی محوری در اثر پیچش:

$$\Delta N_4 = V_4 \cot \theta = \frac{A_t f_{yv} y_o}{s}$$

آزمایشات نشان می دهند که آرماتورهای طولی حدود ۱۵ درصد مقاومت پیچشی را بهبود می بخشند، چراکه این میلگردها فقط مولفه طولی نیروهای قطری ناشی از پیچش را تحمل میکنند. عملکرد مقاوم این میلگردها بیشتر به سبب عملکرد داول در آنها است.



: جمع چهار طرف

فولاد طولی

$$\Delta N = \Delta N_1 + \Delta N_2 + \Delta N_3 + \Delta N_4$$

$$= \frac{A_t f_{yv}}{s} 2(x_o + y_o)$$

$$A_l f_{yl} = \frac{A_t f_{yv} p_h}{s} \longrightarrow \text{محیط تنگ}$$

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

نقش آرماتورهای طولی:

۱- جهت نگه داشتن و مهار نمودن آرماتورهای عرضی

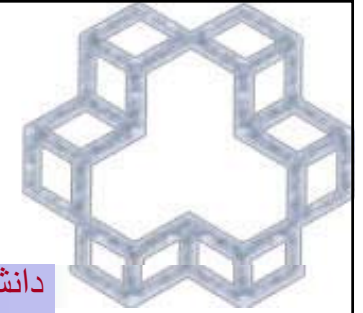
۲- مقاومت داول

۳- کنترل باز شدگی ترکها

که با مساوی بودن مقاومت میلگردهای عرض و طولی معادل حجم مساوی آرماتورهای حلقه و طولی است.

f_{yl} = مقاومت تسلیم فولاد طولی

A_l = سطح کل فولاد طولی مقاوم در برابر پیچش



کنترل ابعاد مقطع برای ترکیب برش و پیچش (کنترل عرض ترک)

تنش برشی:

$$\tau_v = V / b_w d$$

تنش پیچشی:

$$\tau_t = T / (2A_0 t)$$

برای مقطع ترک خورده:

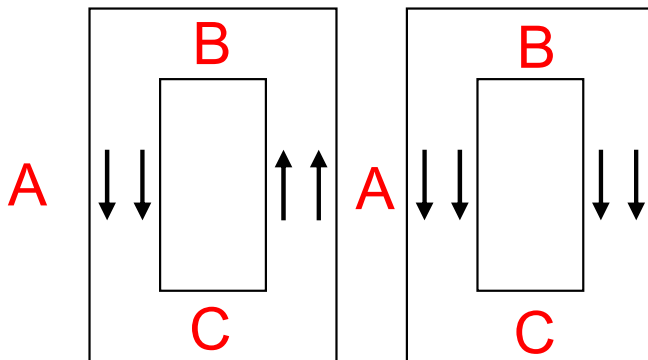
$$A_0 = 0.85 A_{oh} \quad t = A_{oh} / p_h$$

$$p_h = 2(x_0 + y_0)$$

$$A_{oh} = x_0 y_0$$

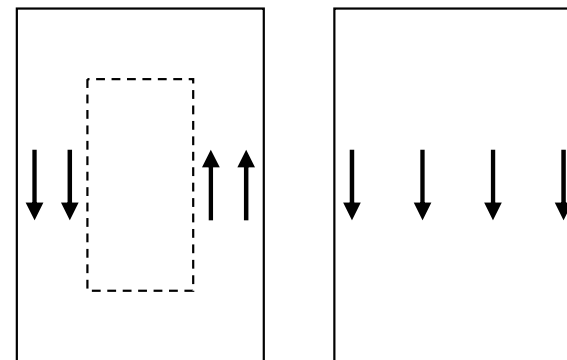
مقطع توپر برای مقطع ترک خورده

مقطع توخالی



تنشهای پیچشی

تنشهای برشی

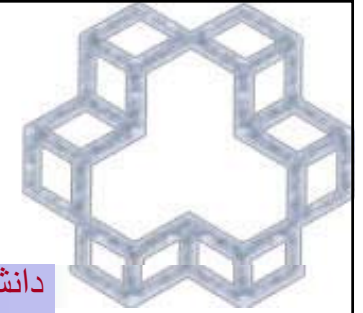


تنشهای پیچشی

تنشهای برشی

$$\tau = \tau_u + \tau_v = \frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{A_{0h}^2} \leq \frac{\phi_c f'_c}{4}$$

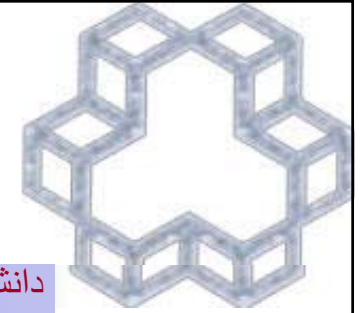
$$\tau = \tau_u + \tau_v = \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{A_{0h}^2}\right)^2} \leq \frac{\phi_c f'_c}{4}$$



کنترل ابعاد مقطع برای ترکیب برش و پیچش

نکات مفیدی از ACI 318-02

- در مقاطع توخالی تنشهای برشی در اثر هر دو برش مستقیم و یاپیچش در جداره در نقطه A اتفاق می افتد. اما در مقطع توپر تنشهای برشی در اثر پیچش در قسمت بیرونی مقطع توخالی معادل اتفاق می افتد در حالیکه تنشهای برشی ناشی از برش مستقیم در سر تاسر عرض مقطع پخش است. بنابراین استفاده از رابطه اول برای مقاطع توپر مقدار برش را بیش از اندازه نشان داده و بدین جهت از رابطه دوم استفاده می شود. (نکته: در آیین نامه قبل از ۱۹۹۵ کنترل شکست ترد توسط محدود نگه داشتن پیچش مقاوم فولاد کنترل می گردید)
- در واقع کنترل تنشهای برشی در بتن بدو علت می باشد:
 - ۱- کاهش ترکها ۲- ممانعت از خورد شدن بتن در اثر تنشهای فشاری کج در اثر همکاری برش و پیچش است. البته در ابتدا این رابطه برای کنترل ترک بدست آمد چراکه فقط در تنشهای برشی خیلی بالایی مود خوردشدگی اتفاق می افتد.
- چنانچه ضخامت جداره در مقطع توخالی متغیر باشد رابطه ۱ باید برای جداره که سمت چپ آنرا ماکزیمم نماید کنترل شود. مثلاً اگر در نقطه B یا C ضخامت جداره کم باشد ممکن است بسته به مقدار پیچش اعمالی در مقایسه با برش (گرچه مقدار آن ناچیز است) مقدار تنش در آنها بحرانی تر گردد.
- اگر ضخامت جداره کمتر از A_{0h}/p_h باشد آیین نامه مقدر می دارد که از ضخامت واقعی جداره استفاده شود. لذا در رابطه ۱ جمله مربوط به پیچش باید با $T_u/(A_{0h}t)$ جایگزین گردد.



$$T_u \leq T_r = T_s$$

ضوابط آبا برای پیچش

که :

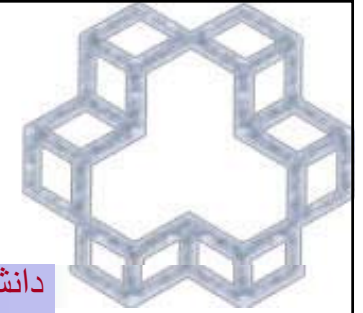
مقاومت پیچشی مورد نیاز ضریبدار $T_u =$

مقاومت پیچشی نهایی تامین شده توسط آرماتورها * $T_s =$

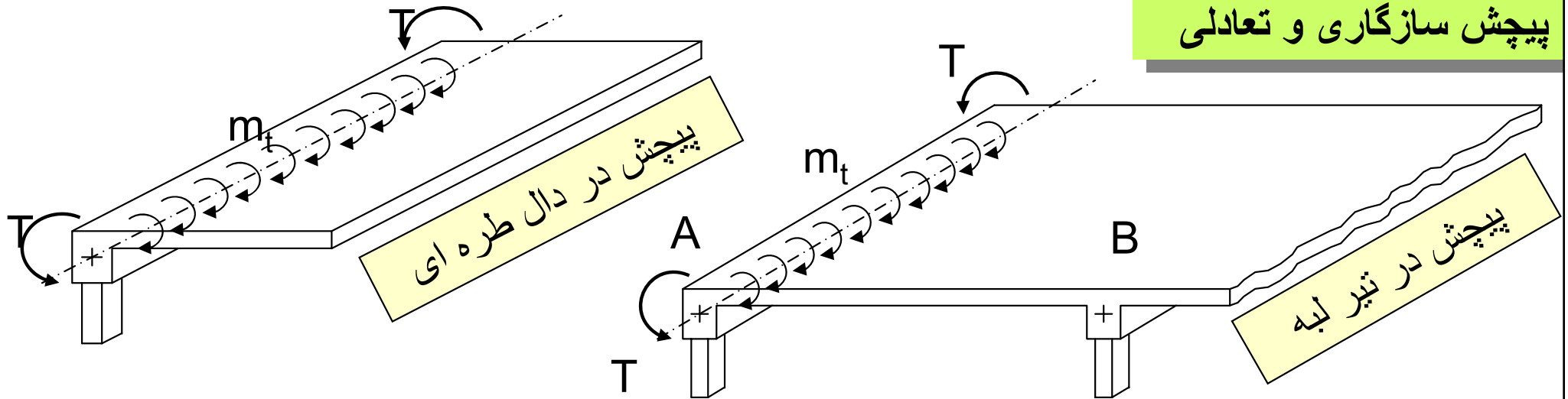
در این آیین نامه از کمک بتن برای تامین مقاومت پیچشی بعلت ترک خوردگی صرف نظر شده است
* این آرماتورها شامل : ۱- آرماتورهای طولی ۲- خاموتهای بسته عمود بر محور عضو ۳- یک قفسه
آرماتور بسته از شبکه سیمی جوش شده عمود بر محور عضو ۴- مارپیچ

۱۲-۹-۲ تمامی مقاطعی را که در فاصله کمتر از d از بر داخلی تکیه گاه قرار دارند، می توان برای همان
لنگر پیچشی T_u که در مقطع به فاصله d وجود دارد طراحی کرد، مشروط بر آنکه در این فاصله هیچ
لنگر پیچشی متمرکزی موجود نباشد در این صورت مقطع بحرانی در مجاورت لبه ستون است.

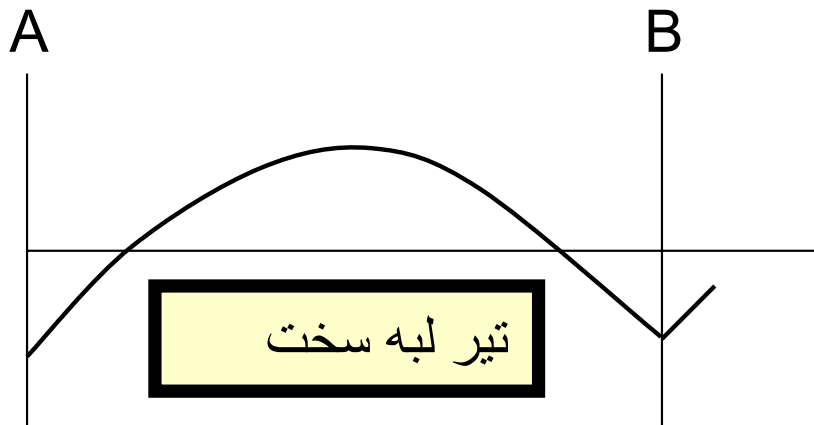
۱۲-۹-۳ آرماتورهای پیچشی را باید حداقل تا فاصله ای برابر با $(b_f + d)$ بعد از مقطعی که از جنبه نظری
به آرماتور پیچشی ندارد (یعنی $0.25Tcr$)؛ ادامه داد. که b_f پهنای آن قسمتی از سطح مقطع که خاموتهای
بسته مقاوم در مقابل پیچش را در بر می گیرد.



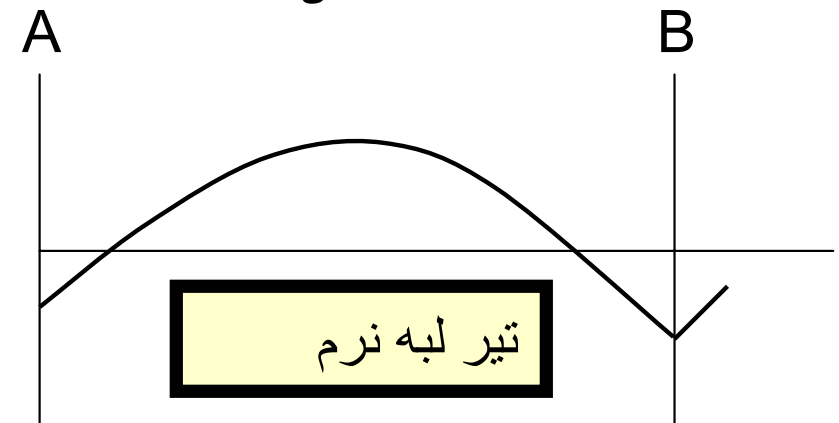
پیچش سازگاری و تعادلی

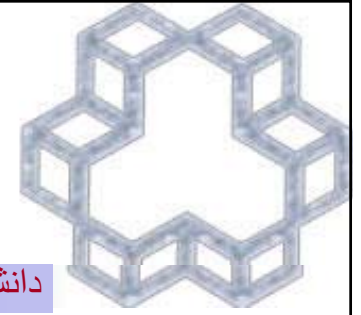


۱- پیچش معین استاتیکی (تعادلی):
امکان بازپخش لنگرهای پیچشی
ممکن نیست

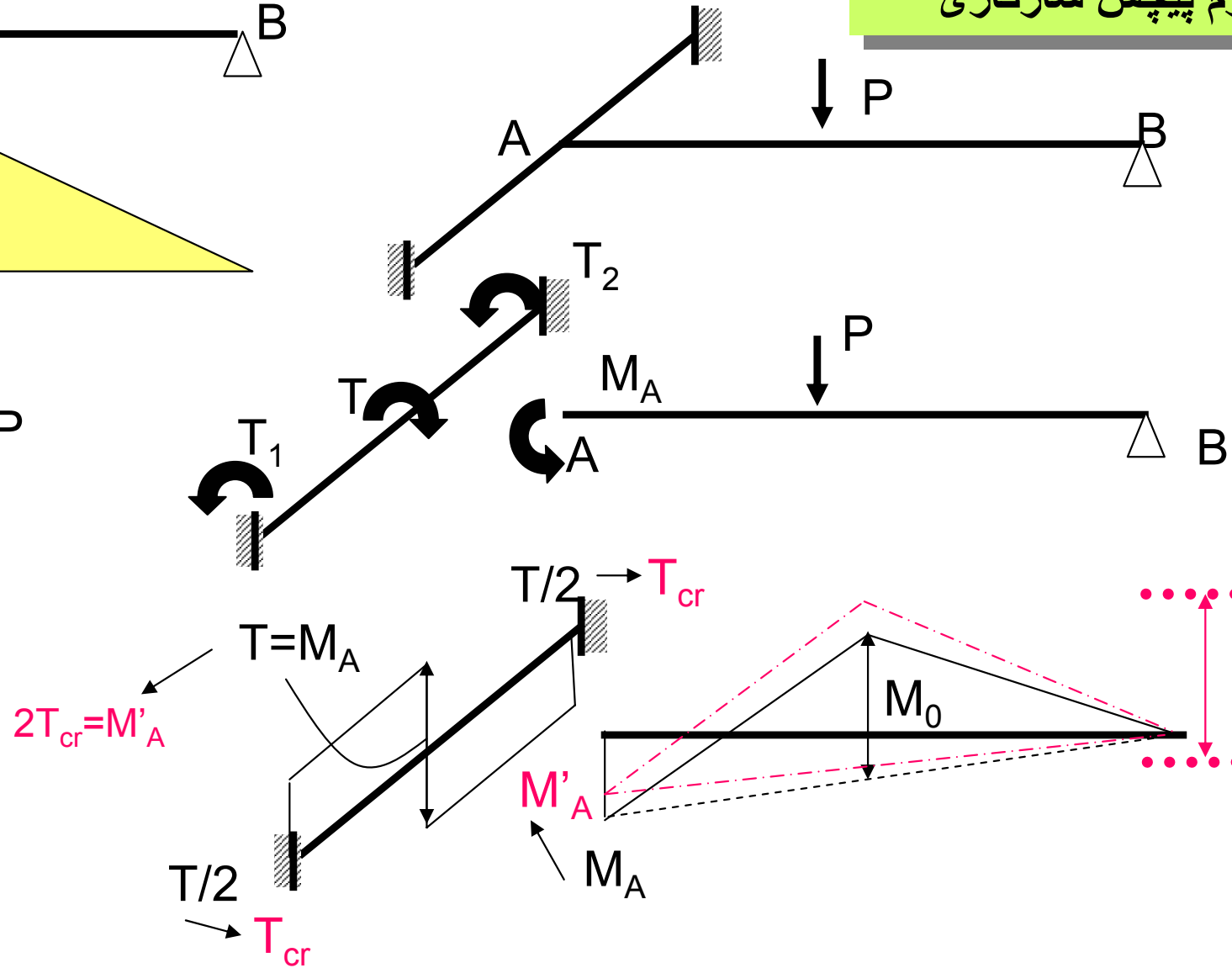
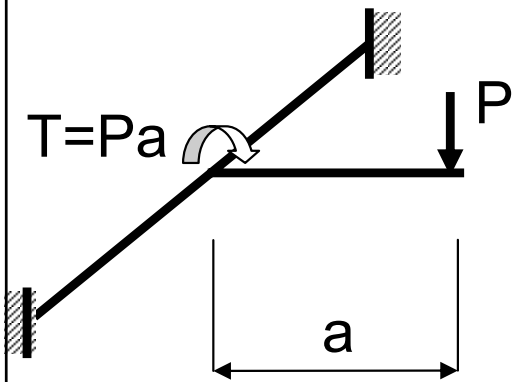
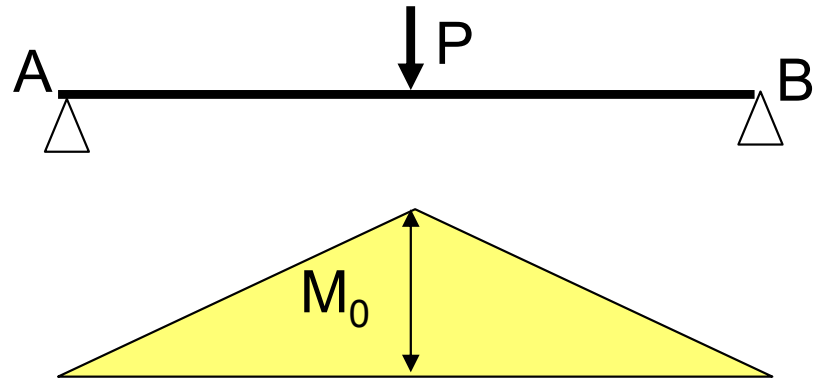


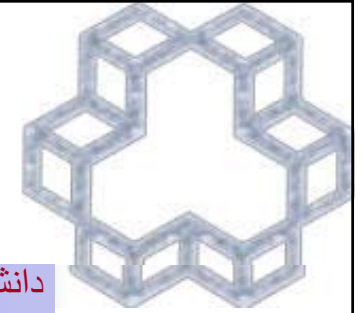
۲- پیچش نامعین استاتیکی (سازگاری):
امکان بازپخش لنگرهای پیچشی
ممکن است



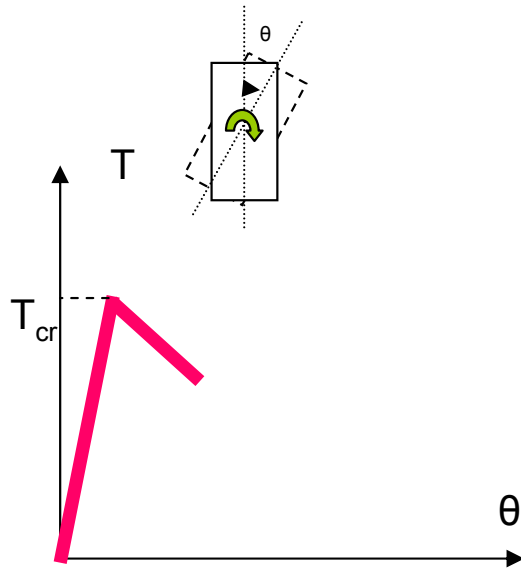


مفهوم پیچش سازگاری



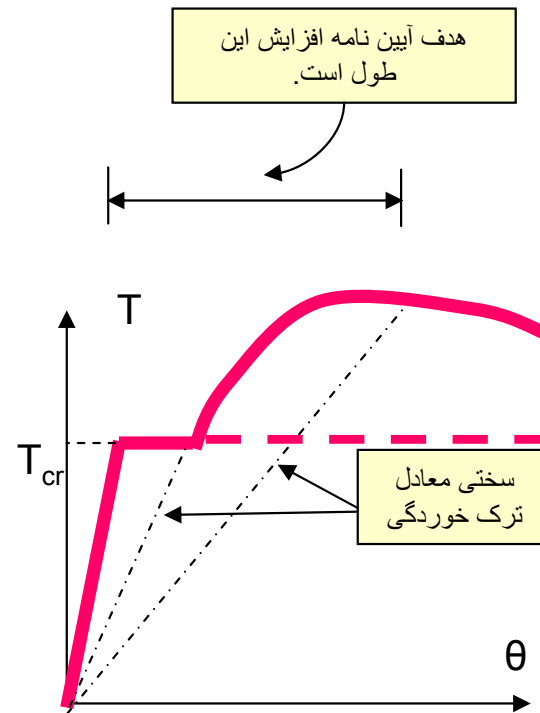


سختی پیچشی اعضای بتنی و فرضیات تحلیل



مسلح به فولاد
پیچشی می گردد

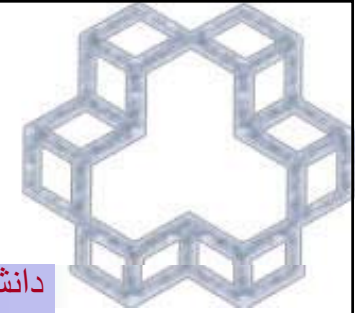
منحنی پیچش- لنگر برای مقطع
بدون آرماتور پیچشی



منحنی پیچش- لنگر برای مقطع
با آرماتور پیچشی

- ۱- سختی ترک نخورده CG تا پیش از ترک خوردن موثر است و حداکثر لنگر پیچشی قابل حصول T_{cr} است.
- ۲- در اثر ترک خوردن چرخش قابل ملاحظه ای در عضو حاصل می شود که منجر به توزیع مجدد نیروها می شود.

- ۳- علیرغم آنکه زیاد کردن فولاد پیچشی مقاومت پیچشی مقطع را بالا می برد اما اغلب استفاده از مقاومت اضافی قابل حصول غیر مقدر است زیرا مستلزم چرخشهای بزرگ و ترک خوردگی های زیاد خواهد بود.
- ۴- برای آنکه اعضای پیچشی پس از ترک خوردن دارای رفتار شکل پذیر باشند فولاد کافی برای تحمل T_{cr} باید تحمل گردد.



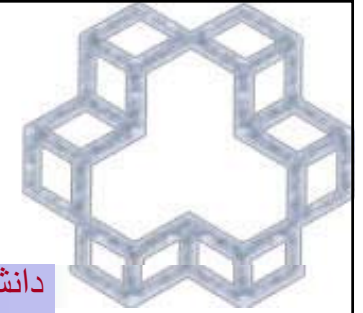
سختی پیچشی اعضای بتنی و فرضیات تحلیل

سختی پیچشی عنوان شده در بخش قبل برای مقطع ترک نخورده می باشد، در وضعیت فوق چنانچه لنگر پیچشی در پیچش سازگاری زیاد باشد مقطع ترک خورده و سختی فوق ناگهان کاهش می یابد و در اثر پیچش لنگر پیچشی کاهش می یابد. هدف آنست که بتوان با قرار دادن فولاد از کاهش ناگهانی سختی جلوگیری نمود. این افزایش سختی بستگی به مقدار فولاد پیچشی اضافه شده دارد. از آنجا که در ابتدای تحلیل مقدار فولاد معلوم نیست، لذا بسیاری از محاسبات سختی فوق را در موقع تحلیل نادیده می انگارند و بر اساس همان سختی الاستیک کل مقطع محاسبات را انجام می دهند. فولاد اضافه شده سبب جبران نقصان و افزایش مقاومت پیچشی مقطع می گردد. هدف اساسی در آیین نامه های جدید در طراحی پیچشی افزایش شکل پذیری و پخش ترکهای حاصل از پیچش است. بر اساس ضوابط آبا برای محاسبات پیچش سازگاری به دو روش می توان عمل نمود روش اول بدین گونه است که هر گونه فرضی منطقی برای محاسبه سختی خمشی و پیچشی ستونها، دیوارها، کفها و سیستم بام را مجاز می داند و سپس با پخش لنگرهای گیرداری بر اساس نسبت سختی خمش و پیچشی اعضا متصل سهم هر یک از اعضا از لنگرهای فوق تعیین می شود. در روش دوم در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه نامعین موجود باشد، می توان حداکثر لنگر پیچشی نهایی را به $0.67Tcr$ کاهش داد (در ACI از Tcr استفاده می شود) به شرطی که اثر لنگرها و برش های تعدیل شده در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

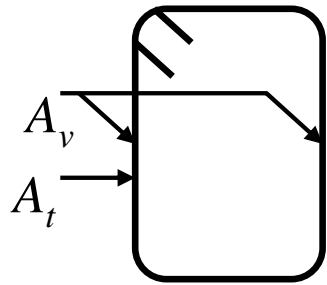
لازم به ذکر است که در مقاطع توخالی مجاز به جایگزینی Ag به جای Acp نمی باشیم. در صورت استفاده از روش فوق و در صورت عدم استفاده از تحلیل دقیقتر می توان لنگر پیچشی نهایی ناشی از اثر دالها روی تیرهای باربر را با یک توزیع خطی یکنواخت جایگزین کرد.

در هر صورت چنانچه محاسبات بر اساس سختی الاستیک مقدار پیچش را در مقطع مجاور ستون بین $0.25Tcr$ و $0.67Tcr$ بدست آورد می باید از مقدار محاسبه شده برای طراحی پیچش استفاده نمود.

نکته جالب توجه آنستکه در آبا از 0.33 کاهش لنگر ترک خوردگی در جهت اطمینان نسبت به ACI استفاده شده است.



ترکیب تنگهای برش و پیچش



$$\frac{A_{v+t}}{s_{v+t}} = \frac{A_v}{s_v} + \frac{2A_t}{s_t}$$

تحت اثر توام برش و پیچش باید مقطع را یکبار برای برش و یکبار برای پیچش طراحی نمود و سپس آرماتورهای محاسبه شده را جمع نموده و در مقطع قرار داد

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s_{v+t}}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b_w}{f_{yv}}$$

۱۲-۶-۳-۴ چنانچه طراحی برای پیچش لازم باشد (بند ۱۲-۷-۱) حداقل سطح آرماتور برشی و پیچشی جمعاً چنین است

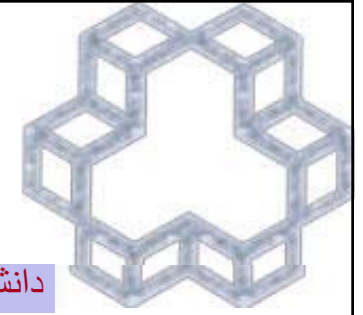
حداکثر فاصله آرماتور عرضی برای قطع ترک اسپیرال = $s_{\max} \leq p_h / 8 \leq 30 \text{ cm}$

حداقل یک آرماتور طولی در هر گوشه آرماتور عرضی و به سطح = $A_l \geq s / 16$

۱۲-۱۰-۶ فاصله محوری بین سفره های آرماتورهای پیچشی عرضی نباید بیشتر از دو مقدار $p_h/8$ و ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفت.

۱۲-۱۰-۷ فاصله محوری بین میلگردهای پیچشی طولی توزیع شده در داخل محیط آرماتور عرضی نباید بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

۱۲-۸-۳- در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع آرماتور پیچشی عرضی تا وجه درونی مقطع نباید کمتر از $A_{0h}/(2p_h)$ باشد.



دیاگرام محاسبه برای پیچش و برش

شروع

طراحی مقطع بر اساس M_u و V_u

از پیچش صرف نظر نمایید اگر $T_u \leq \frac{T_{cr}}{4}$

کنترل ابعاد مقطع برای $\tau_{max} \leq \frac{\phi_c f'_c}{4}$ ترکیب برش و پیچش

خیر
ابعاد مقطع افزایش می یابد

بلی

سطح فولاد عرضی محاسبه می شود
 $A_t / s = \frac{T_s}{2\phi_s A_0 f_{yv}}$

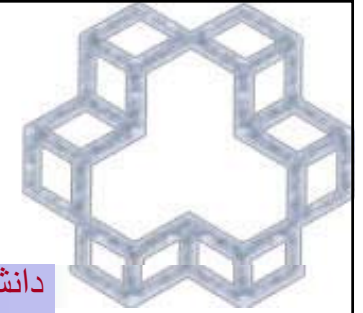
جمع فولاد پیچشی و برشی
 $\frac{A_{v+t}}{s_{v+t}} = \frac{A_v}{s_v} + \frac{2A_t}{s_t}$

کنترل حداقل فولاد عرضی برای ترکیب برش و پیچش
 $(\frac{A_{v+t}}{s_{v+t}})_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_{yv}}$

جمع فولادهای طولی برای پیچش و خمش
 $A_{l,total} = A_{l,bending} + A_{l,torsion}$

محاسبه فولاد طولی برای پیچش. حداقل A_l است S/16
 $A_l = \frac{A_t}{s} \rho_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$

پایان



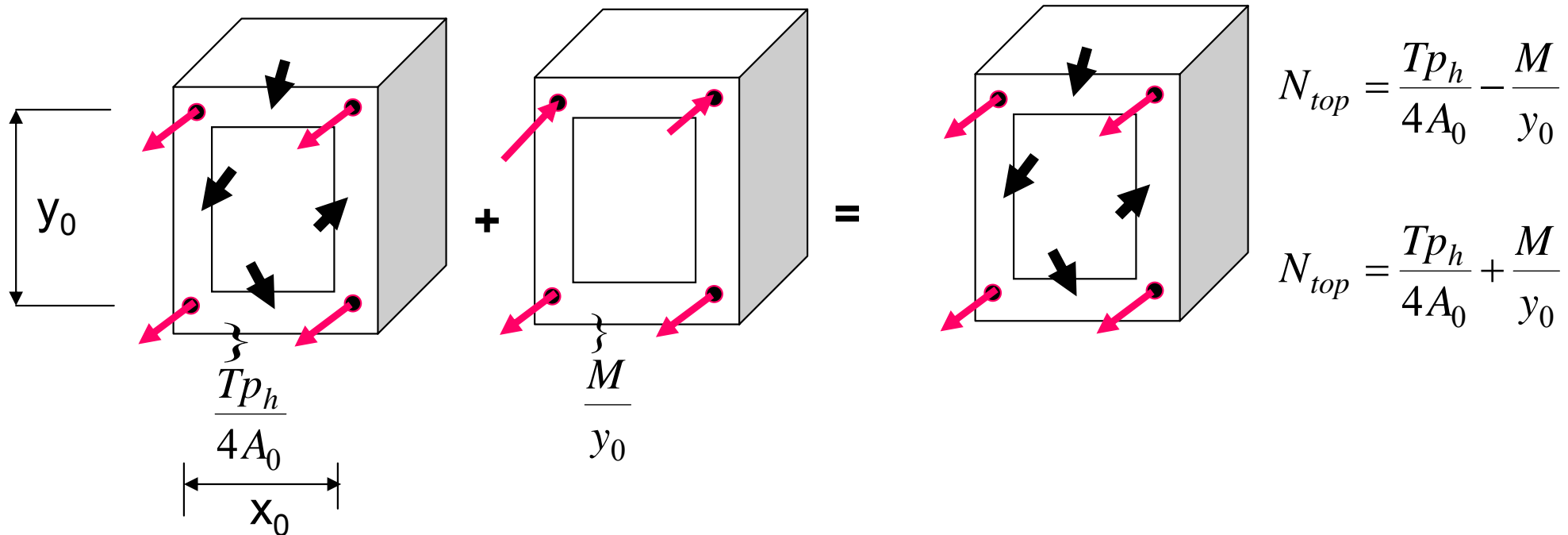
ترکیب خمش و پیچش

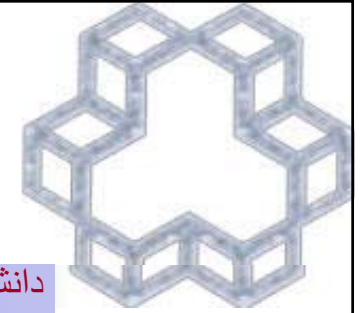
بر اساس تحقیقات Collins & Lampert دو مود شکست وجود دارد

۱- تسلیم هر دو فولادهای تحتانی و عرضی

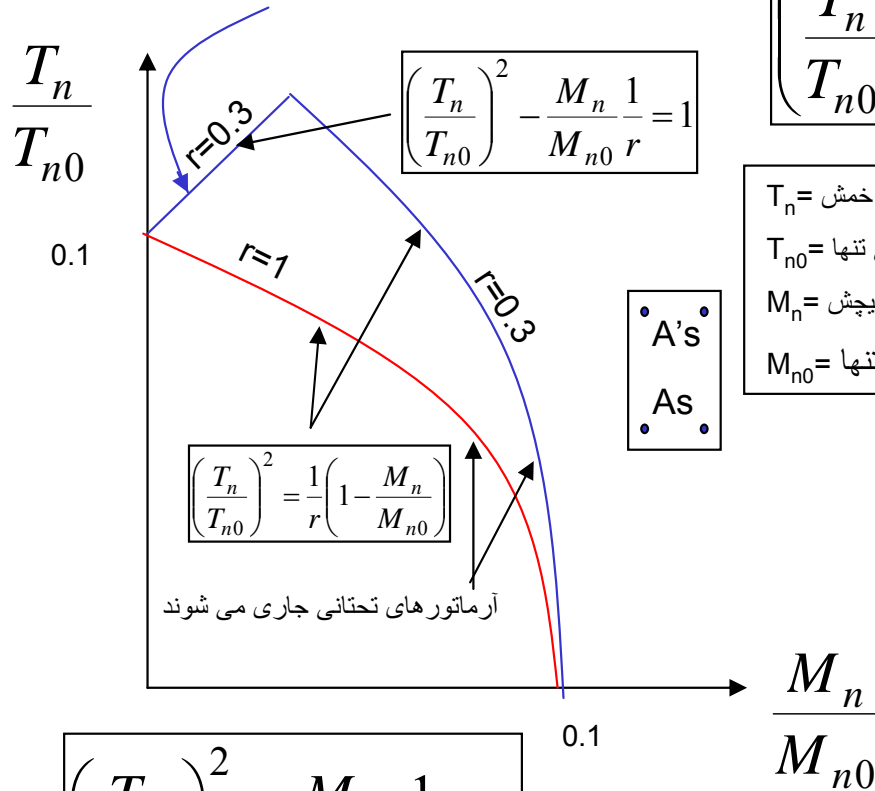
۲- تسلیم هر دو فولادهای فوقانی و عرضی

$$\begin{aligned} \frac{N}{2} &= V_1 + V_4 \\ &= \frac{T}{2A_0} x_0 + \frac{T}{2A_0} y_0 \\ &= \frac{T}{2A_0} (x_0 + y_0) = \frac{Tp_{0h}}{4A_0} \end{aligned}$$





آرماتورهای فوقانی جاری می شوند



$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 + \frac{M_n}{M_{n0}} = 1$$

T_n = مقاومت پیچشی اسمی همراه با خمش
 T_{n0} = مقاومت پیچشی اسمی تنها
 M_n = مقاومت خمشی اسمی همراه با پیچش
 M_{n0} = مقاومت خمشی اسمی تنها

• A's
 • As

$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 = \frac{1}{r} \left(1 - \frac{M_n}{M_{n0}}\right)$$

آرماتورهای تحتانی جاری می شوند

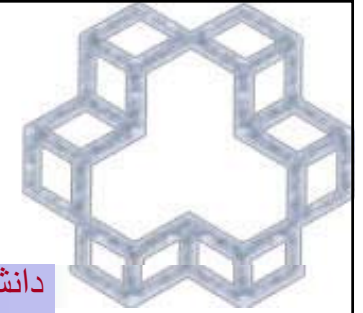
$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 - \frac{M_n}{M_{n0}} \frac{1}{r} = 1$$

$$r = \frac{A'_s f'_y}{A_s f_y} \quad \begin{array}{l} \text{کوچکتر} \\ \text{از واحد} \end{array}$$

دو مد شکست دیده شده است
۱- جاری شدن فولادهای پایین و جانبی:
 معمولاً در حالتیکه فولاد مساوی در بالا و پایین تامین شده باشد در این مود قرار می گیرد. که معادله متقابل مقابل برای این حالت می باشد. در این وضعیت دو اثر خمش و پیچش در یک راستا سبب کاهش مقاومت مقطع می گردند و افزایش هر کدام سبب کاهش مقاومت مقطع در برابر کنش دیگر می گردد. در محدوده بیشتری از یک مقدار خمش (خمش زیاد) اگرچه مقدار فولاد فشاری کمتر از کشش است ولی ترکیب نیروی کشش حاصل از پیچش سبب عدم سیلان فولاد فشاری شده و شکست در این مود اتفاق می افتد.

۲- جاری شدن فولادهای بالا و جانبی
 در این وضعیت فولاد پایین بیشتر می باشد و مقدار لنگر خمشی وارد بر مقطع کم می باشد. همانطور که ملاحظه می گردد با افزایش خمش مقاومت پیچشی افزایش می یابد.

به همین جهت آبا اجازه می دهد که فولادهای پیچشی طولی را در منطقه فشار به مقدار $\frac{M_u}{0.9df_{yl}}$ کاهش یابد



ترکیب برش و پیچش

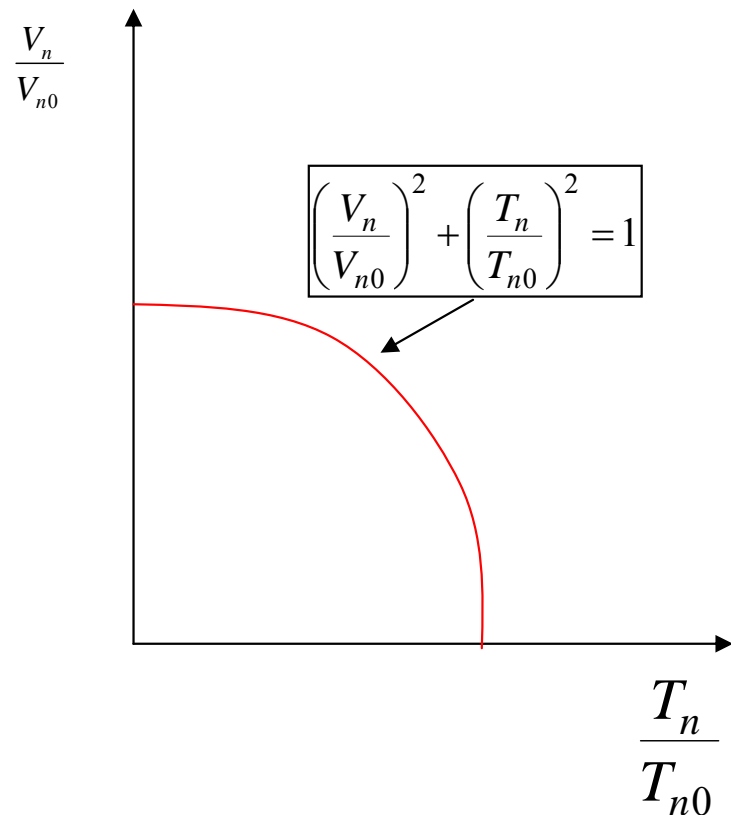
در مقاطع بدون فولاد در بال مقاومت مقطع تحت اثر توام برش و پیچش به شکل ربع دایره می باشد

T_n = مقاومت پیچشی اسمی همراه با برش

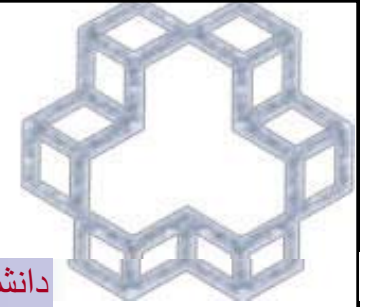
T_{n0} = مقاومت پیچشی اسمی تنها

V_n = مقاومت برشی اسمی همراه با پیچش

V_{n0} = مقاومت برشی اسمی تنها

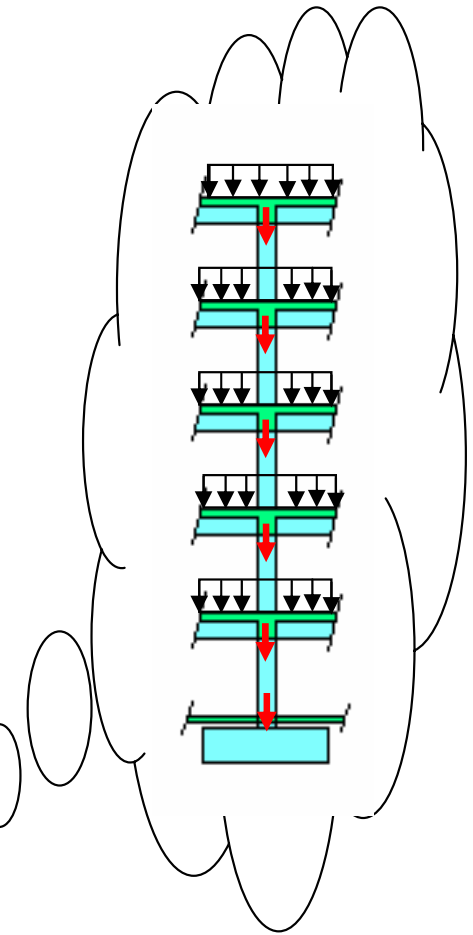


در آیین نامه فعلی اثر دو مولفه جدا در نظر گرفته شده و سپس با هم جمع میگردند.



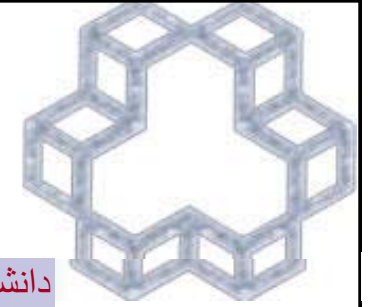
فصل دوم

کنترل و طراحی ستونها



منظور
ایناست!

- ۱- ستون کوتاه
- ۲- ستون بلند



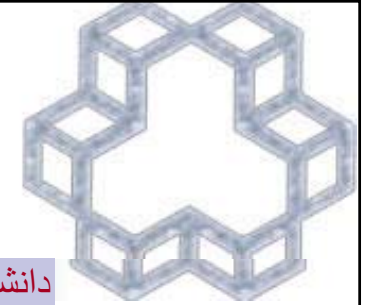
۱- ستونهای کوتاه

استونهای کوتاه



جزوه بتن ۲

تدوین: سید بهرام بهشتی



مقدمه

ستونها اعضایی از یک سازه می باشند که وظیفه تحمل بارهای اعضای افقی چون تیرها و یا دالها را بصورت فشاری و انتقال آن به فونداسیونها را بعهده دارند.

ستونهای بتنی توسط فولادهای طولی و یا عرضی مقاوم می گردند. فولادهای عرضی بشکل خاموت، تنگ و یا مارپیچهای با گام کوتاه اجرا میگردند.

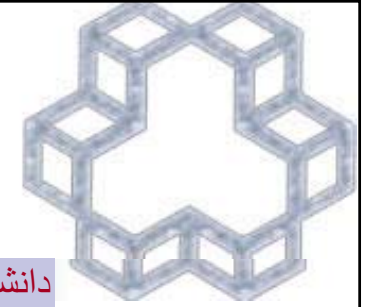
انواع ستون:

۱- ستون کوتاه

ظرفیت فشاری ستون با یک خروج از مرکزیت مشخصی توسط مقاومت مصالح و مشخصات مقطع معین می شود.

۲- ستون لاغر

علاوه بر حالت قبل ظرفیت ستون تحت تاثیر لاغری که سبب خمش اضافی در اثر تغییر شکل جانبی است، قرار دارد.



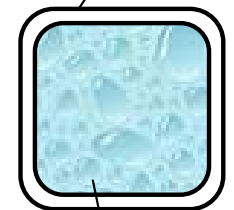
انواع ستون

- ۱- ستون ماریچی- برای $e/h < 0.1$ بسیار موثر بوده اما قالب بندی و ماریچ نمودن گران تمام می شود.
- ۲- ستون تنگدار- حداقل یک میلگرد در هر چهار گوشه قرار دارد و وقتی استفاده می شود که $e/h > 0.1$ بوده و برای خمش دو محوره موثر است .
- ۳- ستونهای کامپوزیت (مرکب)

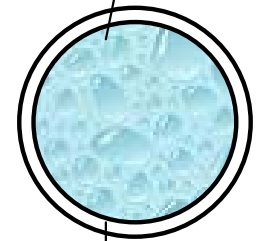
تحت اثر بار محوری با خروج از مرکزیت کم، میلگردهای طولی بطور یکنواخت در محیط ستون پخش می شوند. ولی چنانچه لنگر خمشی وارده قابل ملاحظه باشد. سعی بر آن است که میلگردها در گوشه ها بیشتر متمرکز گردد.

در ستونهای با خروج از مرکزیت کم استفاده از میلگردهای با f_y بالا اقتصادی می باشد، زیرا در e بالا میلگردهای میانی به مقاومت تسلیم نمی رسند و کاربرد میلگردهای گران به صرفه نیست.

قوطی فلزی یا FRP



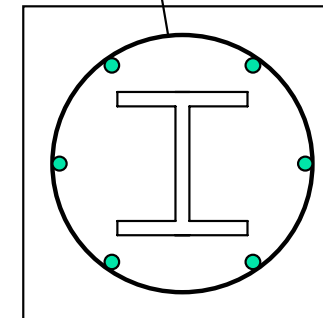
بتن پرکننده



لوله

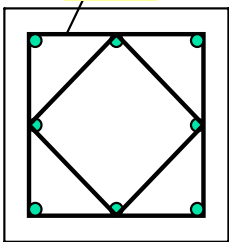
(d) ستون مرکب قوطی بتن را محصور نموده است

ماریچ

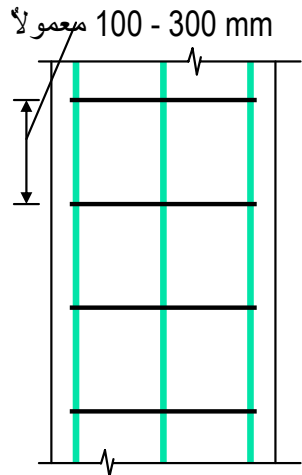
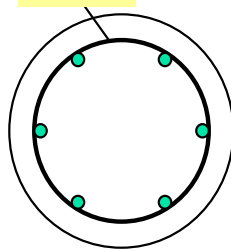


(c) ستون مرکب ماریچ پروفیل را محصور نموده است

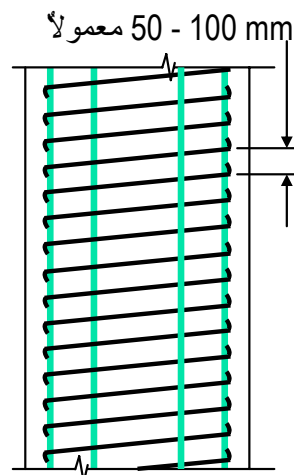
تنگ



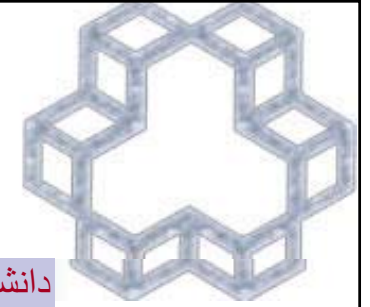
ماریچ



(a) ستون تنگدار



(b) ستون ماریچ دار

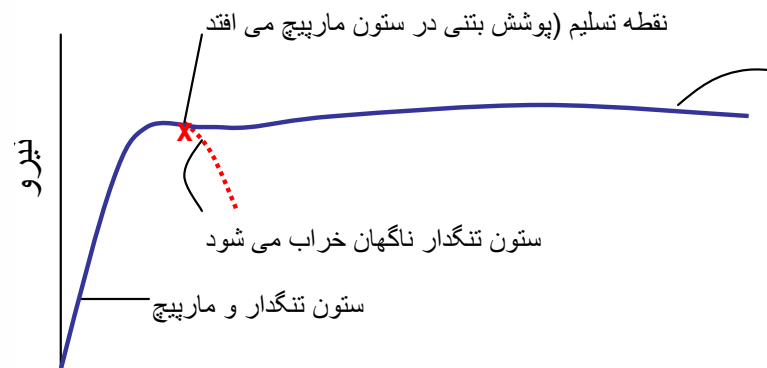
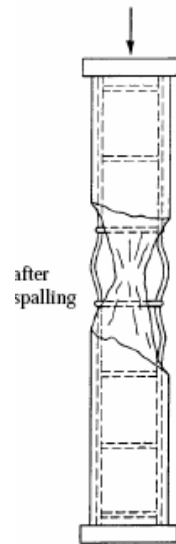


رفتار ستونهای بتن آرمه تحت بار محوری

$$N_n = k_c f'_c A_c + f_y A_{st} + k_s f_{sy} A_{sp}$$

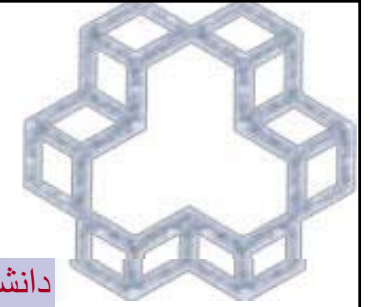
همانطور که ملاحظه می گردد، خرابی ستون ماریچ حتی پس از زوال پوسته بسیار شکل پذیر می باشد. در حالیکه شکست ستون با تنگ ناگهانی است. به همین علت در ACI برخلاف آبا مقدار ضریب ایمنی کاهش ظرفیت ۰/۷ برای ماریچ و ۰/۶۵ برای تنگ انتخاب می نماید. اگرچه با افزایش خروج از مرکزیت اثر فوق در ستون ماریچ کم رنگ شده و در این حالت ضریب فوق به سمت ۰/۹ نزدیک می شود.

- N_n = مقاومت اسمی ستون تنگ دار (جمله سوم در صورت عدم وجود ماریچ حذف می شود)
- k_c = ضریب ۰/۸۵ برای به حساب آوردن مقاومت بتن در ستون و نمونه سیلندری
- f'_c = مقاومت سیلندری بتن
- A_c = سطح خالص بتن
- A_{st} = سطح فولاد طولی
- f_y = تنش تسلیم فولاد طولی
- k_s = ضریبی که بین ۱/۵ تا ۲/۵ تغییر می کند (با متوسط ۱/۹۵)
- f_{sy} = مقاومت تسلیم فولاد ماریچ
- A_{sp} = حجم فولاد ماریچ در واحد طول

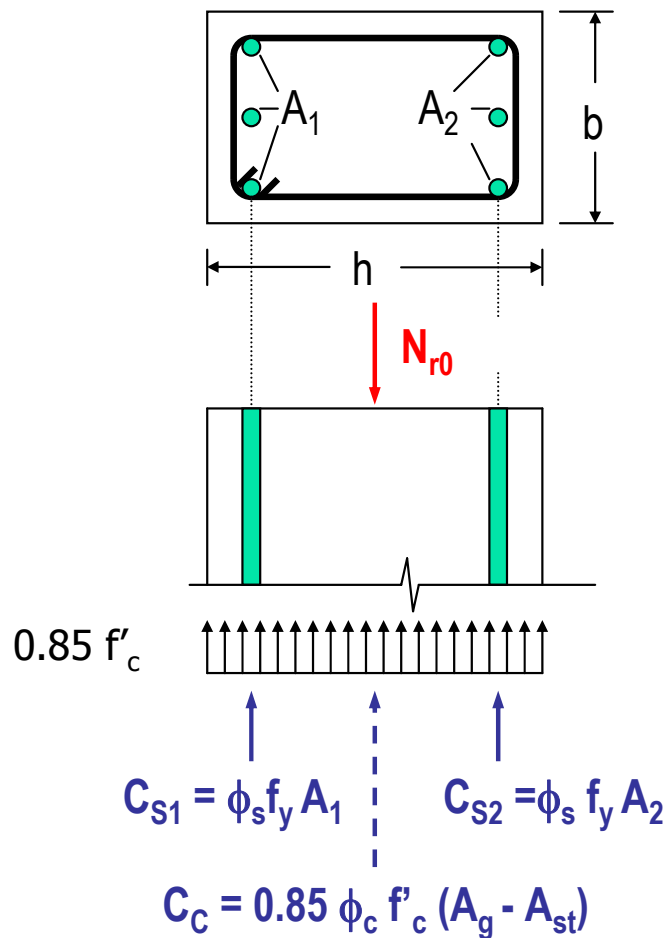


ستون ماریچ دار که نشان دهنده توان تحمل تغییر شکلهای زیاد تا شکست است
آیین نامه ایران از افزایش مقاومت صرف نظر می کند، زیرا بعلت زوال پوسته ستون از خدمت پذیری خارج است.

تغییر شکل محوری



مقاومت محوری ستون کوتاه تحت بار مرکزی



ABA: $N_{r0} = 0.85 f_{cd} (A_g - A_{st}) + f_{yd} A_{st}$

ACI: $N_{r0} = \Phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

یا:

ABA: $N_{r0} = A_g [0.85 f_{cd} + \rho_g (f_{yd} - 0.85 f_{cd})]$

ACI: $N_{r0} = \Phi A_g [0.85 f'_c + \rho_g (f_y - 0.85 f'_c)]$

N_{r0} = ماکزیمم مقاومت ستون کوتاه تحت بار مرکزی

f'_c = مقاومت ستون

A_g = سطح ناخالص مقطع = $b h$

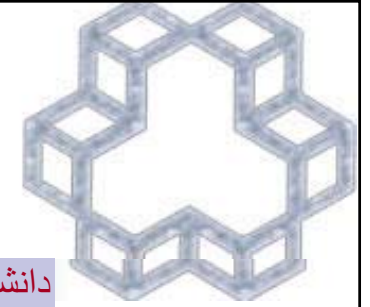
A_{st} = سطح کل فولادهای طولی = $A_1 + A_2$

f_y = مقاومت تسلیم فولاد

$$f_{cd} = \phi_c f'_c = 0.6 f'_c$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 f_y$$

نکته:



مقاسیه آبا با ACI در تخمین مقاومت نهایی

در آبا برای ستونها کاهش ظرفیت مشابهی با تیرها دیده شده است در حالیکه در ACI چنین عمل نشده است.

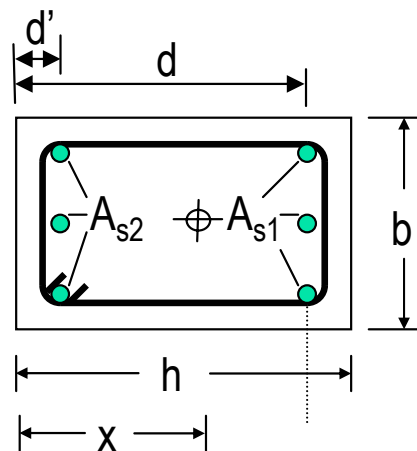
علت آنکه در ACI بر خلاف آبا ضرایب کاهش ظرفیت برای ستونها (۰/۷ برای مارپیچ و ۰/۶۵ برای ستون تنگ دار) کمتر از تیرها (۰/۹) دیده شده است چنین است:

۱- مقاومت اعضاء خمشی بسیار بیشتر تحت تاثیر مقاومت میلگردها هستند تا مقاومت بتن در حالیکه در ستونها تحت بارمحوری تحت تاثیر مقاومت بتن می باشند. از آنجاکه مقاومت بتن در شرایط سایت بسیار کنترل ناپذیرتر از مقاومت فولاد می باشد. بخصوص بعلت ریختن بتن از ارتفاع احتمال جدایش دانه ها و عدم ویبره لازم وجود دارد. در حالیکه در تیرها قرار دادن بتن در قالبهای افقی کمتر با مشکلات فوق مواجه می گردد.

۲- بعلت عبور کاندویتها و اجزاء الکتریکی در ستونها سطح مقطع مفید کاهش می یابد.

۳- گسیختگی ستون سبب فروریختن ساختمان می شود در حالیکه فروریختن تیر سبب تخریب محلی می گردد.

۴- شکل پذیری کمتر ستون نسبت به تیر به سبب نوع کنش وارده بر آنها

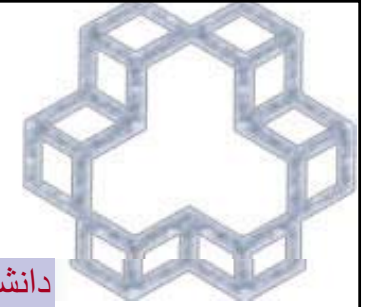


مرکز پلاستیک

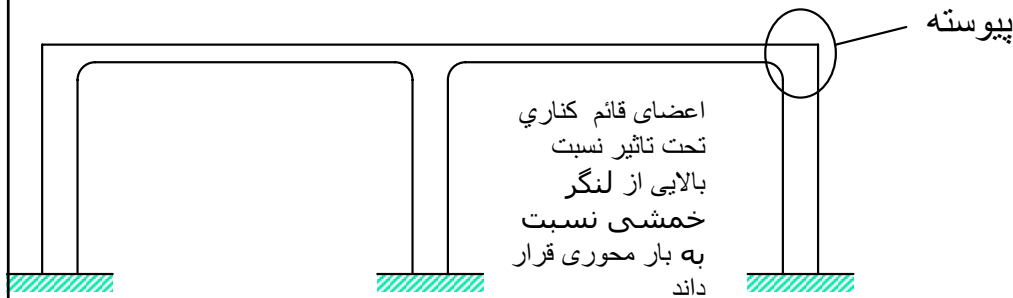
به نقطه ای اتلاق می گردد که اگر بار محوری در آنجا وارد گردد، می تواند در کرنش نهایی $\epsilon_u = 0.003$ در کل مقطع سبب شکست ستون گردد. در میلگرد گذاری یکنواخت و متقارن، مرکز پلاستیک بر مرکز هندسی مقطع منطبق است.

میلگرد گذاری اکثر مقاطع ستونها نسبت به محور خمش متقارن می باشد. ولی گاهی اوقات مثل ستونها در قابهای پرتال که خروج از مرکزیت بزرگ بوده و بصورت تکمحوری نیز اعمال می شود، بلحاظ اقتصادی می توان میلگردها را در منطقه کششی متمرکز نمود. در این گونه موارد خروج از مرکزیت بار محوری می باید نسبت به محوری که از مرکز پلاستیک بگذرد محاسبه شود.

$$x = \frac{0.85 f'_{cd} b h^2 / 2 + A_{s1} f_{yd} d + A_{s2} f'_{yd} d'}{0.85 f'_{cd} b h + A_{s1} f_y + A_{s2} f'_{yd}}$$



خروج از مرکزیت بار محوری



قاب خمشی

در ساختمانهای بتن آرمه معمولاً بعلت پیوستگی تیر به ستون لنگرها از تیر به ستون منتقل می شود. این لنگرها ناشی از:

- ۱- بارهای نامتعادل کفهای در ستونهای داخلی و خارجی
- ۲- بارهای خارج از مرکز مانند بارهای جرثقیل در ساختمانهای صنعتی
- ۳- بارهای جانبی مانند باد و زلزله

چه نوع ستونی می تواند توسط طراح انتخاب گردد.

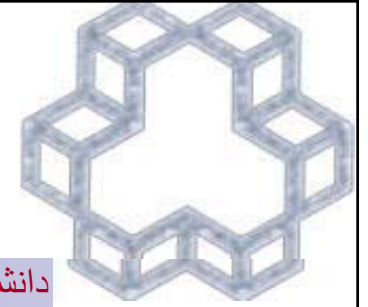
نسبت e/h محاسبه می شود

۱- اگر $e/h < 0.1$ کاربرد ستون مارپیچ بسیار موثر است.

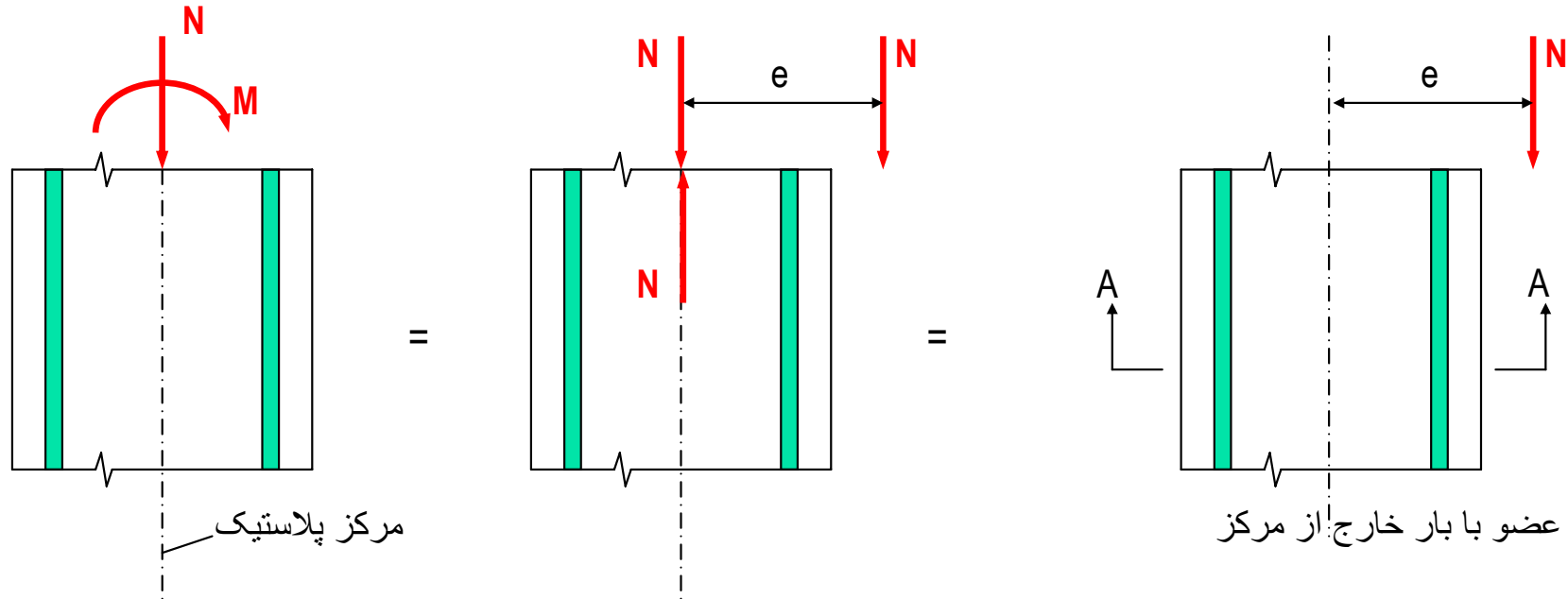
۲- اگر $e/h > 0.2$ باشد، ستون مستطیلی با میلگردهای دو طرفه بهینه است.

۳- اگر $0.1 < e/h < 0.2$ باشد ستون مربع با میلگردهای چهار طرفه موثر است (بخصوص برای لنگر دو محوره)

۴- هزینه ستونهای مارپیچ معمولاً در مناطق کم خطر زلزله غیر اقتصادی است.



معمولاً لنگر بصورت خروج از مرکزیت بار محوری نمایش داده می شود



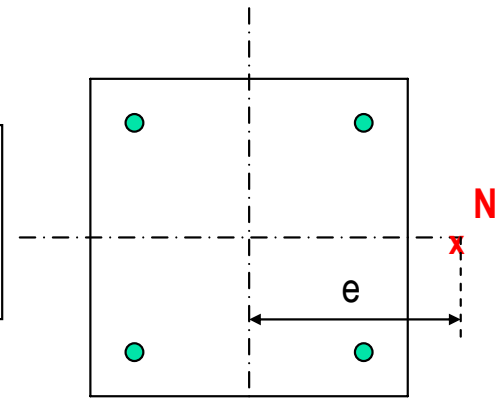
مرکز پلاستیک

عضو با بار خارج از مرکز

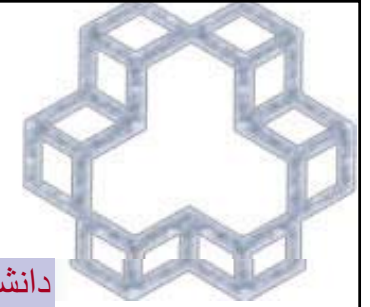
نیروی محوری و لنگر خمشی

معادل
استاتیکی برای
بار خارج از مرکز

$$e = \frac{M}{P}$$



مقطع A-A



وقتی که ترکیب بار محوری و لنگر خمشی بر ستون بتن آرمه با لاغری کم اثر می کند (کمانش ستون مود حاکم بر شکست ستون نمی باشد)، مقاومت عضو توسط مقاومت مصالح مقطع تامین می گردد. اصطلاحاً برای این ستون کوتاه، وقتی که کرنش در تار انتهایی به مقدار 0.003 برسد به مقاومت نهایی خود می رسد

ستون تحت اثر کشش خالص

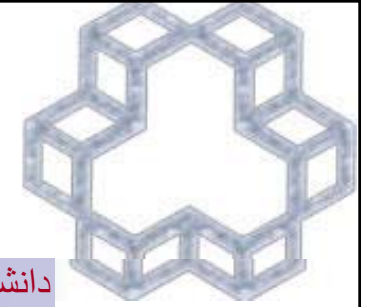
مقطع کلاً ترک خورده (بتن تحمل کشش را ندارد) $\leq -\epsilon_y$ کرنش یکنواخت

$$N_{n(\text{tension})} = \sum_{i=1}^N -f_{yd} A_{s_i}$$

کفایت ستون

آیین نامه کفایت ستون را بر اساس کنترل روابط زیر کنترل می نماید:

$$\begin{aligned} M_r &\geq M_u \\ N_r &\geq N_u \end{aligned}$$



منحنیهای اثر متقابل

بسته به نسبت M_n به N_n ، دیاگرام کرنش دارای دو قسمت مشخص است.

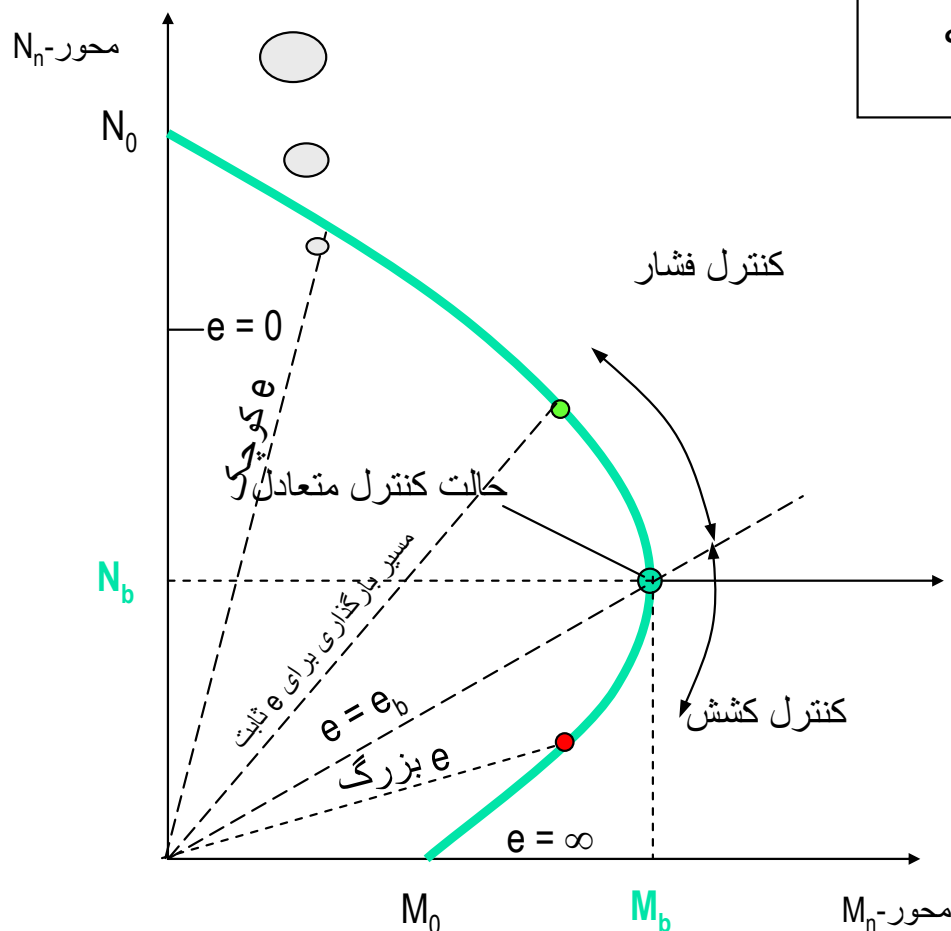
۱- محدوده کنترل فشار

۲- محدوده کنترل کشش

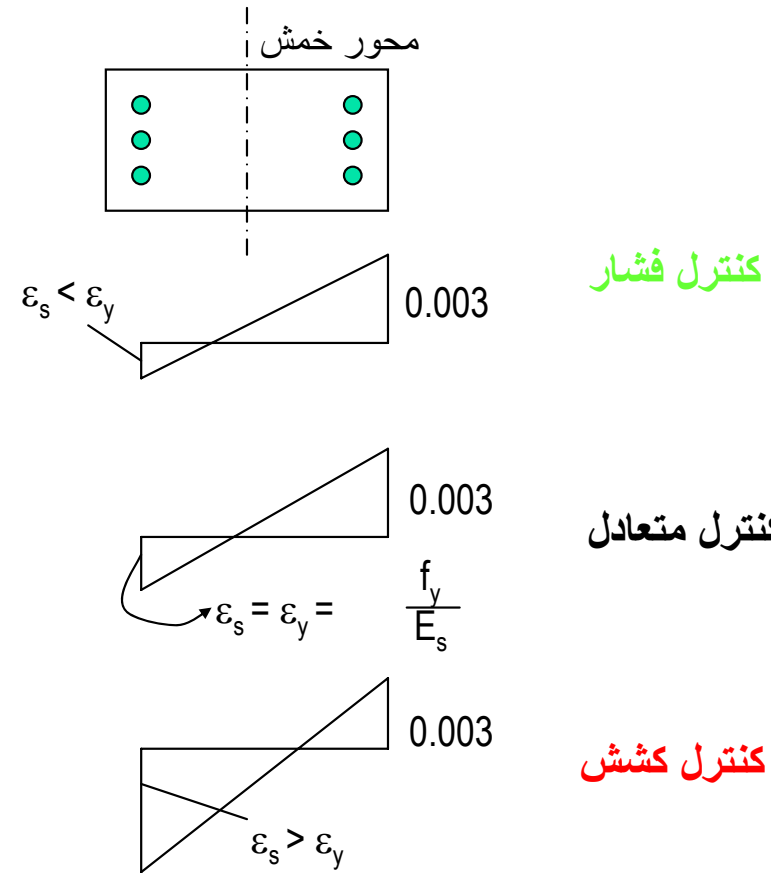
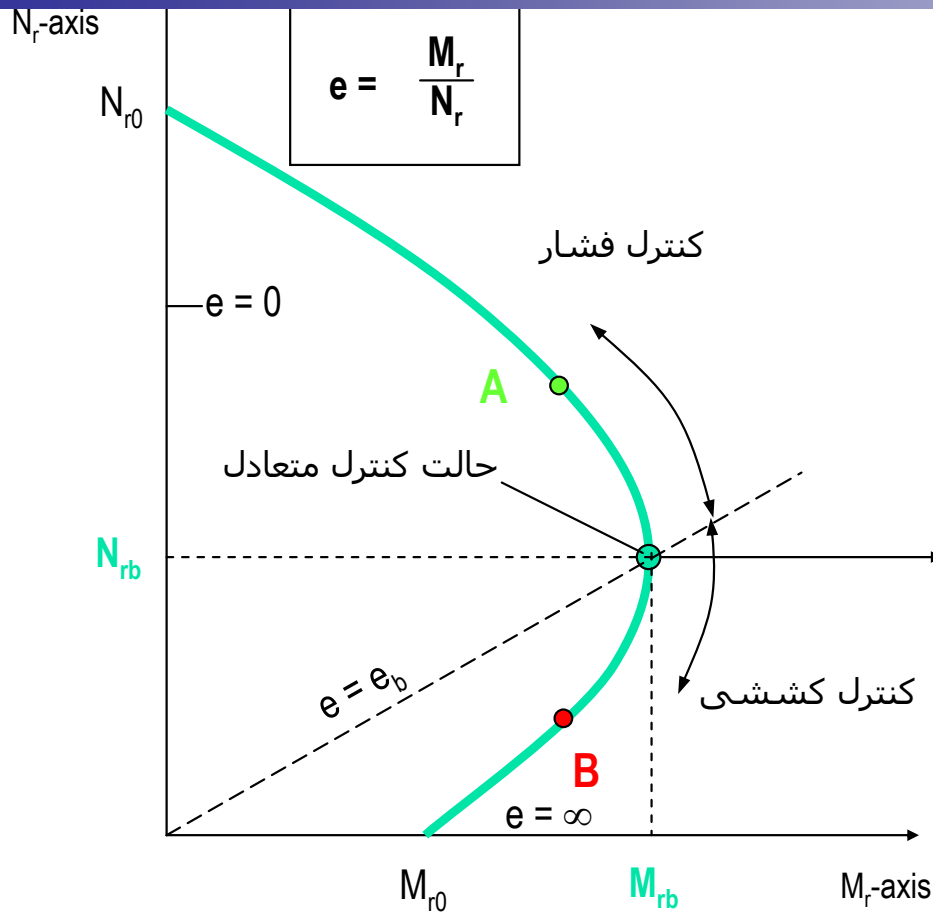
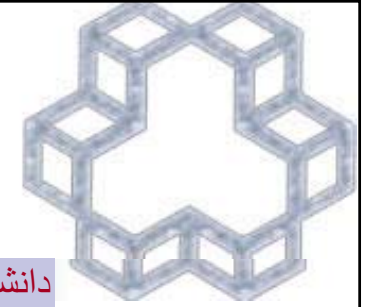
نکته قابل ذکر آن است که برخلاف تیرها، در ستونها نمی توان شکست نرم را گارانتی نمود. چراکه نوع شکست بستگی به اندازه e به e_b دارد

$$e = \frac{M_n}{N_n}$$

خطوط شعاعی نشان دهنده خروج از مرکزیت ثابت هستند.



ملاحظه می گردد که در ناحیه فشاری با افزایش بارمحوری لنگر قابل تحمل کمتر می شود. چراکه معیار رسیدن سریعتر کرنش فشاری بتن به مقدار نهایی است و هرچه بار بیشتر گردد، لنگر کمتری نیاز است تا کرنش را به مقدار نهایی برساند. برعکس در ناحیه کششی با افزایش نیروی محوری مقدار لنگر بیشتری را مقطع می تواند تحمل نماید. در این ناحیه در ابتدا فولاد جاری می گردد. در این وضعیت فرض نماییم ابتدا لنگر وارد گشته و سبب سیلان فولادهای کششی گردد. اضافه شدن نیروی محوری سبب اعمال کرنشهای فشاری شده و کرنش در فولاد از مقدار حد سیلان کمتر می گردد. لذا باید لنگر بیشتری وارد گردد تا مجدداً فولاد کششی جاری شود.

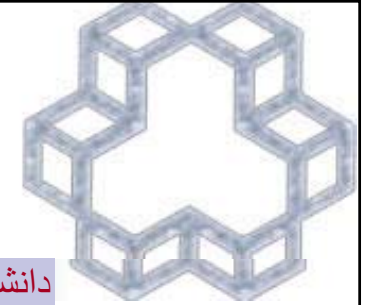


محدوده کنترل فشار (نقطه A)

معمولاً قسمت اعظم سطح مقطع در فشار بوده و در لحظه شکست وقتی کرنش در تار انتهایی به ۰/۰۰۳ می رسد میلگردهای کششی انتهایی جاری نشده اند.

محدوده کنترل کشش (نقطه B)

معمولاً قسمت اعظم سطح مقطع در کشش بوده و در لحظه شکست وقتی کرنش در تار انتهایی به ۰/۰۰۳ می رسد میلگردهای کششی انتهایی قبلاً جاری شده اند.



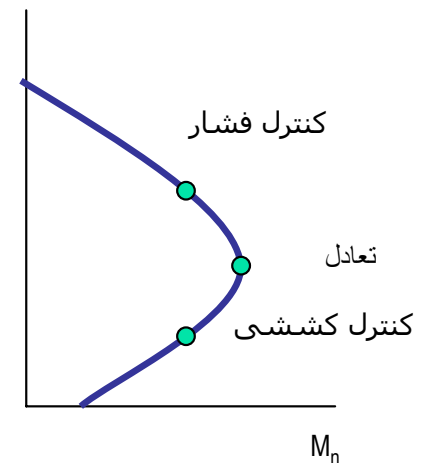
شرایط کرنش بالانس در مقاطع مستطیلی

N_b و e_b مقادیر مجهول می باشند

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{f_y/E_s + 0.003} N_n$$

$$c_b = \frac{600}{f_y + 600} d$$

شرط تعادل نیرو:



$$N_b = C_c + C_s - T$$

که:

$$C_c = 0.85 f_{cd} a_b b = 0.85 f_{cd} \beta_1 c_b b$$

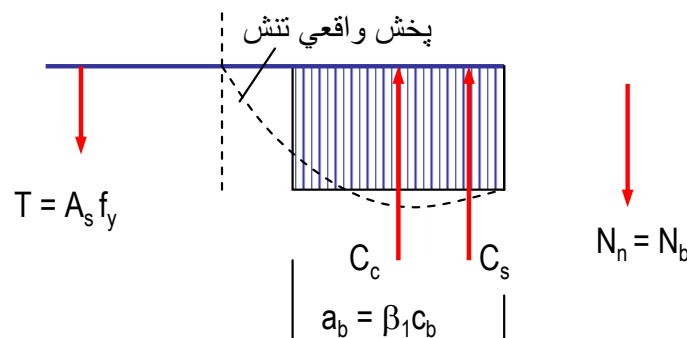
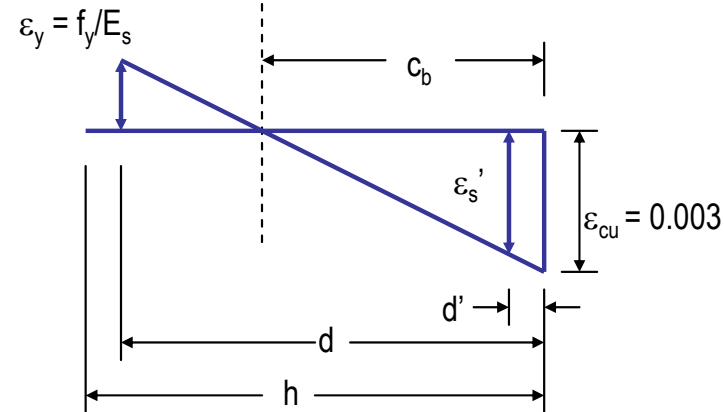
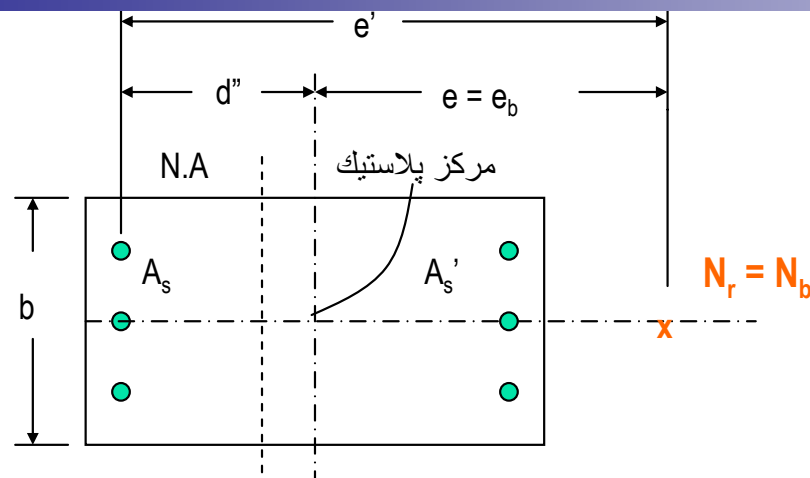
$$C_s = A_s' f_{sd}$$

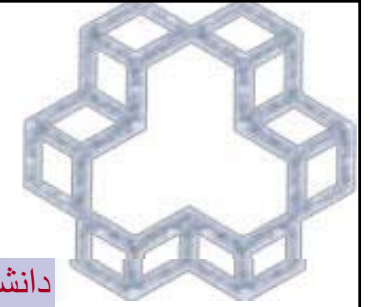
$$T = A_s f_{yd}$$

با لنگر گیری حول محور پلاستیک

$$N_{rb} e_b = C_c(d - a_b/2 - d'') + C_s(d - d' - d'') + Td''$$

با حل همزمان دو معادله برای N_b و e_b





ناحیه کنترل کشش در مقاطع مستطیلی

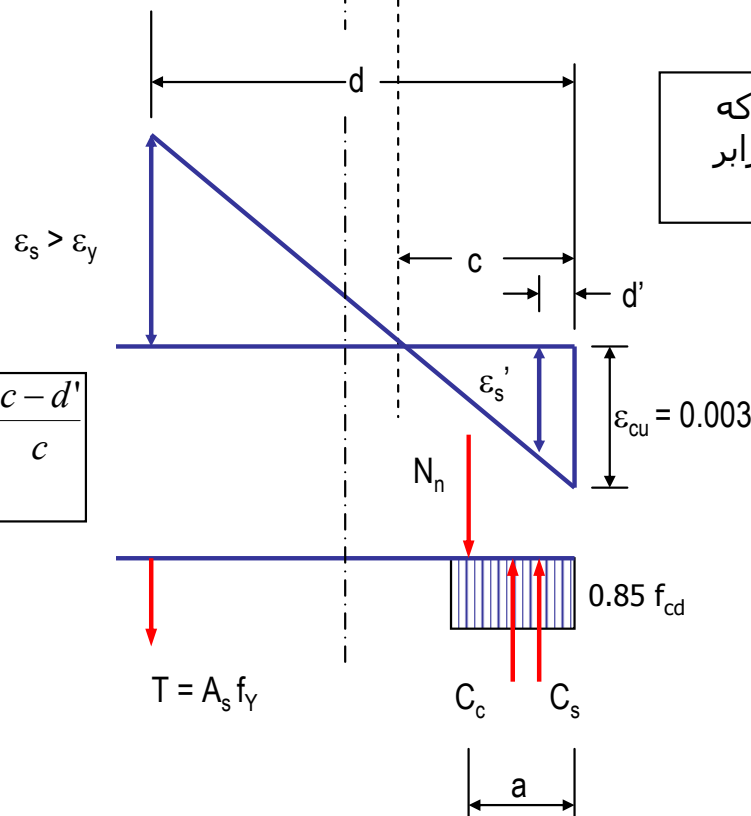
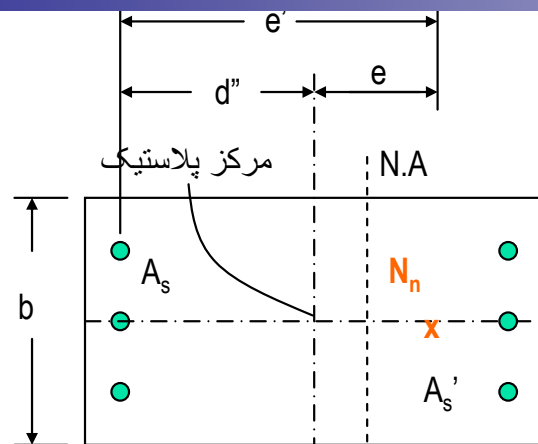
N_r و C مقادیر مجهول می باشند

مسئله شامل یافتن مقاومت فشاری با معلوم بودن مقدار خروج از مرکزیت e .
 حل: مقدار e_b محاسبه شده با e موجود مقایسه می گردد.

$$e \Rightarrow e_b$$



کنترل کششی و فولاد کششی جاری شده است



$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{c - d'}{c}$$

$$f'_s = E_s \epsilon'_s$$

در جهت اطمینان می توان فرض نمود که در ناحیه فوق حداکثر مقاومت مقطع برابر مقاومت خمش خالص است

تعداد نیرو و

$$N_r = C_c + C_s - T$$

که

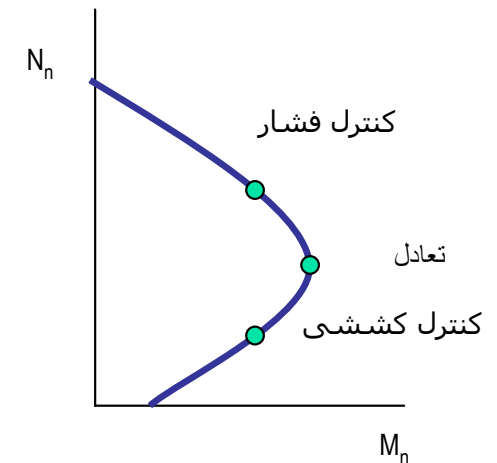
$$C_c = 0.85 f_{cd} a b = 0.85 f_{cd} \beta_1 c b$$

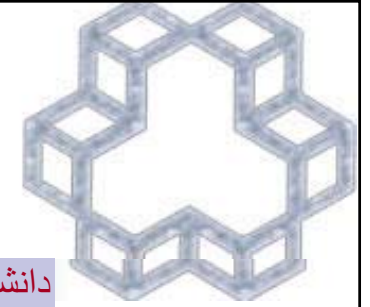
$$C_s = A_s' f_{sd}$$

$$T = A_s f_{yd}$$

با گرفتن لنگر حول محور مار بر مرکز پلاستیک

$$N_r e = C_c(d - a/2 - d'') + C_s(d - d' - d'') + Td''$$





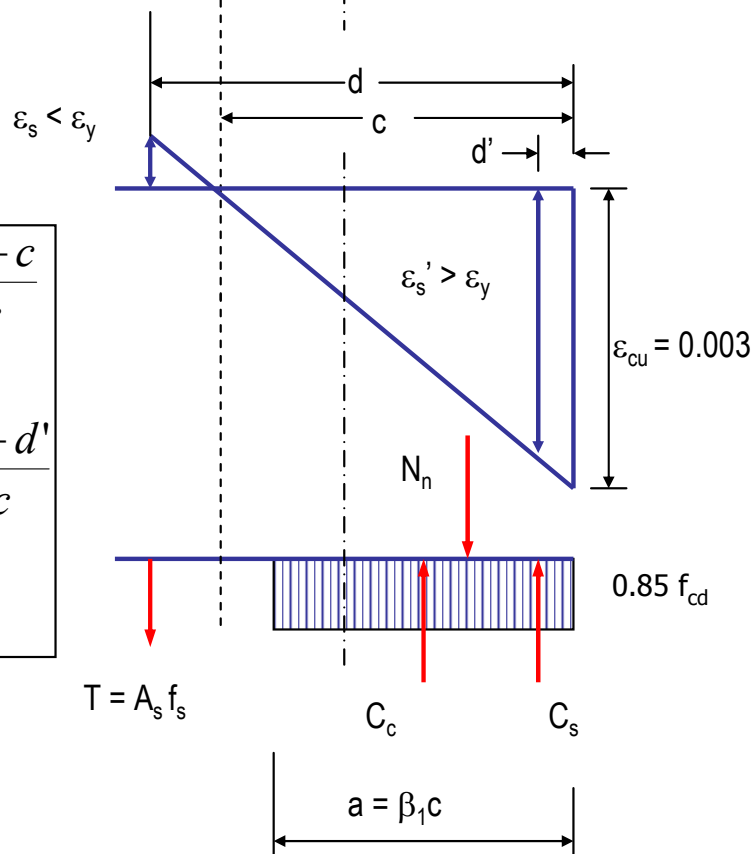
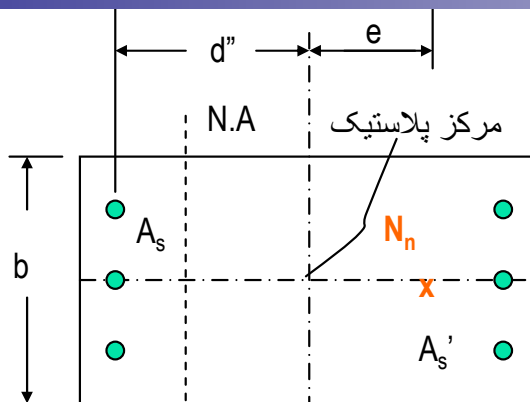
ناحیه کنترل فشار در مقاطع مستطیلی

N_r و C مقادیر مجهول می باشند

$$e < e_b$$



کنترل فشاری و فولاد جاری نشده است



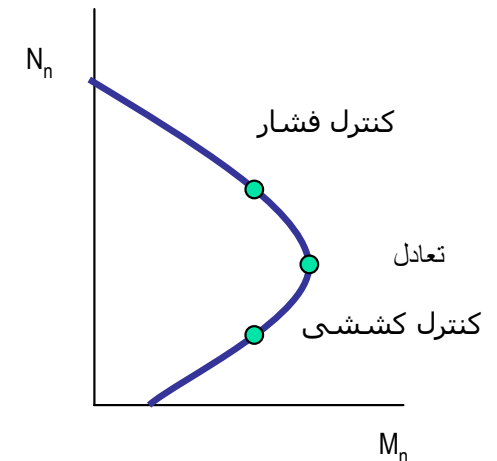
$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c}$$

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$$\epsilon_s' = 0.003 \frac{c - d'}{c}$$

$$f_s' = E_s \epsilon_s'$$

$$a = \beta_1 c \leq h$$



تعادل نیرو

$$N_r = C_c + C_s - T$$

که :

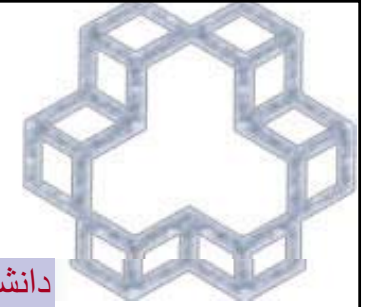
$$C_c = 0.85 f_{cd} a b = 0.85 f_{cd} \beta_1 c b$$

$$C_s = A_s' f_{yd}$$

$$T = A_s f_{sd}$$

با گرفتن لنگر حول محور مار بر مرکز پلاستیک

$$N_r e = C_c(d - a/2 - d'') + C_s(d - d' - d'') + T d''$$



حداکثر مقاومت فشاری و خروج از مرکزیت حداقل

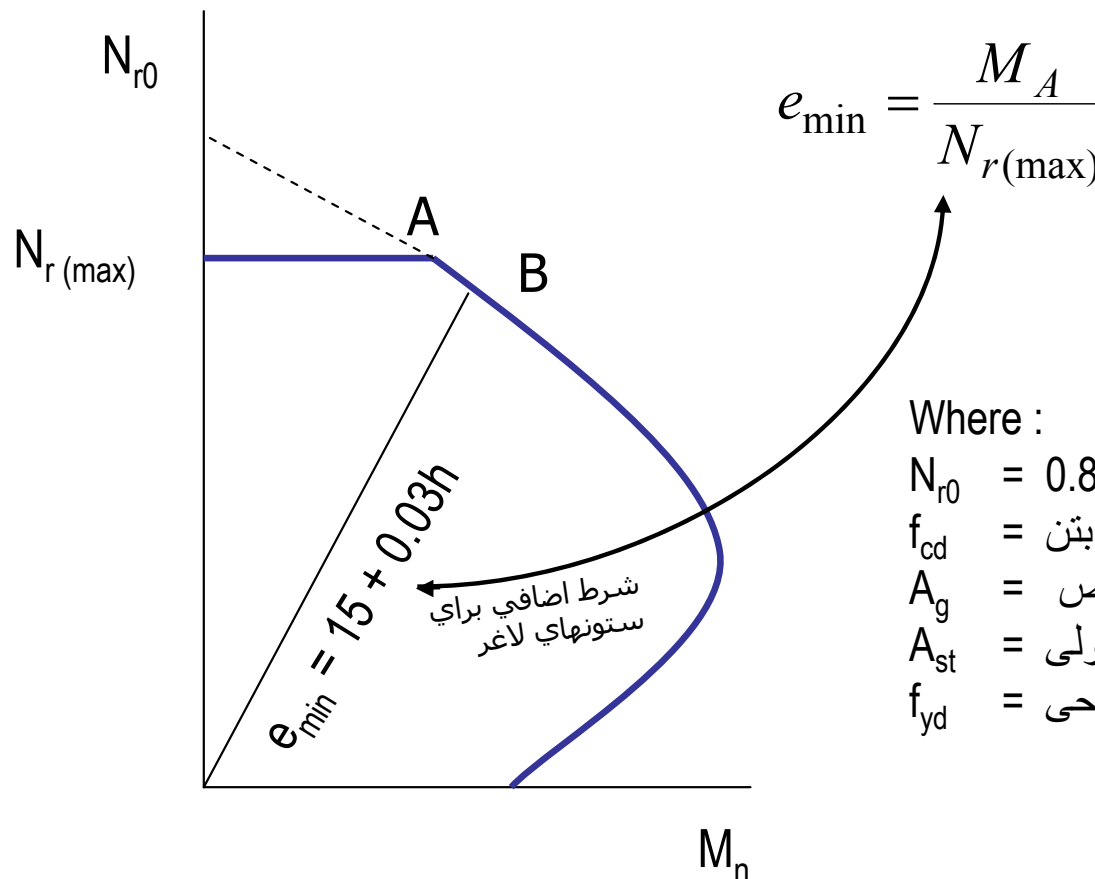
ABA

$$N_{r(\max)} = 0.80 N_{r0}$$

ACI

$$N_{r(\max)} = (0.85 \text{ ماریچ, } 0.80 \text{ خاموت}) N_{r0}$$

بجهت امکان وجود خروج از مرکزیت اتفاقی در بارگذاری و یا عدم انطباقهای اجرایی که در تحلیل در نظر گرفته نمی شود، همواره مقداری خروج از مرکزیت اتفاقی وجود دارد که حداکثر مقاومت محوری ستون محدود می گردد



Where :

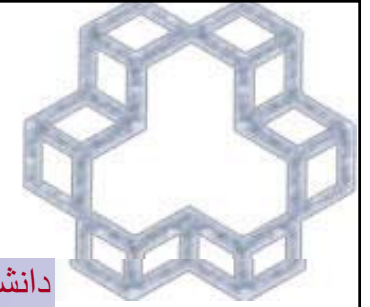
$$N_{r0} = 0.85 f_{cd} (A_g - A_{st}) + f_{yd} A_{st}$$

f_{cd} = مقاومت طراحی بتن

A_g = سطح مقطع ناخالص

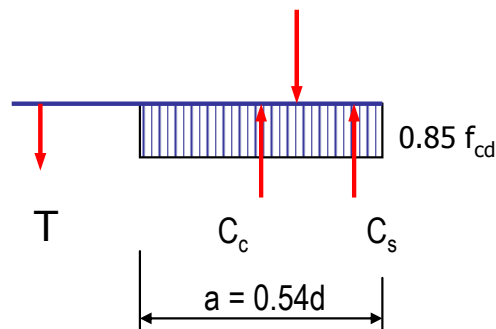
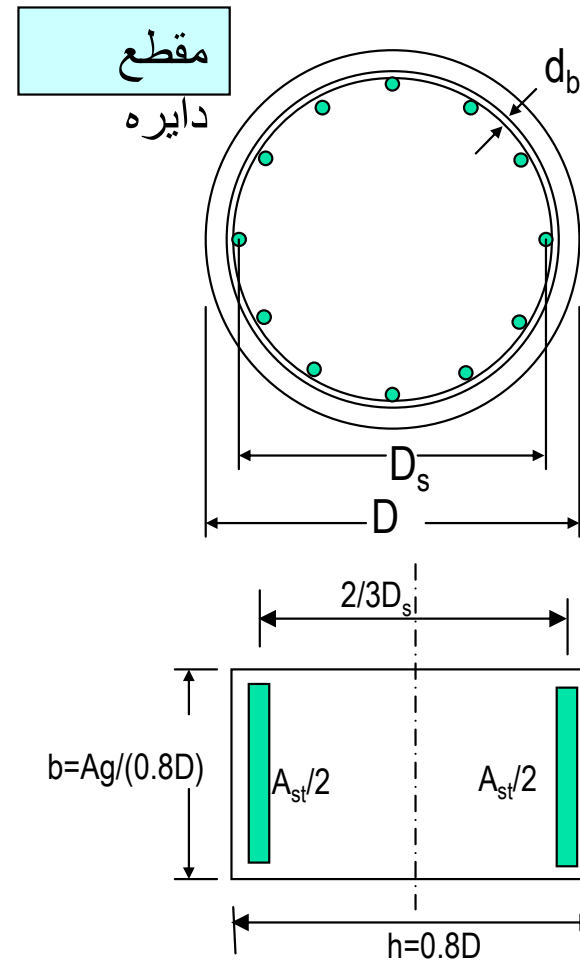
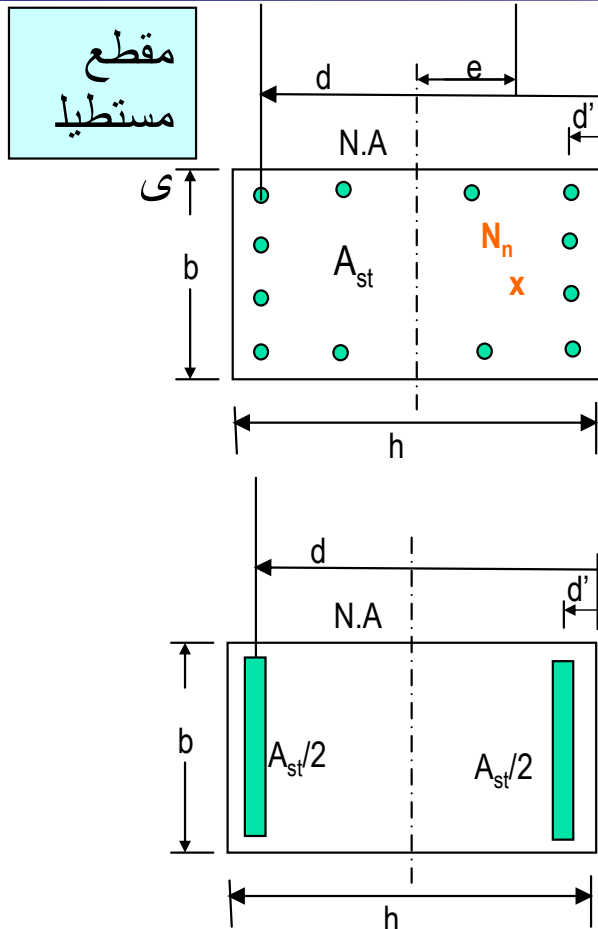
A_{st} = کل سطح فولادهای طولی

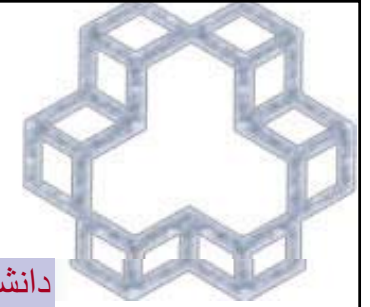
f_{yd} = مقاومت سیلان فولاد طراحی



روابط تقریبی ویتنی

ویتنی با فرض مساوی قرار دادن فولادها در دو بر محور خمش و قرار دادن سطح مستطیلی معادل مقطع دایره، از روابط لازم برای مقاطع مستطیلی با دو ردیف فولاد در دو طرف محور خمش، جهت برآورد مقاومت محوری ستونهای مستطیلی و دایره ای شکل در نواحی فشار و کشش استفاده نمود.





روابط تقریبی ویتنی

با فرضیات فوق ویتنی روابط لازم برای محاسبه خروج از مرکزیت‌های حالت بالانس و مقاومت‌های محوری در وضعیت‌های شکست کششی و فشاری برای مقاطع مستطیلی و دایره ای چنین ارائه نمود

برون محوری
متعادل مقطع
دایره

$$e_b = (0.24 + 0.39 \rho_g m) D$$

برون محوری
متعادل مقطع
مستطیلی

$$e_b = (0.20 + 0.77 \rho_g m) h$$

مقطع مستطیلی

$$N_r = \frac{b h f_{cd}}{\frac{3 h e}{d^2} + 1.18} + \frac{A_{st} f_{yd}}{\frac{2 e}{d - d'} + 1.0} < N_{r \max}$$

کنترل فشار:

مقطع

دایره

$$N_r = \frac{A_g f_{cd}}{\frac{9.6 D e}{(0.8 D + 0.67 D_s)^2} + 1.18} + \frac{A_{st} f_{yd}}{\frac{3 e}{D_s} + 1.0} < N_{r \max}$$

کنترل کشش:

مقطع مستطیلی

$$N_r = 0.85 f_{cd} b d \left\{ -\rho_g + 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2 \rho \left[(m - 1) \left(1 - \frac{d}{d'}\right) + \frac{e'}{d} \right]} \right\}$$

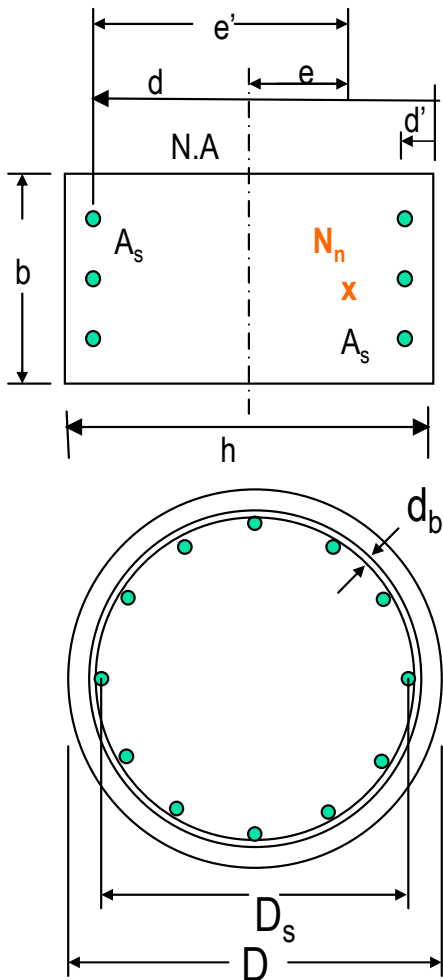
$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}, \quad e' = e + d - \frac{h}{2}, \quad \rho = \frac{A_s}{b d}, \quad A_s = \frac{A_{st}}{2}$$

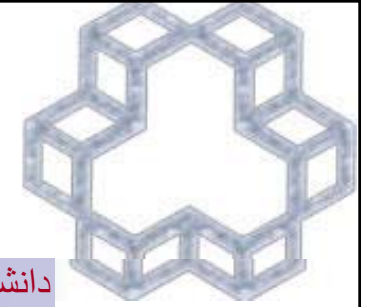
مقطع

دایره

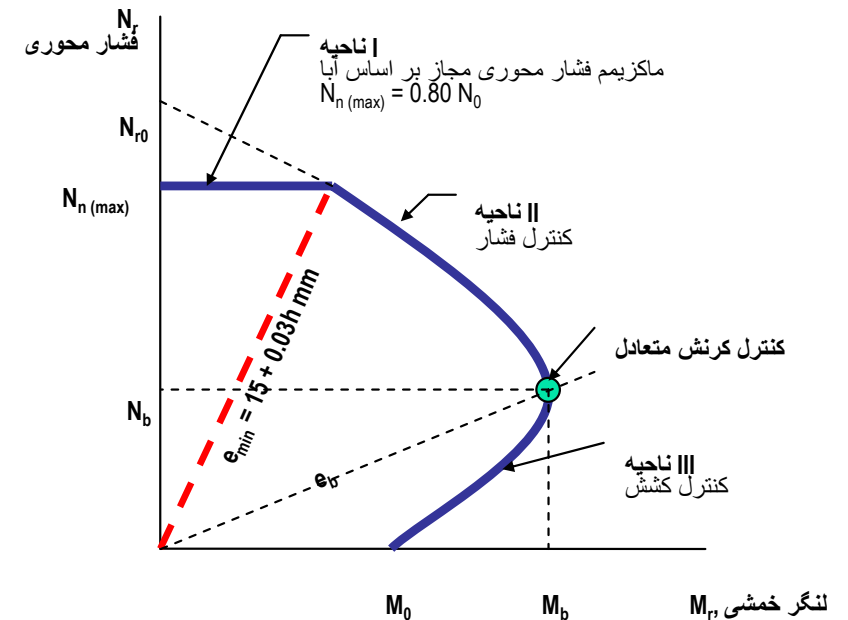
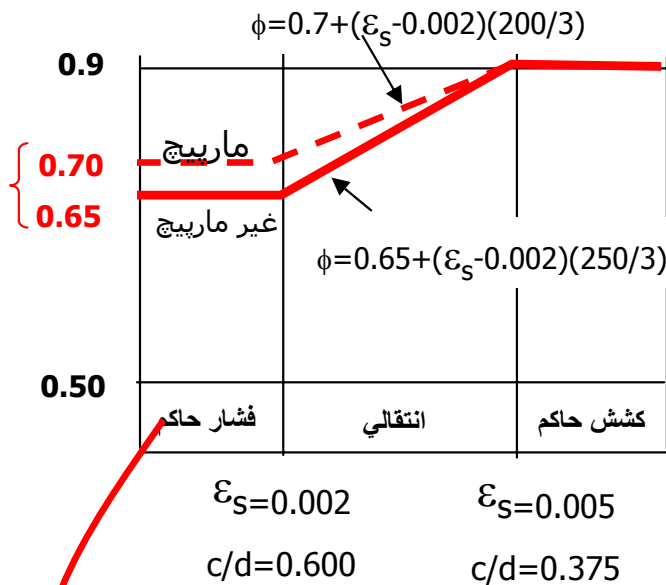
$$N_r = 0.85 f_{cd} D^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85 e}{D} - 0.38\right)^2 \frac{\rho_g m D_s}{2.5 D} - \left(\frac{0.85 e}{D} - 0.38\right)} \right\}$$

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}, \quad e' = e + \frac{3}{8} D_s, \quad \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$



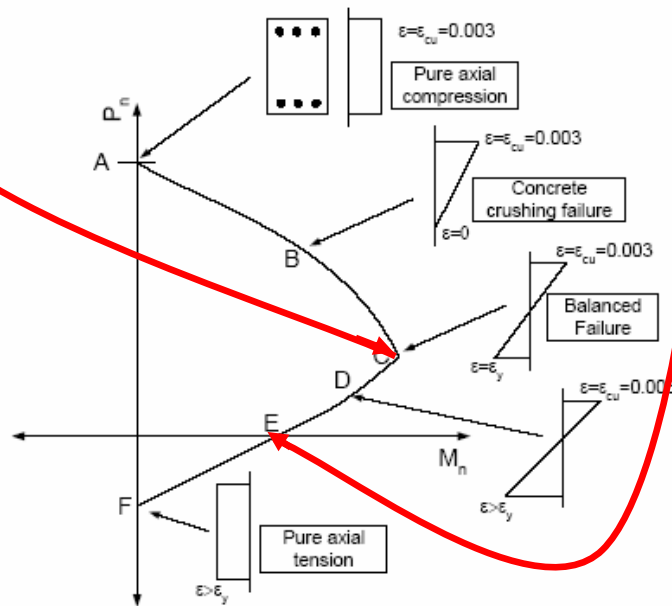


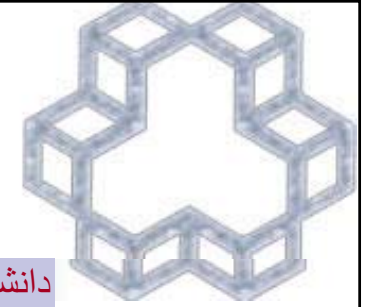
طراحی بر اساس مقاومت



ضریب کاهش ظرفیت در ACI

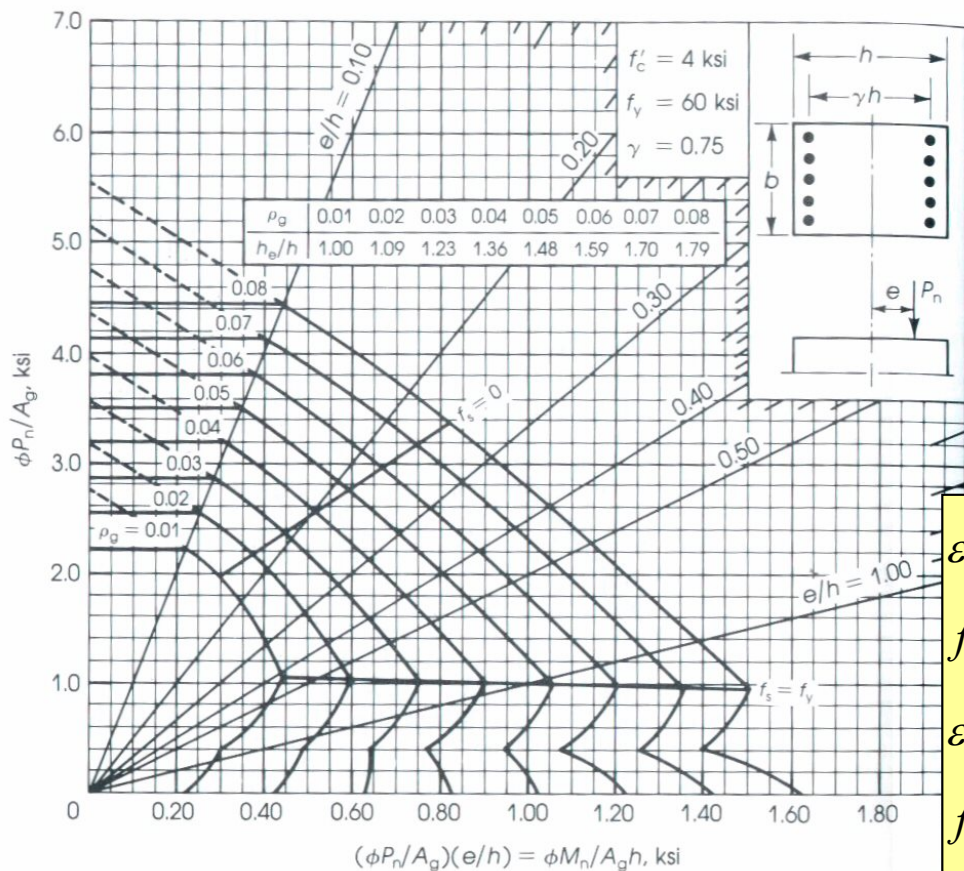
در ACI مقدار $\Phi = 0.65, 0.70$ از حالت بالانس در $\epsilon_s = f_y/E_s$ بطور خطی تا $\epsilon_s = 0.005$ با افزایش $\Phi = 0.9$ می یابد، چراکه رفتار ستون به تیر نزدیک می شود.





نمودارهای طراحی

دیاگرامهای اثر مشترک نیروی محوری و لنگر خمشی



$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c}$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{c - d'}{c}$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s$$

$$a = \beta_1 c \leq h$$

دیاگرام اندرکنش برای یک ستون با استفاده از مجموعه ای از N_r و M_r قابل رسم است. بدین جهت چنین باید عمل نمود.

۱- با محاسبه N_{r0} مقدار N_{rmax} را محاسبه نمایید.

۲- یک مقدار C را انتخاب نمایید (بجای C می توان با تغییر ε_s بطور مستقیم نیز به منحنی معادلی رسید).

۳- تنشها را در میلگردها محاسبه نمایید.

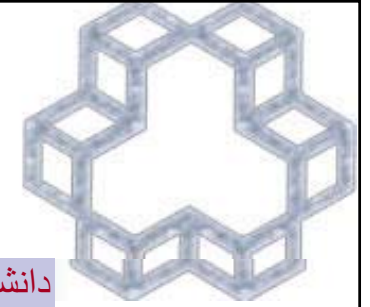
۴- نیروها را در فولاد و بتن ($CC, Cs1$ و TS) محاسبه کنید.

۵- N_r و M_r را محاسبه نمایید.

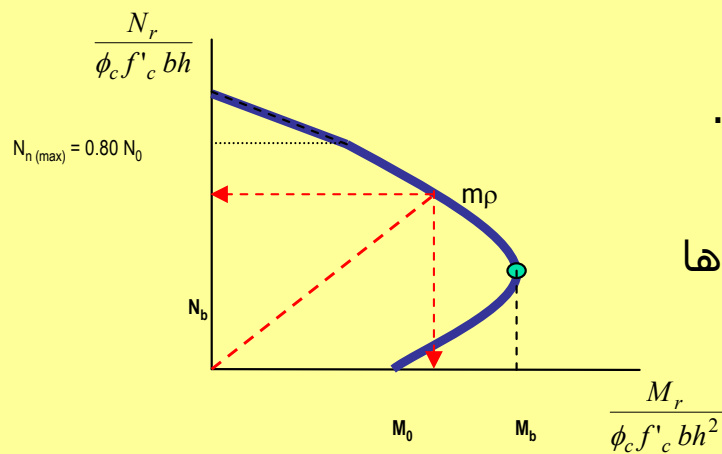
۶- بازوی خروج از مرکزیت را محاسبه نمایید. $e = M_r / N_r$

۷- برای مقادیر انتخابی دیگر C بندهای ۳ تا ۶ را تکرار نمایید.

۸- منحنی N_r و M_r را رسم نمایید



طراحی با استفاده از منحنی های بدون بعد



۱- حالات یا حالات حاکم بارگذاری را انتخاب کنید.

۲- بارهای ضربیدار (N_u, M_u) و e برای ترکیب بارگذاری را محاسبه نمایید.

۳- با تخمین h مقدار $e/h, \gamma h$ را برای حالات حاکم فوق محاسبه کنید.

۴- از روی منحنی مناسب بر اساس شکل سطح مقطع و چیدمان میلگردها

مقدار $m = f_{yd} / (0.85 f_{cd})$ و انتخاب درصد مناسب میلگرد لذا مقدار m_p را

محاسبه نموده و با معلوم بودن e/h مقدار $N_r / (\phi_c f'_c A_g)$ را برداشت نمایید.

۵- A_g را محاسبه نموده و از آن $b \times h$ را انتخاب مجدد نمایید.

۶- اگر اختلاف زیادی با مقدار تخمینی اولیه مشاهده شد، قدم ۳ تا ۶ را مجدداً تکرار نمایید تا ابعاد همگرا شود.

۷- با ابعاد انتخابی مقادیر $N_r / (\phi_c f'_c b h)$ و $M_r / (\phi_c f'_c b h^2)$ را محاسبه نموده و از روی منحنی مناسب بر اساس شکل سطح مقطع و چیدمان میلگردها مقدار m_p را برداشت نمایید.

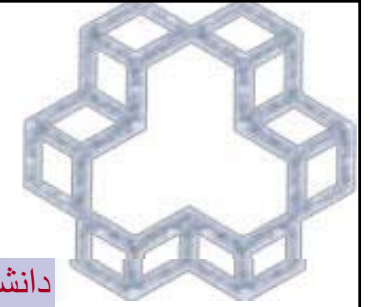
$$A_{st} = \rho A_g \quad -8$$

۹- شرط $N_{rmax} = 0.8 N_{r0}$ را کنترل نمایید. چنانچه جواب کنترل منفی بود سطح مقطع را افزایش دهید

۱۰- میلگردهای عرضی را انتخاب نمایید و مقدار γ را حساب نموده و در صورت کمتر شدن منحنی مناسب تر را انتخاب نموده و از قدم ۳ مجدداً تکرار نمایید.

برآورد ابعاد

تعیین فولاد



فولاد عرضی

*برای نگهداری میلگردهای طولی در محل خود

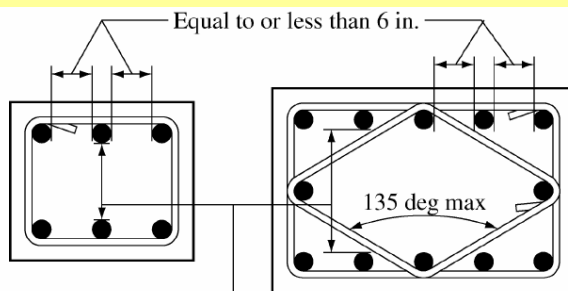
• مهار جانبی را برای میلگردهای طولی فراهم نموده بطوریکه فقط تمایل به کمانش در فاصله بین میلگردهای عرضی پیدا می کنند.

*در مقاومت ستون دخالت داده نمی شود

• چنانچه در فاصله نزدیکی قرار داده شوند محصوریت ایجاد شده سبب افزایش کرنش 0.003 در لحظه شکست می گردد
• در مناطق پر خطر زلزله چنانچه در فواصل نزدیک قرار گیرند (بخصوص در مارپیچها) سبب محصوریت بالای هسته بتنی شده و مقدار چقرمگی (toughness) را افزایش داده و لذا جذب انرژی و شکل پذیری به مقدار زیادی افزایش می یابد.

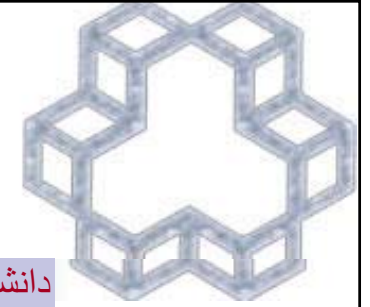
ضوابط آبا

- ۱- تمام میلگردهای طولی ستونها باید توسط خاموتهایی به قطر حداقل یک سوم قطر برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر و قطر حداقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی نمره بالاتر دورگیر شوند. قطر خاموتها در هر حال نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد.
- ۲- فاصله بین خاموتها نباید از ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگردهای طولی، ۳۶ برابر قطر خاموت، ضلع کوچکتر مقطع ستون و ۲۵۰ میلیمتر بزرگتر باشد.



May be greater than 6 in.
no intermediate tie required

- ۳- خاموتها باید طوری استقرار یابند که در هر گوشه آنها یک میلگرد قرار گیرد و به علاوه میلگردهای طولی نیز باید یک در میان در گوشه خاموت قرار گیرند، بطوریکه زاویه گوشه خاموت حداقل ۱۳۵ درجه باشد و فاصله خالص آنها از میلگرد گوشه از ۱۵۰ میلیمتر بیشتر نشود.



این نامه حداقل مقدار آرماتور مارپیچ را بگونه ای در نظر می گیرد که اضافه مقاومت ناشی از آن در هسته بتنی معادل مقاومت از دست رفته در اثر زوال پوشش بتن گردد.

$$f_{cc} = 0.85 f'_c + 4 f'_h \rightarrow 0.85 f'_c (A_g - A_c) = 4 f'_h A_c$$

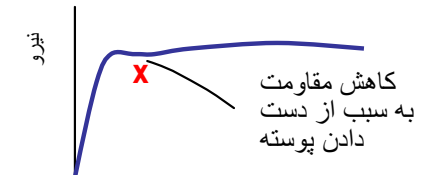
$$\rho_s = \frac{\text{حجم میلگرد دورپیچ در يك حلقه}}{\text{حجم هسته بتن در فاصله يك گام}}$$

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

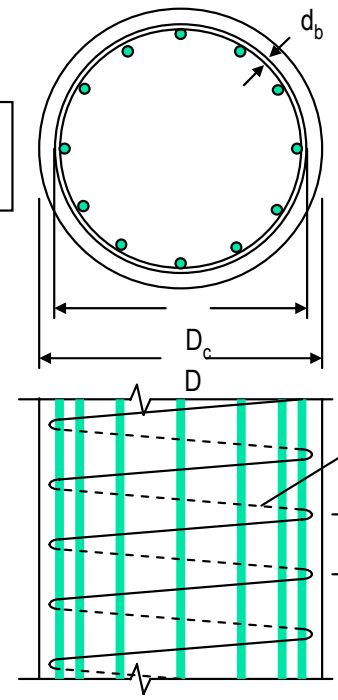
$$A_g = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$25 < s < 75$$

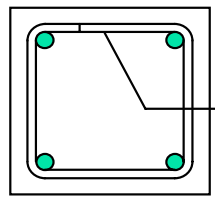
$$s < D_c / 6$$



تغییر شکل محوری

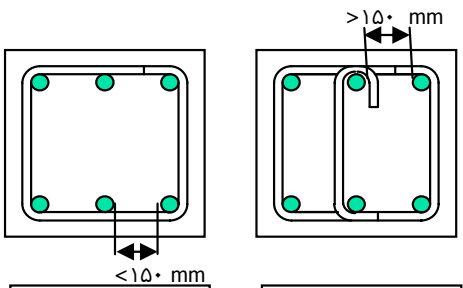


۴ میلگرد

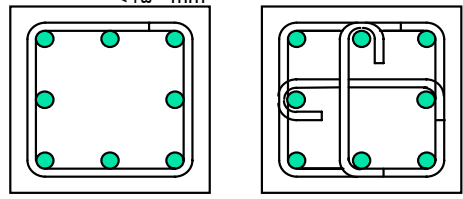


در مقاطع مستطیلی حداقل ۴ میلگرد در هر گوشه و حداقل ۶ میلگرد در مقاطع دورپیچ باید در ستون قرار گیرد.

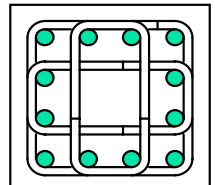
۶ میلگرد



۸ میلگرد



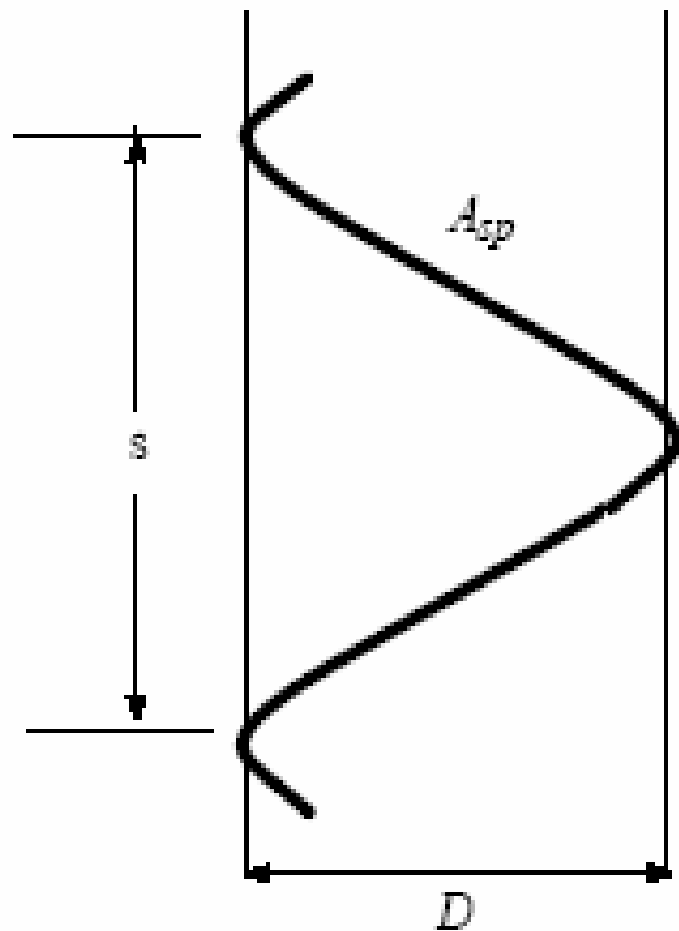
۱۲ میلگرد



$$\rho_{s \text{ min}} = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi D_c^2 / 4) s}$$

B. What sort of lateral confinement can a given spiral provide?



Consider a length of a spiral-wrapped circular section:
for a length "S":

volume of spiral = $A_{sp}\pi D$ (approximately)

volume of concrete = $(\pi D^2/4)S$

$$\text{Let } \rho_s = \frac{\text{volume of spiral}}{\text{volume of concrete}} = \frac{4A_{sp}}{DS}$$

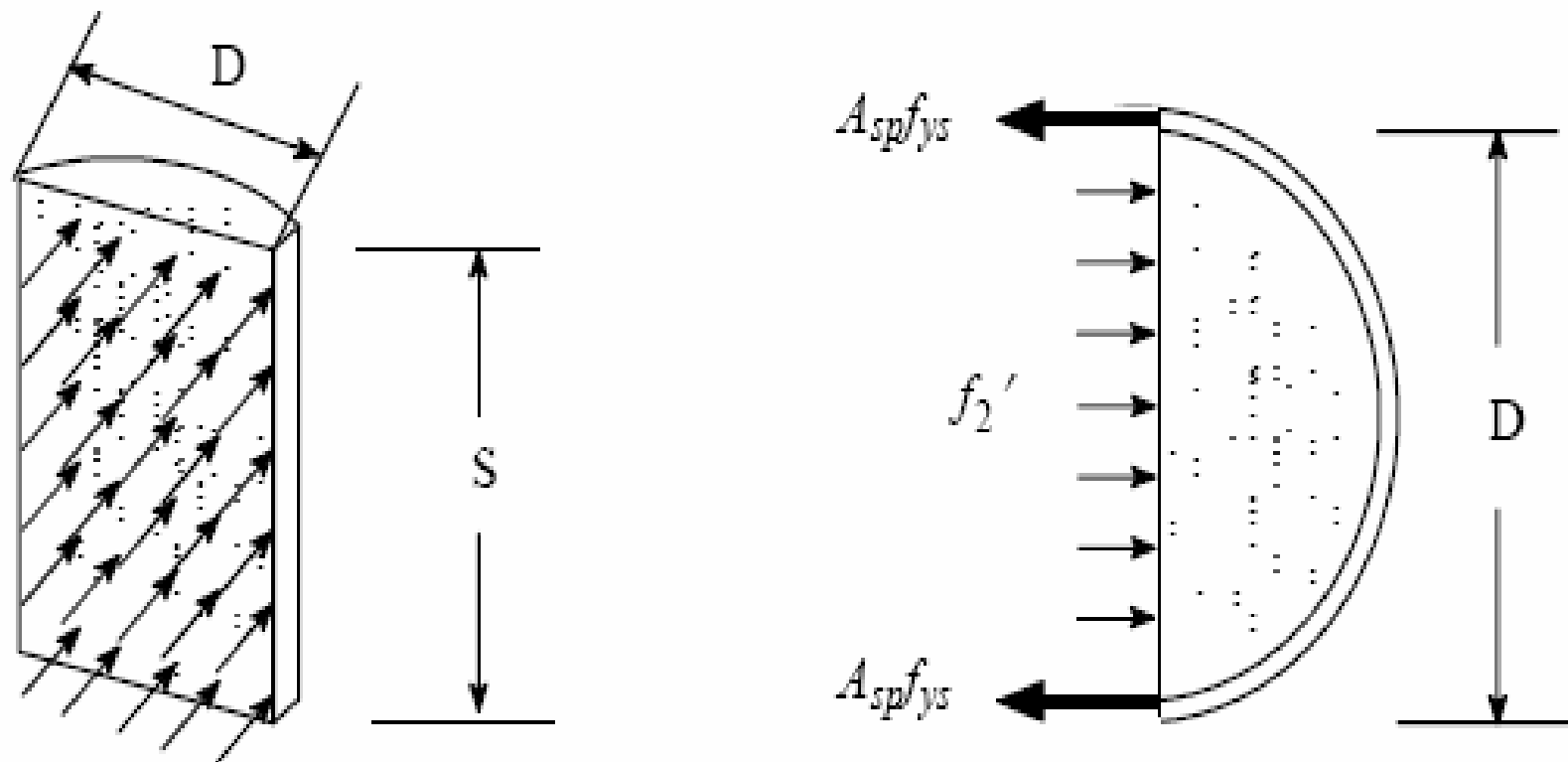
Calculate equivalent confinement:

$$f'_2 DS = 2 A_{sp} f_{ys} \quad \text{or} \quad f'_2 = (\rho_s f_{ys})/2$$

from previous research:

$$f_c^* = 0.85f_c' + 4.0f_2' = 0.85f_c' + 4.0\frac{\rho_s f_{ys}}{2}$$

$$f_c^* = 0.85f_c' + 2.0\rho_s f_{ys}$$



ACI objective is to insure that $P_B > P_N$.

Therefore, make sure spiral increases capacity of core enough to make up for loss of shell.

Before shell spalls:
$$P_N = A_s f_y + 0.85 f'_c (A_g - A_s)$$

After shell spalls:
$$P_B = A_s f_y + (A_{core} - A_s) (0.85 f'_c + 2 \rho_s f_{ys})$$

Set $P_B = P_N$, calculate like terms, expand:

$$A_s f_y + 0.85 f_c' A_g - 0.85 f_c' A_c = A_s f_y + A_{\text{core}} (0.85 f_c' + 2 \rho_s f_{ys}) - A_c (0.85 f_c') - \underbrace{2 A_s \rho_s f_{ys}}_{\text{Small}}$$

Ignore the last term - very small

then;

$$0.85 f_c' (A_g - A_{\text{core}}) = A_{\text{core}} (2 \rho_s f_{ys})$$

solve for spiral reinforcement ratio we have:

$$\rho_s = \frac{0.85 f_c' (A_g - A_{\text{core}})}{A_{\text{core}} (2 f_{ys})}$$

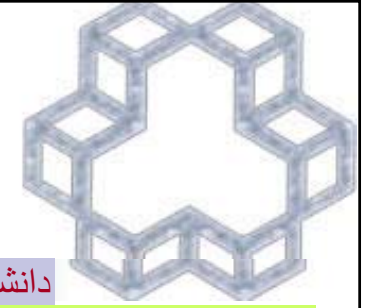
or

$$\rho_s = \frac{0.425 f_c'}{f_{ys}} \left(\frac{A_g}{A_{\text{core}}} - 1 \right)$$

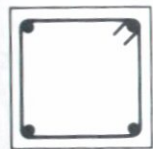
conservatively, change 0.425 to 0.45 to get Eq. 10-6 of **ACI-02**:

$$\rho_s = \frac{0.45 f_c'}{f_{ys}} \left(\frac{A_g}{A_{\text{core}}} - 1 \right) \quad \text{Eq. 10-6}$$

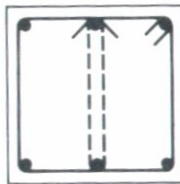
which says that the ratio of spiral reinforcement shall not be less than the value given by the equation above; where f_y is the specified yield strength of spiral reinforcement but not more than 60,000 psi.



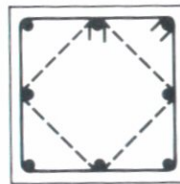
چیدمان آرماتورهای عرضی و طولی



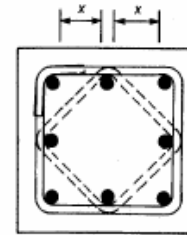
4 bars



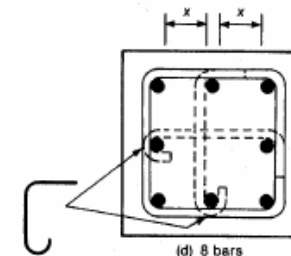
6 bars



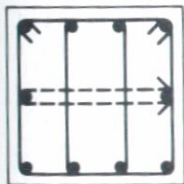
8 bars



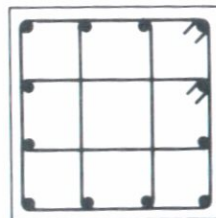
(c) 8 Bars



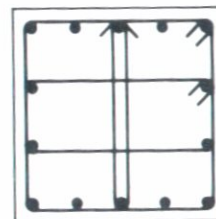
(d) 8 bars



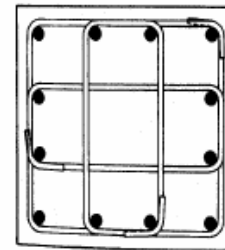
10 bars



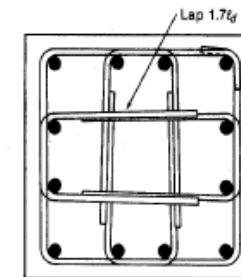
12 bars



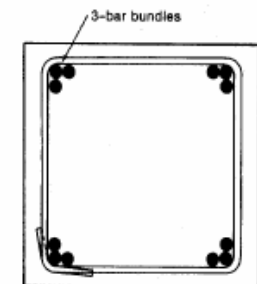
14 bars



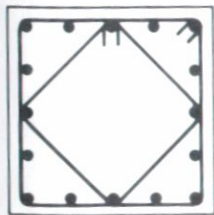
(e) 12 Bars



(f) 12 Bars



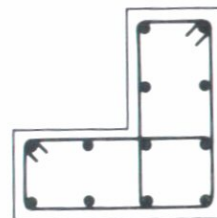
(g) 12 Bars



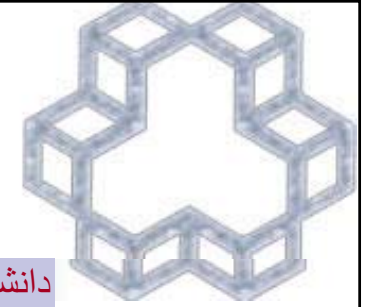
16 bars



Wall column



Corner column



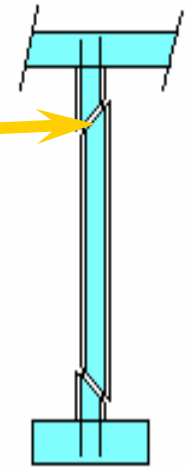
محدودیت مقدار آرماتور

آرماتورها قسمتی از بار را تحمل می نمایند.

اما:

اگر آرماتور کم استفاده شود علاوه بر امکان شکست ناگهانی ستون، در برابر برش ضعیف بوده و لذا در برابر ضربه و انفجار ضعیف است. همچنین برای تحمل لرزهایی که در تحلیل پیش بینی نشده اند و همچنین کاهش اثرات افت و جمع شدگی تحت نیروی فشاری دائمی می باید حداقل آرماتوری را در مقطع ستون پیش بینی نمود.

اگر فولاد زیادی استفاده شود، علاوه بر غیر اقتصادی بودن جایگیری بتن در محل وصله ها مشکل می باشد لذا باید نسبت مناسبی انتخاب شود.



لذا نسبت آرماتور چنین انتخاب می گردد.

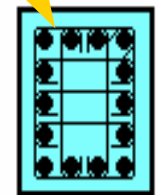
$$\text{ABA: } 0.8\% < \rho < 8\%$$

$$\text{ACI: } 1.0\% < \rho < 8\%$$

$$\rho = A_s / A_g$$

A_s = سطح کل فولاد طولی

A_g = سطح خالص مقطع

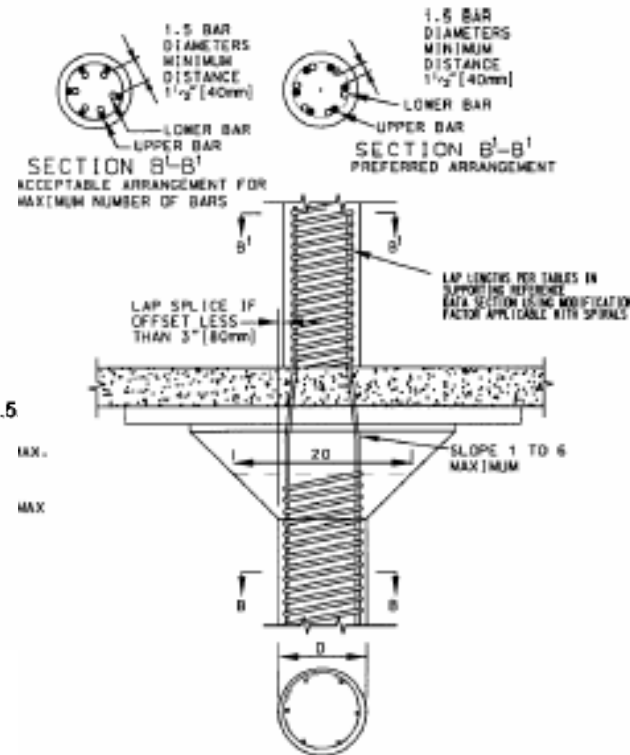
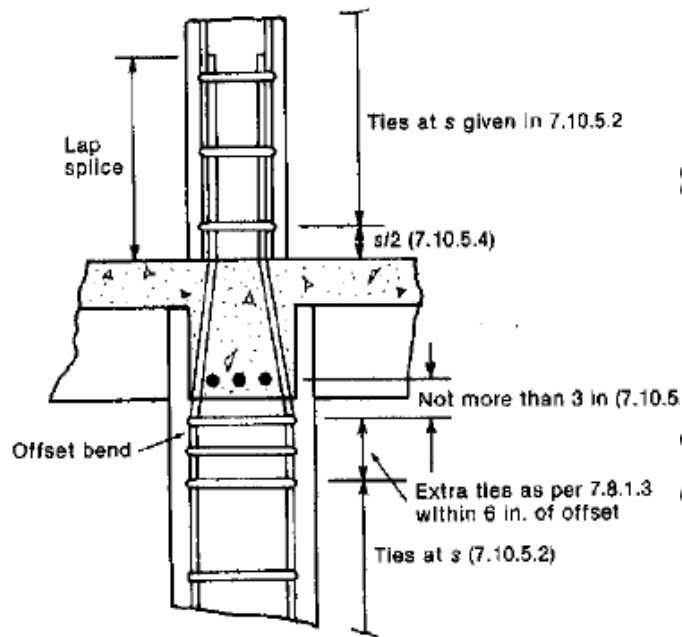


معمولاً در مقایسه با تیرها از میلگردهای با نمره بالاتر استفاده می شود تا هزینه اجرایی کاهش یافته و فضای کافی لازم جهت قرار گیری بتن مهیا شود. معمولاً درصرت انتخاب شده زیر ۴% است،

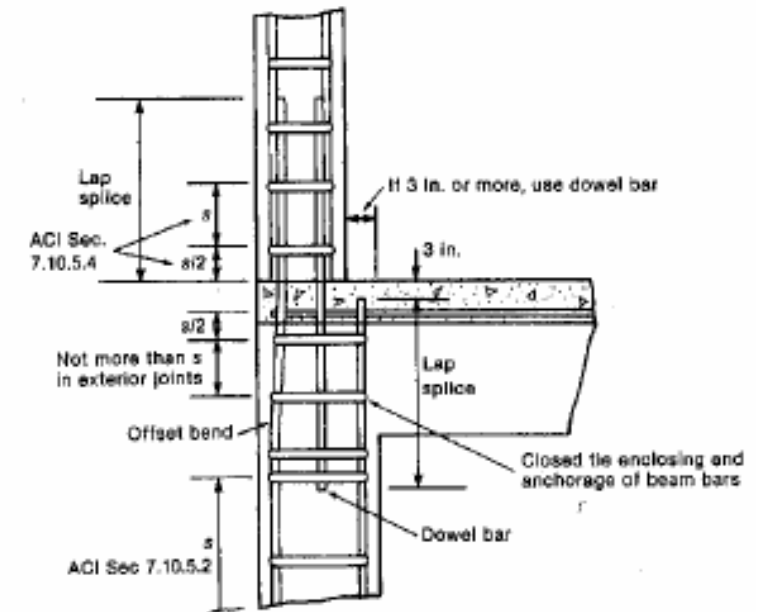


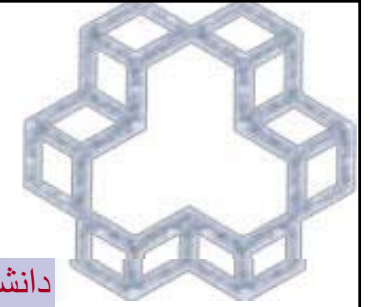
تنگ گذاری در محل اتصال تیر به ستون

خاموت گذاری در ستون داخلی در محل اتصال به تیر



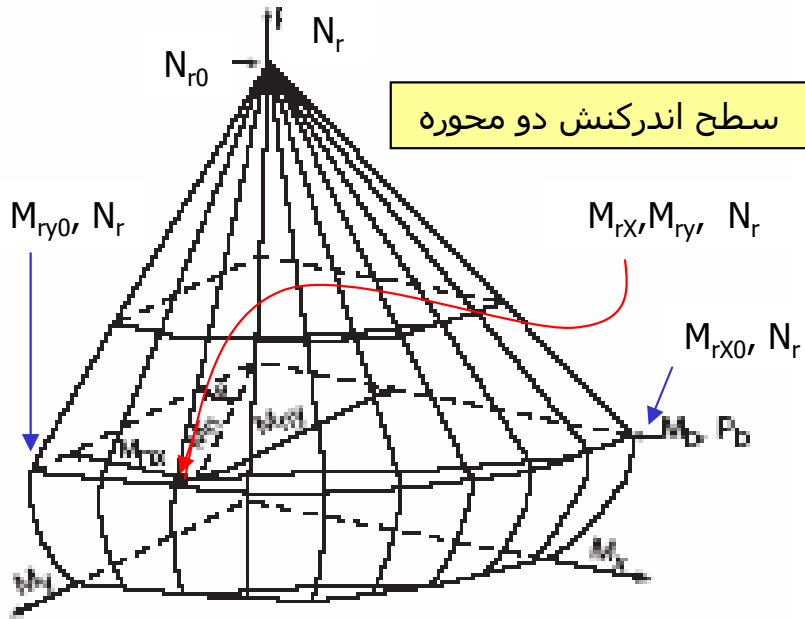
خاموت گذاری در ستون خارجی در محل اتصال به تیر



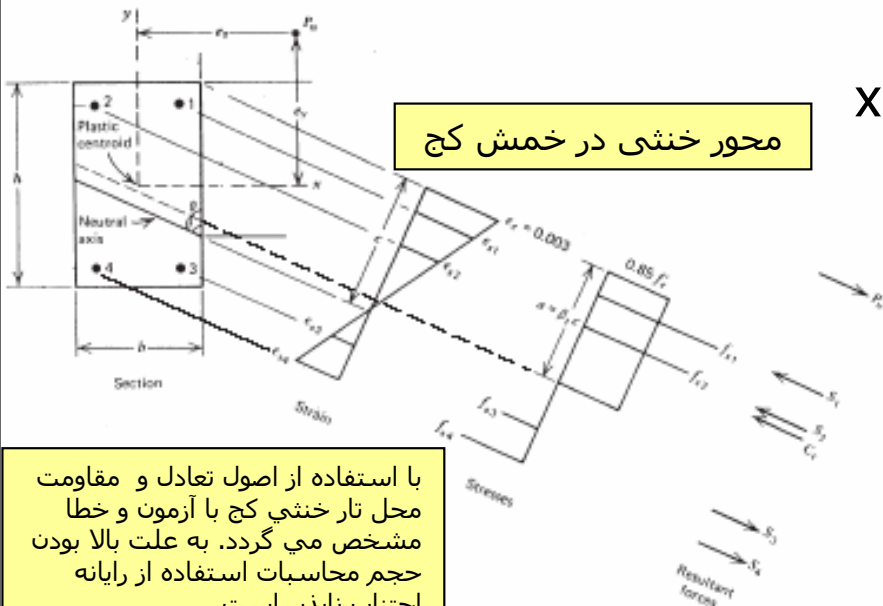


خمش دو محوره همراه با نیروی فشاری

- هنگامی که بار گذاری به نحوی است که سبب لنگر حول دو محور اصلی ستون به طور همزمان می گردد.
- ستونهای گوشه معمولاً در وضعیت فوق قرار دارند.
- چنانچه ستون دایره ای باشد حالت فوق را می توان با برآیند لنگرها بشکل خمش تک محوره در نظر گرفت.
- به جهت سادگی طراحی روش بگونه ای اتخاذ می شود که مقاومت حول دو محور همزمان را به مقاومت تک محوره تبدیل می شود.

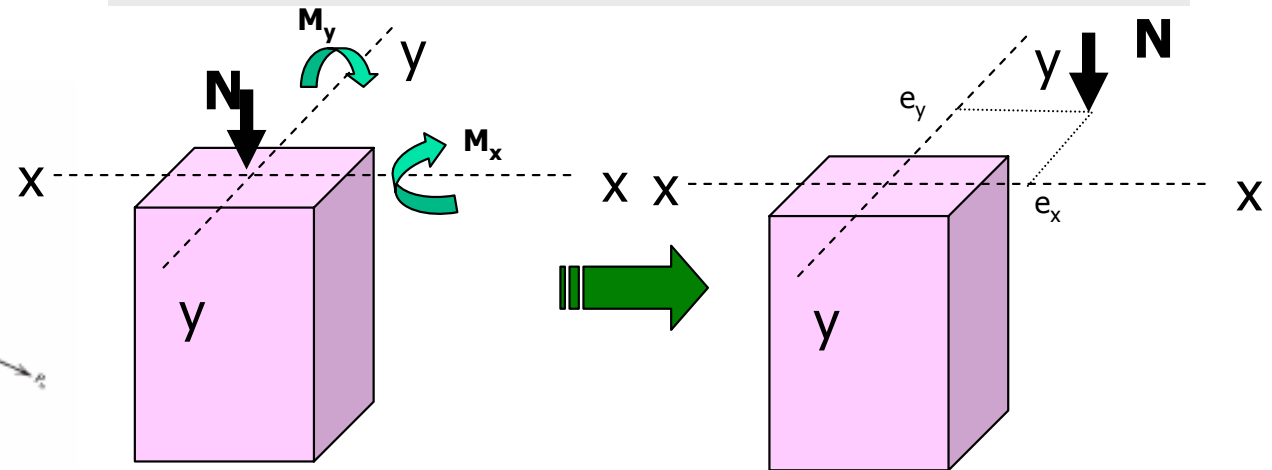


سطح اندرکنش دو محوره

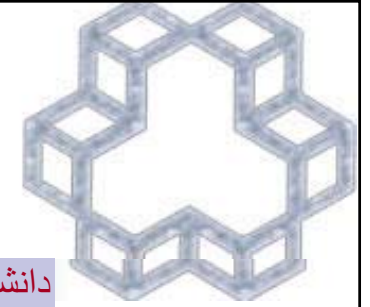


محور خنثی در خمش کج

با استفاده از اصول تعادل و مقاومت محل تار خنثی کج با آزمون و خطا مشخص می گردد. به علت بالا بودن حجم محاسبات استفاده از رایانه اجتناب ناپذیر است.

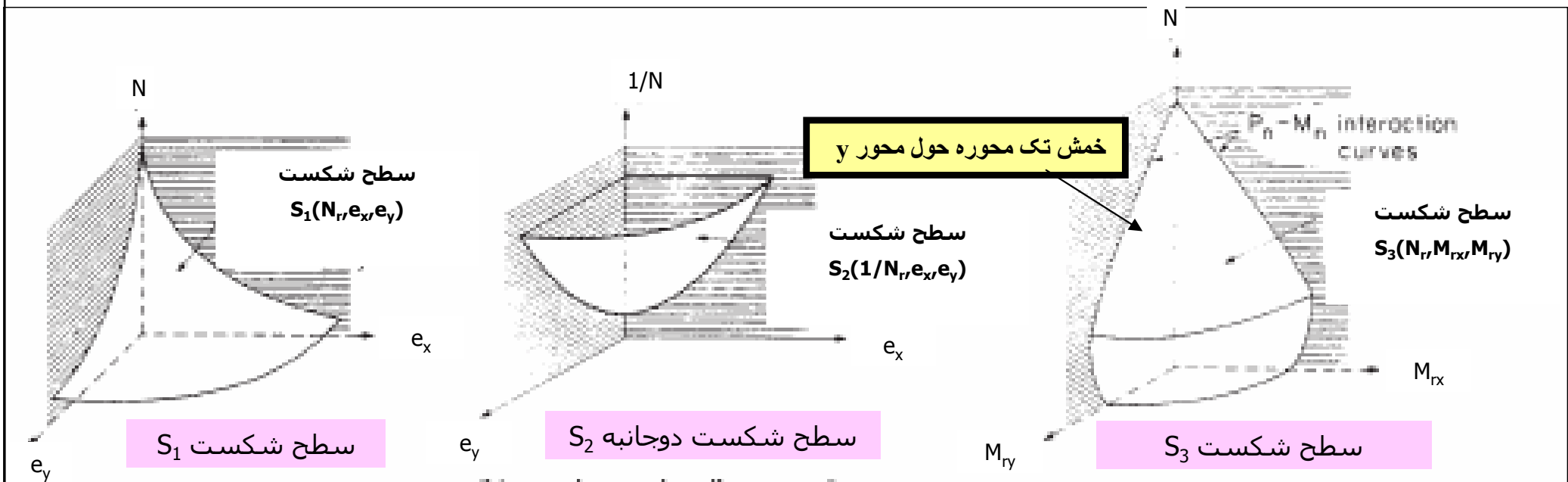


- مقاومت اسمی یک مقطع تحت اثر لنگر دومحوره و فشار تابعی از سه متغیر N_r و M_{rx} و M_{ry} است که می تواند بشکل تابعی از خروج از مرکزیت N_r و $e_y = M_{rx}/N_r$ و $e_x = M_{ry}/N_r$ مطابق شکل مقابل نشان داده شود.

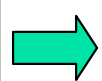


سطوح شکست

مختصات هر نقطه از این سطح شکست معرف سه مقدار N_r, M_{rx}, M_{ry} است که به طور همزمان سبب گسیختگی ستون می گردد.



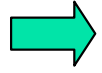
خروج از مرکزیت بار خارجی =
خروج از مرکزیت مقاومت تک محوره



کنترل مقاومت دو محوره بر اساس
مقاومت تک محوری

برسلسر

بار خارجی = بار مقاومت تک محوره

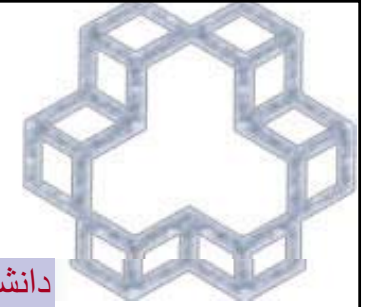


کنترل لنگر دو محوره بر اساس لنگر
مقاوم تک محوری

منحنی هم بار

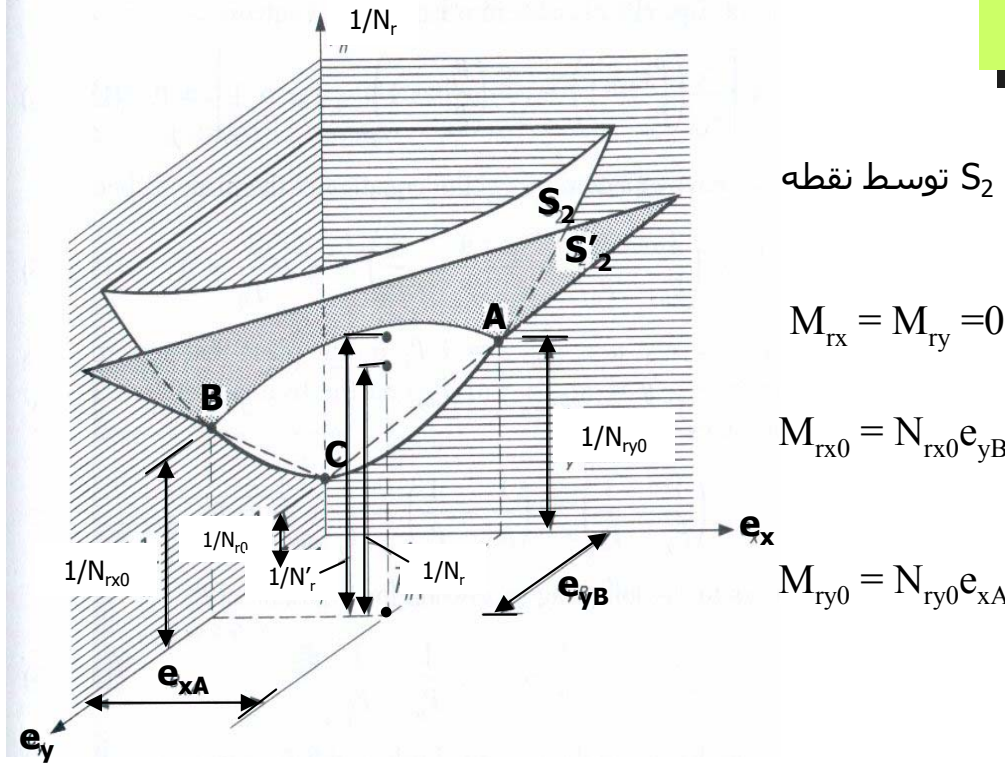
دو روش برای بررسی مقاومت ستونها تحت لنگرهای دو محوره در آیین نامه تصریح گردیده است:

- ۱- روش برسلسر: بر مبنای سطح شکست S_2 مقاومتی تک محوری را بر اساس خروج از مرکزیت‌های نیروهای خارجی محاسبه نموده و با استفاده از روش معکوس بار مقاومت دو محوره را بر اساس مقاومت تک محوره بدست آمده تخمین می زند.
- ۲- روش منحنی هم بار: با مساوی قرار دادن مقاومت محوری مقطع با نیروی محوری مقاوم در هر محور به صورت مجزا، لنگر مقاوم تک محوری را به صورت مجزا محاسبه نموده و در انتها با یک رابطه تداخلی مقاومت دو محوره را بر اساس مقاومت تک محوره با همان بار محوری می سنجد



روش تقریبی بار دو جانبه برسلر (روش معکوس بار)

در این روش موقعیت نقطه به مختصات $1/N_r$ ، e_{xA} ، e_{yB} بر سطح شکست S_2 توسط نقطه دیگری بر صفحه S'_2 با مختصات $1/N'_r$ ، e_{xA} ، e_{yB} تخمین می‌گردد.



$$M_{rx} = M_{ry} = 0$$

$$M_{rx0} = N_{rx0} e_{yB}$$

$$M_{ry0} = N_{ry0} e_{xA}$$

$= N_{r0}$ = مقاومت محوری تحت بار خالص فشاری (متناظر به نقطه C)

$= N_{ry0}$ = مقاومت محوری تحت بار با خروج از مرکزیت e_x (متناظر به نقطه A)

$= N_{rx0}$ = مقاومت محوری تحت بار با خروج از مرکزیت e_y (متناظر به نقطه B)

$= N_r$ = مقاومت محوری تحت خروج از مرکزیت همزمان e_{xA} و e_{yB} (متناظر به نقطه C)

این صفحه از همان سه نقطه بالا می‌گذرد که می‌باید یک سطح شکست مقادیر واقعی را تحت اثر لنگر یک جهته و نیروی محوری خالص مهیا نماید. لذا جایگزین مناسبی برای سطح S_2 است.

$$\frac{1}{N_r} \approx \frac{1}{N'_r} = \frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}} \Rightarrow N_r \approx \frac{1}{\frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}}}$$

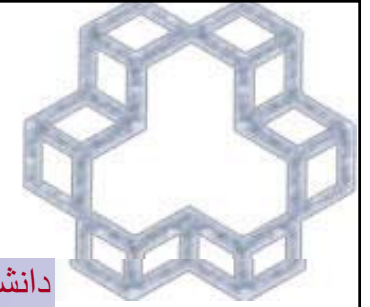
استفاده از این روش وقتی $N_u > 0.1 f_{cd} A_g$ باشد دارای دقت قابل قبول است. در غیر اینصورت می‌توان از نیروی محوری صرفنظر نموده و مقطع را در جهت اطمینان برای لنگر دو جهته طراحی نمایید.

1- N_{r0} را محاسبه کنید

2- N_{ry0} (برای N_r برای $e = e_x, e_y = 0$) را محاسبه کنید

3- N_{rx0} (برای N_r برای $e = e_y, e_x = 0$) را محاسبه کنید

4- N_r را از فرمول برسلر محاسبه کنید



روش کانتور بار برسٹر (منحنی هم بار)

با استفاده از سطح S3 منحنیهای متناظر به N_r ثابت به شکل رابطه اندرکنشی ذیل

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{rox}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{uy}}{M_{roy}} \right)^\beta = 1.0$$

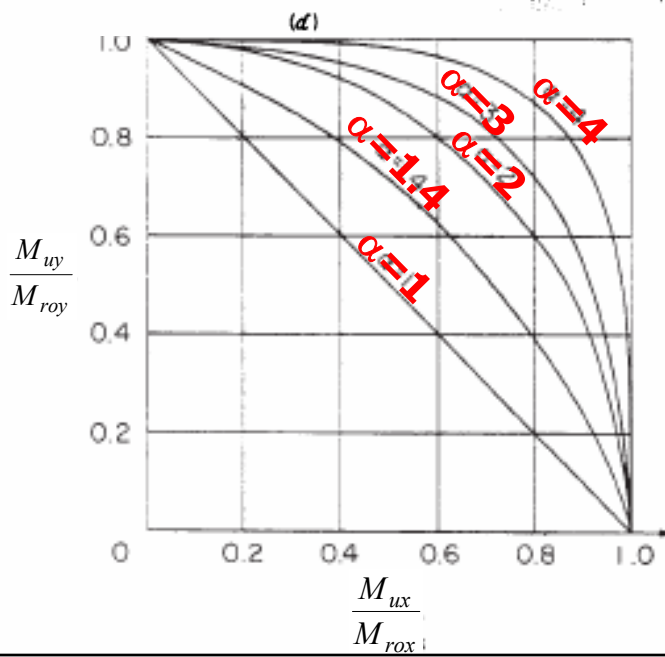
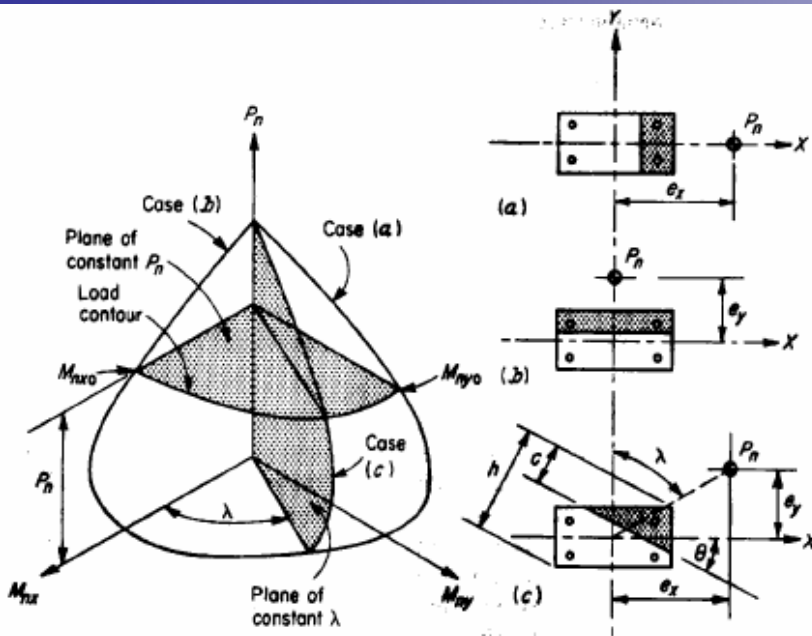
که M_{ux} و M_{uy} لنگرهای خمش دو محوره در جهات X و Y می باشند. در واقع لنگرهای فوق تصویر برداری لنگر M_u می باشند.

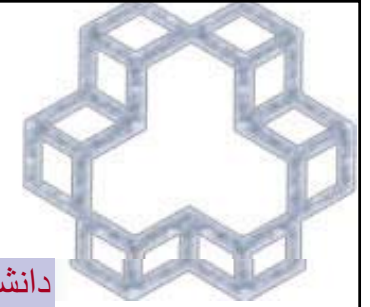
M_{rox} و M_{roy} مقاومت خمشی تک محوره حول محور X و Y می باشند. مقدار α و β تابعی از آرایش و مقدار فولاد، ابعاد ستون، مقاومت و مشخصات الاستیک فولاد و بتن می باشند. اگر α و β مساوی بگیریم منحنی فوق برای مقادیر مختلف α چنین است.

رابطه بالا در جهت اطمینان با فرض $\alpha=1$ چنین است:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rox}} + \frac{M_{uy}}{M_{roy}} = 1.0$$

با فرض: $N_u < 0.1 f_{cd} A_g$

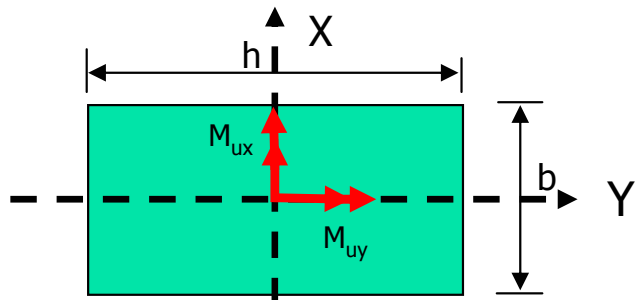




- ۱- طراحی مستقیم میلگردها تحت لنگر دو محوره ممکن نبوده و باید ابتدا حدس زده شده و سپس تحت لنگرهای وارده کنترل گردد
- ۲- چنانچه لنگرهای M_x و M_y نزدیک به یکدیگر باشد انتخاب مقطع مربع و دایره با توزیع یکنواخت میلگردها مناسب می باشد. در غیر این صورت نسبت ابعاد بر حسب M_x/M_y انتخاب می گردد.
- ۳- معمولاً تحت اثر باد یا زلزله ستونها تحت اثر لنگر يك محوره قرار می گیرند مگر آنکه به علت عدم نامنظمی در پلان پیچش وارده سبب ایجاد لنگر دو محوره شود.
- ۴- برای طرح اولیه میلگردها می توان از روابط تقریبی زیر جهت محاسبه لنگر معادل T_k محوره ذیل استفاده نمود.

$$\frac{M_{ux}}{h} \geq \frac{M_{uy}}{b} \rightarrow M'_{ux} = M_{ux} + \kappa \frac{h}{b} M_{uy}$$

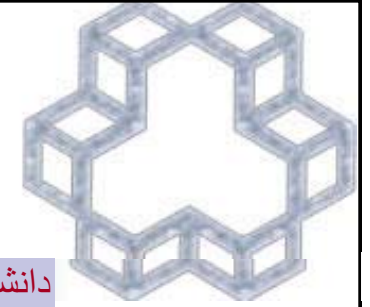
$$\frac{M_{ux}}{h} \leq \frac{M_{uy}}{b} \rightarrow M'_{uy} = M_{uy} + \kappa \frac{b}{h} M_{ux}$$



در يك مسئله طراحی چنانچه ابعاد مشخص نباشد می توان از مقدار $k=0.55$ به عنوان تقریب مناسبی استفاده نمود.

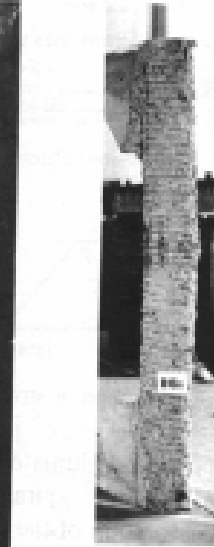
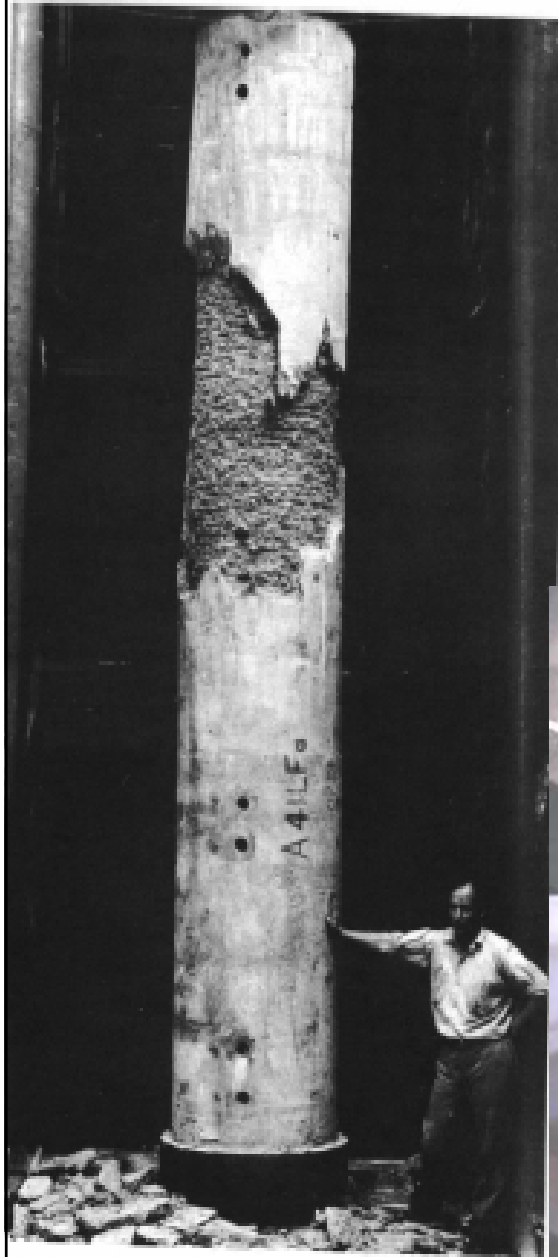
$\frac{N_u}{bh f'_c}$	K
0.000	0.50
.075	0.60
.150	.70
.250	.70
.300	0.65
.400	.53
.500	0.42
>0.600	0.30

روش معکوس بار
برای آنالیز مقاطع مناسب می باشد .
روش مناسب برای مقاصد طراحی روش **منحني هم بار** می باشد.



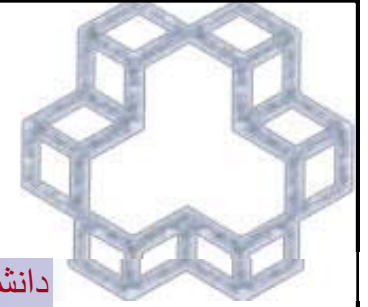
۲- ستونهای بلند

استونهای پیک



جزوه بتن ۲

تدوین: دکتر سید بهرام بهشتی



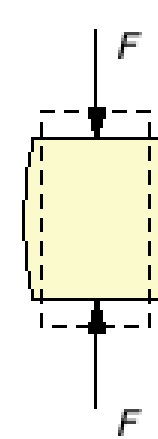
مقدمه:

استفاده از روش مقاومت نهایی و کاربرد بتن و فولاد با مقاومت بالا سبب کاربرد روز افزون ستونهای لاغر گشته است.

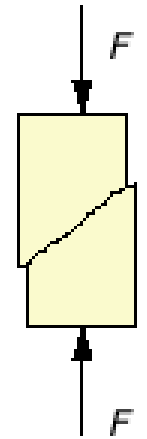
شکست ستونهای لاغر بسیار متفاوت تر از ستونهای کوتاه است. در این حال ابعاد هندسی ستون (لاغری) و سختی (مدول یانگ) در برآورد مقاومت ستون بسیار مهم خواهند بود. زوال ستون قبل از آنکه مقطع به مقاومت مصالح خود برسد تحت اثر کمانش خواهد بود. چنین حالتی را با فشار دادن یک کارت شناسایی، خود می توانید تجربه کنید.



ستون کوتاه



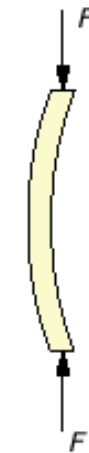
مصالح شکل پذیر



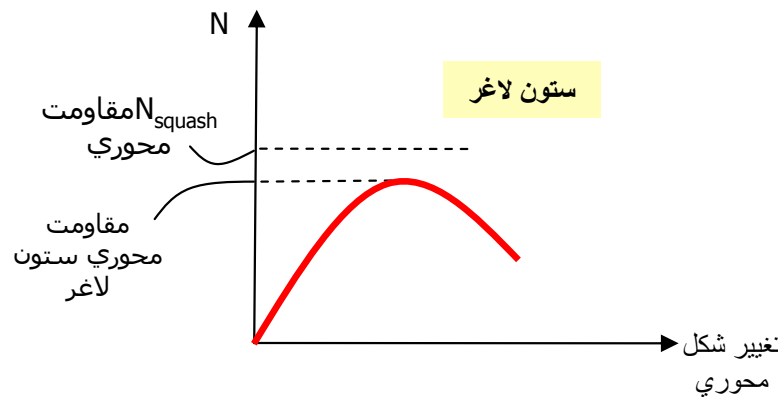
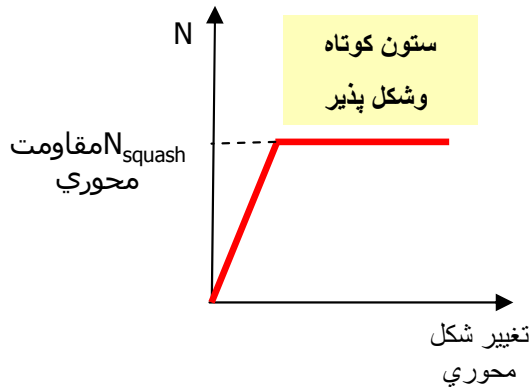
مصالح ترد

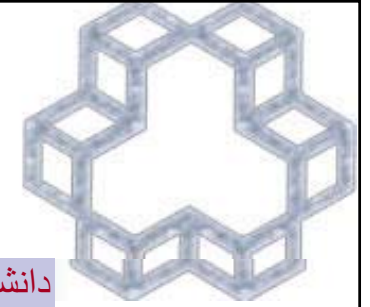


ستون بلند



کمانش



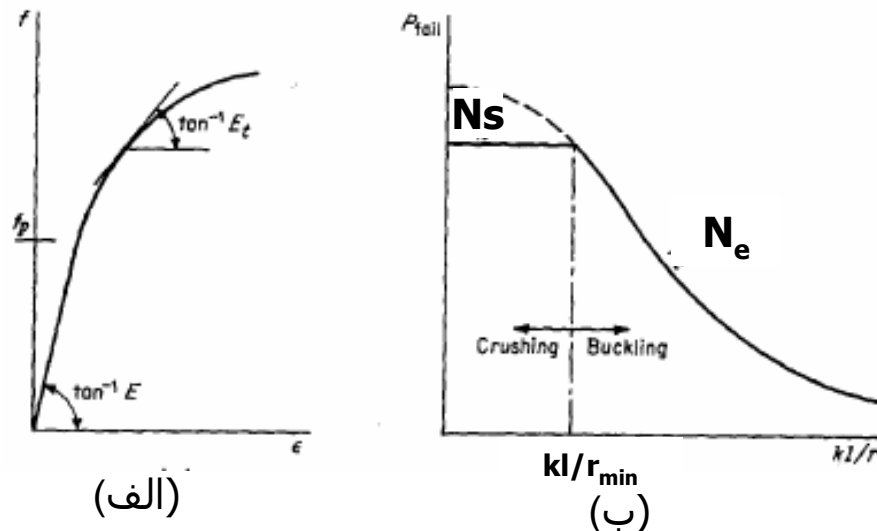
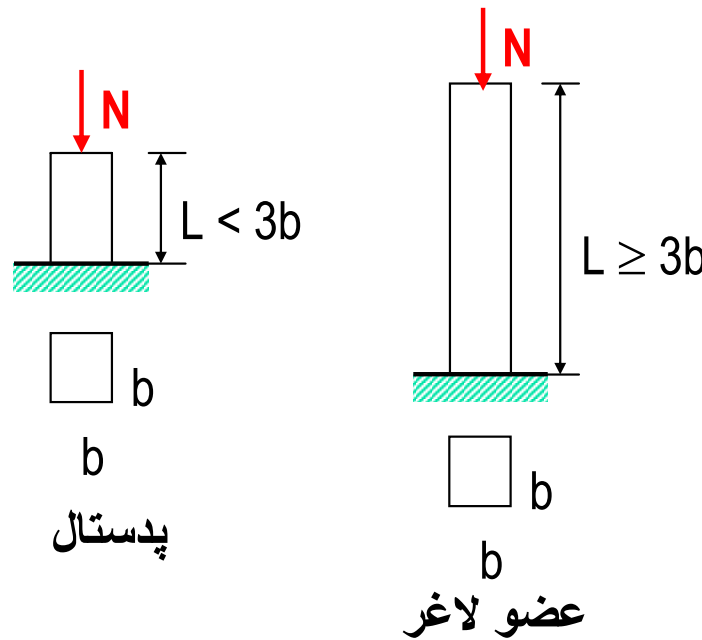


لاغری به عنوان معیاری برای شناسایی ستون لاغر

برای اعضای بلند، نسبت L_e/r (نسبت طول مهار نشده L_u به شعاع ژیراسیون) پارامتر معرف لاغری معرفی شده است. برای این اعضاء، کمانش کنترل کننده مقاومت است.

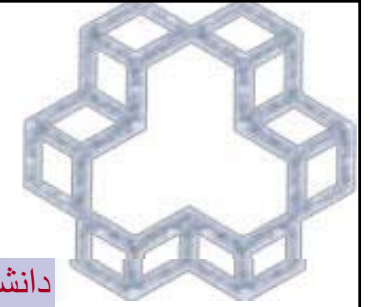
Note : $r = \sqrt{I/A}$

مسائل پایداری که در اثر لنگرهای ثانویه می باشند روز به روز در مکانیک سازه ها مهم تر می گردند.



کمانش ستونها را می توان به دو محدوده ارتجاعی و غیر ارتجایی تقسیم بندی نمود. در کمانش ارتجاعی، در لحظه ناپایداری تنش در مقاطع در محدوده الاستیک بوده و در اثر حذف بار ستون به حالت اولیه بدون بار بر می گردد. در این حال استفاده از رابطه اویلر جهت تخمین بار کمانشی بر اساس مدول ارتجاعی اولیه قابل استفاده است. اگر منحنی تنش-کرنش ستون بتن آرمه را مطابق شکل (الف) در نظر بگیریم، چنانچه سطح تنشهای وارده بیشتر از حد تناسب f_p باشد، مدول مماسی E_t جایگزین مدول ارتجاعی می شود. اگر در اثر افزایش بار محوری کمانش اتفاق افتد و تنش از حد تناسب بیشتر شود، به آن کمانش غیر ارتجاعی گویند و در فرمول اویلر می باید بجای مدول ارتجاعی، مدول مماسی را جایگزین نمود. با افزایش تنش E_t کاهش می یابد. منحنی تغییر بار کمانشی بر اساس لاغری را اصطلاحاً منحنی ستون گویند که نشان دهنده کاهش ظرفیت ستون در اثر افزایش لاغری است (منحنی ب). آزمایشات نشان داده اند:

- ۱- اگر لاغری کمتر از یک مقدار kl/r_{min} گردد شکست بتن در اثر شکست مقطع است و در این حال نمی توان از رابطه اویلر استفاده نمود.
- ۲- اگر لاغری بیشتر از یک مقدار kl/r_{min} گردد شکست ستون در اثر کمانش اتفاق افتاده و مقاومت ستون با افزایش لاغری کاهش می یابد.



فرمول اوپلر

کمانش ستون تحت بار هم مرکز

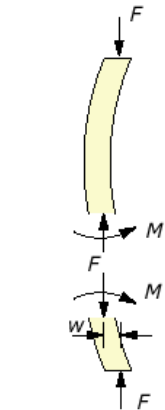
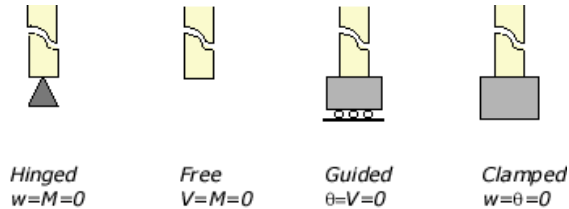
کاهش مقاومت توسط نسبت لاغری کنترل می گردد. معیار محاسبه لاغری بر اساس طول یک ستون دو سر مفصل می باشد. طول معادل دو سر مفصل ستون با فید در انتها توسط رابطه KL_u اندازه گیری می شود که K ضریب طول موثر و L_u طول مهار نشده است.

فاکتور بسیار مهم در محاسبه طول دو سر مفصل معادل سیستم سازه ای است که ستون بخشی از آن می باشد.
مهار شده: از تغییر مکان جانبی دو انتهای عضو تحت فشار ممانعت به عمل آمده است.
مهار نشده: از جابجایی جانبی نسبی دو سر ستون ممانعت به عمل نیامده است.

$$N_c = \frac{\pi^2 E_t I}{(k L_u)^2}$$

- N_c = بار کمانشی
- E_t = مدول مماسی در بار کمانشی
- I = ممان اینرسی مقطع موثر
- KL_u = طول معادل دو سر مفصل
- k = ضریب طول موثر
- L_u = طول واقعی مهار نشده

ضریبی است که بستگی به شرایط تکیه گاهی ستون دارد



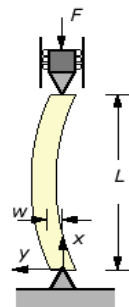
Free body diagram

$$Fv - M = 0$$

$$M = EI \frac{d^2 w}{dx^2} = -EI \frac{d\theta}{dx}$$

$$-EI \frac{d^2 w}{dx^2}$$

$$\frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{F}{EI} w = 0$$



Simply supported column subjected to axial load F

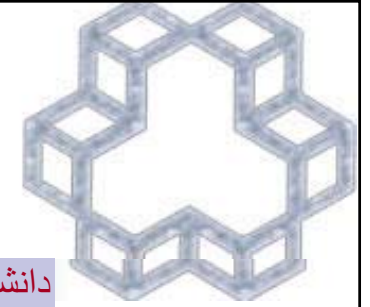
$$w'' + k^2 w = 0, \quad k^2 = \frac{F}{EI}$$

$$w = A \sin(kw) + B \cos(kw)$$

$$x = 0, w = 0 \rightarrow B = 0$$

$$x = L, w = 0 \rightarrow A \sin(kL) = 0 \rightarrow kL = n\pi \rightarrow k = \frac{n\pi}{L} \Rightarrow \frac{F}{EI} = \frac{N^2 \pi^2}{L^2}$$

$$n = 1 \rightarrow F = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

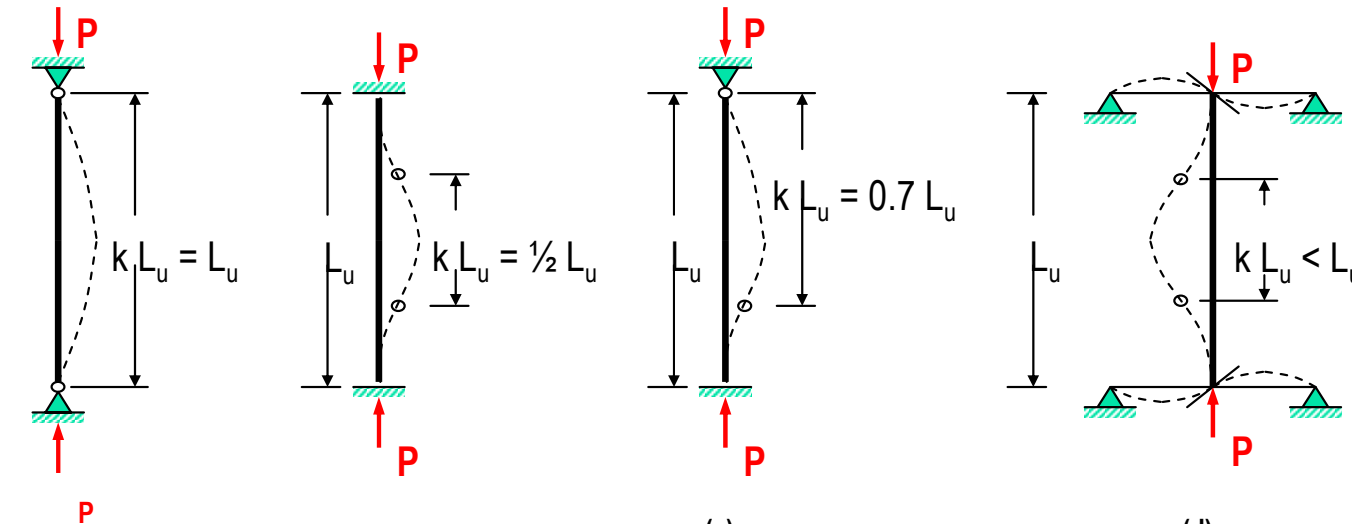


طول معادل دو سر مفصل

برای سیستم
مهار شده $k \leq 1.0$

طول موثر L_e از فاصله دو
نقطه عطف مشخص در
شکل کمانش یافته اندازه
گیری می شود.

برای سیستم
مهار نشده $k > 1.0$

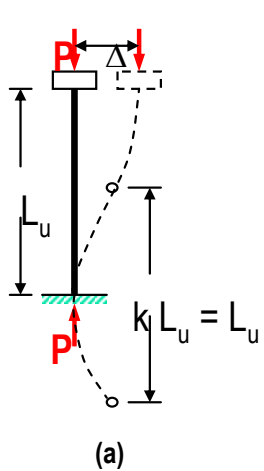


(a) دو سر مفصل

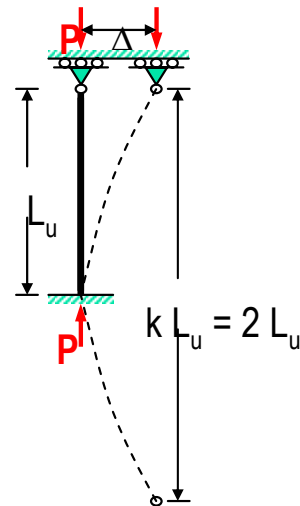
(b) دو سر گیردار

(c) یک سر مفصل-یک سر گیردار

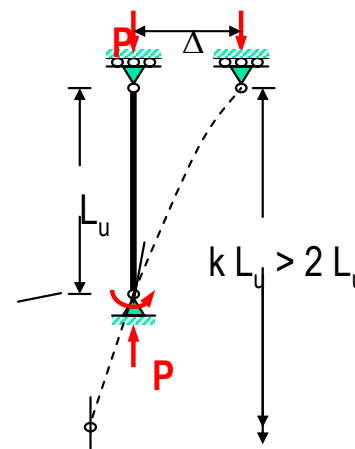
(d) دو سر نیمه گیردار



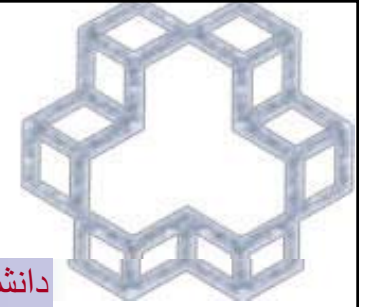
دو سر گیردار با امکان
جابجایی جانبی



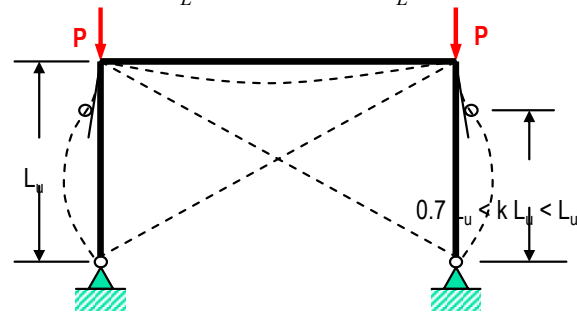
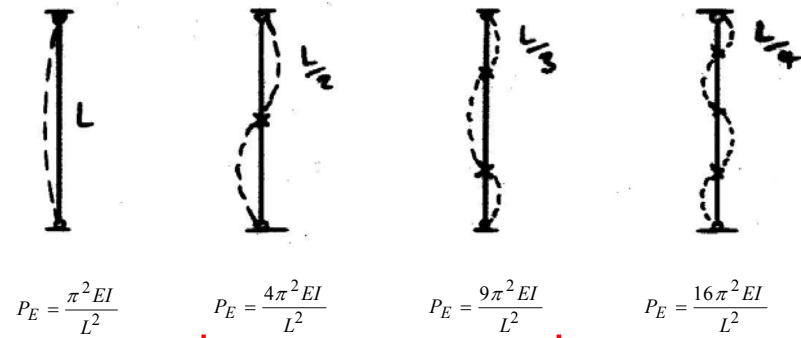
(b) یک سر مفصل یک سر گیردار
با امکان جابجایی جانبی



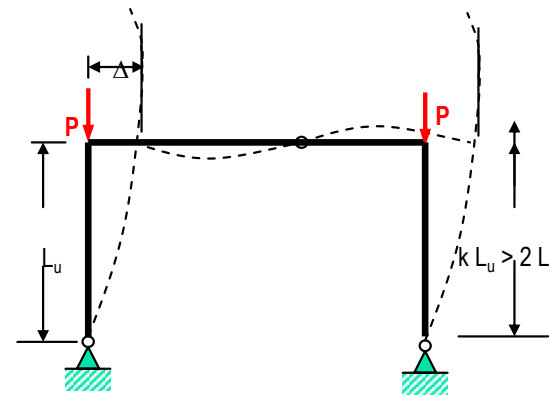
(c) یک سر مفصل یک سر نیمه گیردار
با امکان جابجایی جانبی



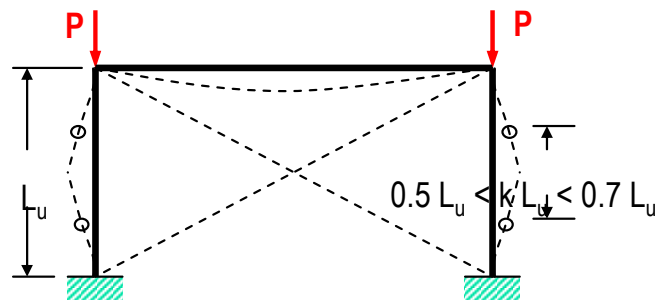
طول موثر قابها



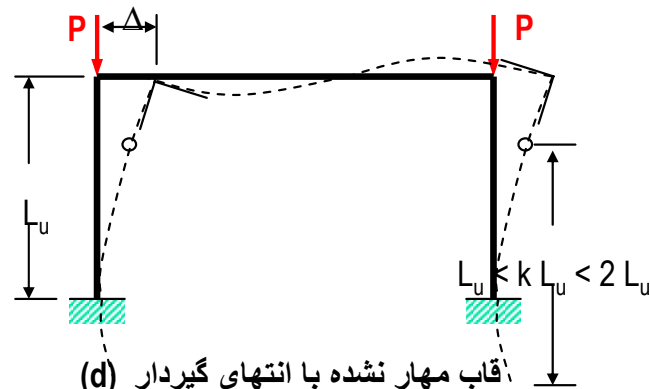
قاب مهار شده با انتهای مفصلی (a)



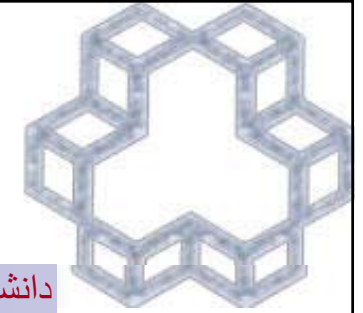
قاب مهار نشده با انتهای مفصلی (b)



قاب مهار شده با انتهای گیردار (c)



قاب مهار نشده با انتهای گیردار (d)

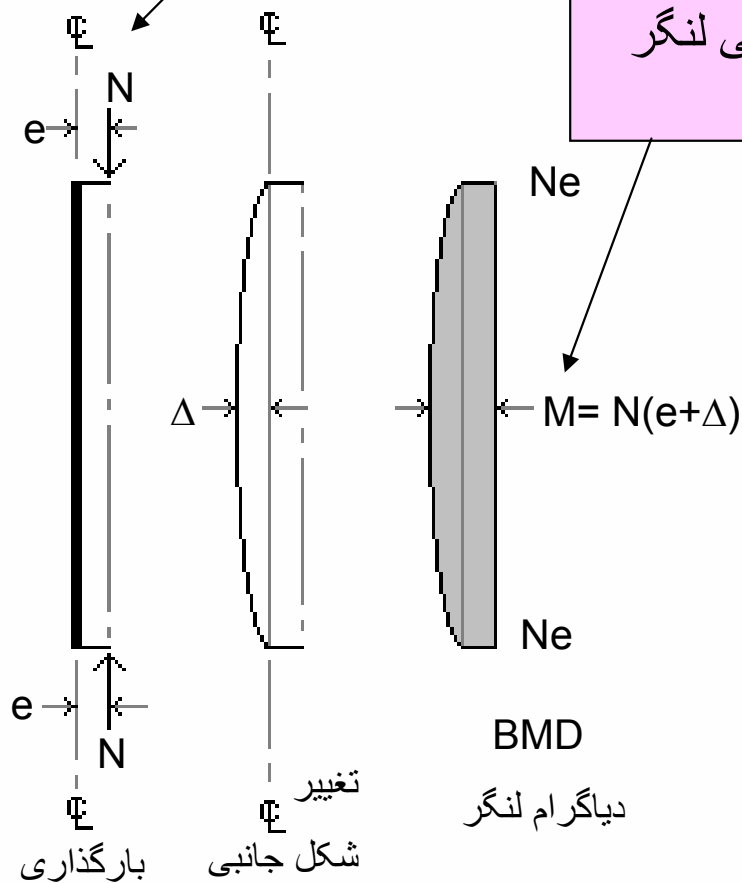


ستون دو سر مفصل رابا خروج از مرکزیت اولیه e

مقاومت ستونهای لاغر

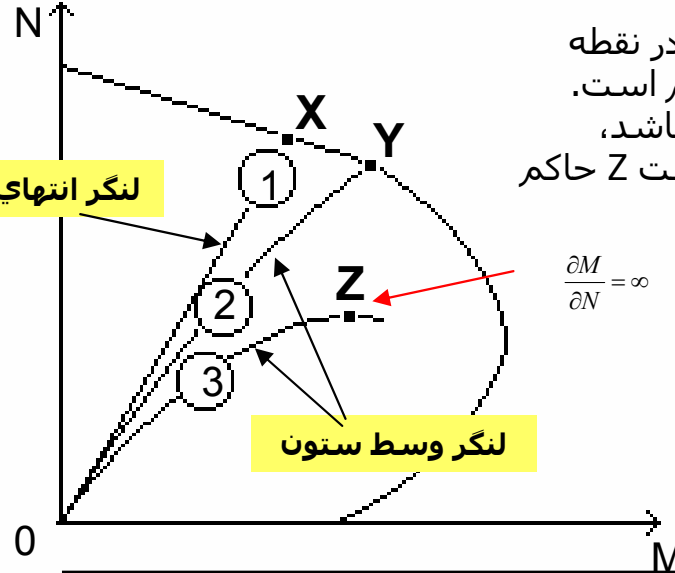
اگر ستون به اندازه کافی کوتاه باشد، Δ در نقطه شکست X بسیار کم است.
 اگر ستون لاغر باشد، در نقطه شکست Y مقدار Δ کم است.
 اگر ستون خیلی لاغر باشد، مقدار Δ در نقطه شکست Z حاکم بر رفتار است.

در اثر تغییر شکل جانبی لنگر افزایش می یابد

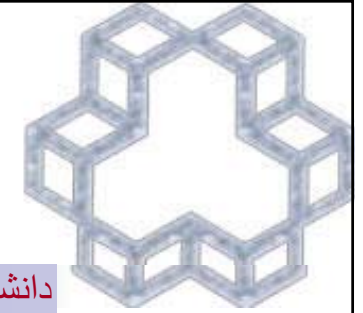


لنگر انتهای ستون

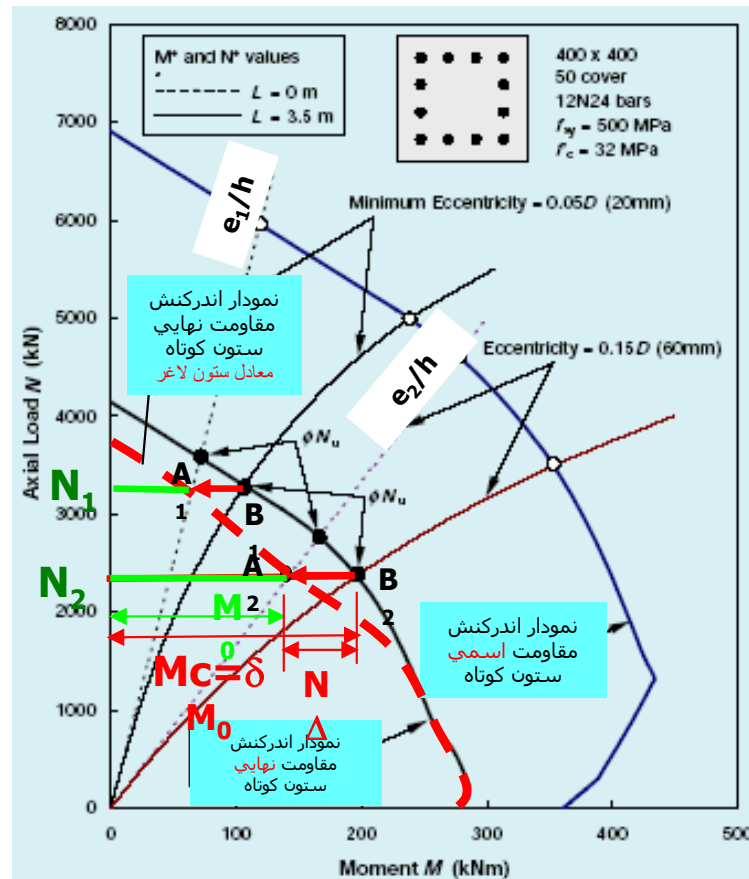
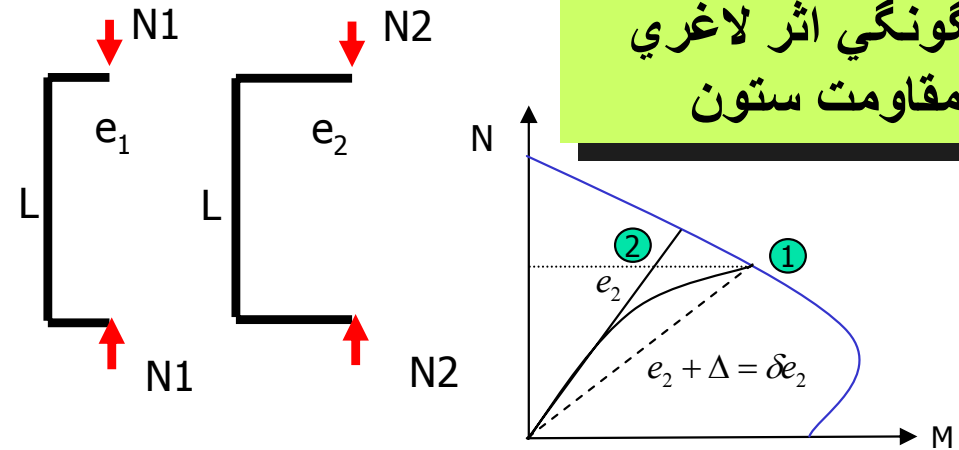
لنگر وسط ستون



- 1 : ستون کوتاه
- 2 : ستون لاغر (خرابی مصالح)
- 3 : ستون خیلی لاغر (خرابی پایداری)



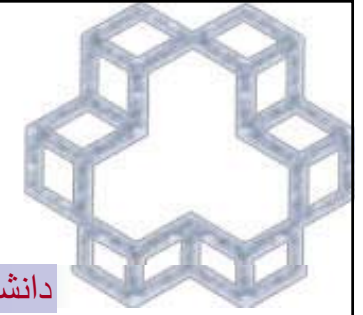
چگونگی اثر لاغری در مقاومت ستون



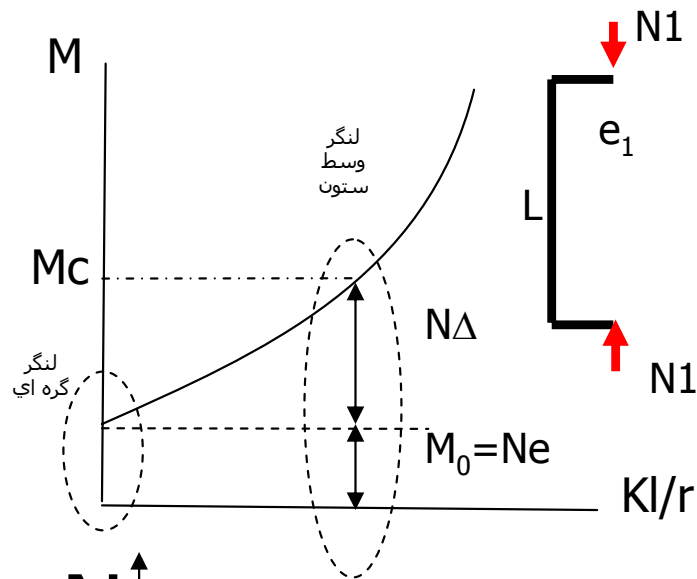
ستون لاغر با مقطع و منحنیهای شکست نشان داده شده در شکل مقابل را که تحت بار محوری با دو خروج از مرکزیت e_1 و e_2 قرار گرفته در نظر بگیرید. ستون فوق به ترتیب تحت بارهای N_1 و N_2 در محل وسط آن به علت جمع لنگرهای حاصل از اضافه لنگرهای ثانویه و اولیه خراب می گردند. بطور مثال برای ستون e_2 وقتی به بار N_2 می رسد نقطه بارگذاری در وسط آن مسیر منحنی O-B2 و بالای ستون مسیر مستقیم O-A2 را می پیماید. مشخص است که وسط ستون به علت لنگر اضافی ناشی از خروج مرکزیت اضافی ناشی از شکم ستون (اثر $N\Delta$) زودتر از مسیر میان بر (منحنی) به منحنی شکست مقطع ستون می رسد، در حالیکه بالای ستون سالم می ماند. از آنجا که ما در محاسبات درجه اول نیروهای گرهی را داریم باید ستون بتواند لنگر افزوده وسط ستون را که در محاسبات درجه اول معلوم نمی باشد، تحمل نماید، لذا باید با اعمال ضریبی لنگر بالای ستون را به لنگر وسط افزایش داده تبدیل کنیم و لذا ستون با چنین لنگری مطمئناً بار کمتری را تحمل خواهد کرد. به طریقی دیگر نیز می توان عمل نمود، بدین ترتیب که چنانچه ستون به این بار محوری N_2 و لنگر $N_2 e_2$ رسید نشان دهنده شکست ستون باشد. بدین جهت باید نقطه A2 نشان دهنده نقطه شکست ستون کوتاه معادل باشد و لذا با اتصال نقاط A_1 و A_2 که برای خروج از مرکزیت دیگر e_1 بدست آمده منحنی شکست ستون معادل کوتاه ستون لاغر اصلی را بدست آورد. لذا بطور خلاصه طراحی ستون لاغر چنین است:

۱- اثر لاغری به شکل افزایش لنگر بالای ستون در لحظه رسیدن ستون به بار محوری N_2 و شرط خرابی بر اساس همان منحنی مقاومت مقطع ستون واقعی. این فرآیند اساس روش تشدید لنگر می باشد.

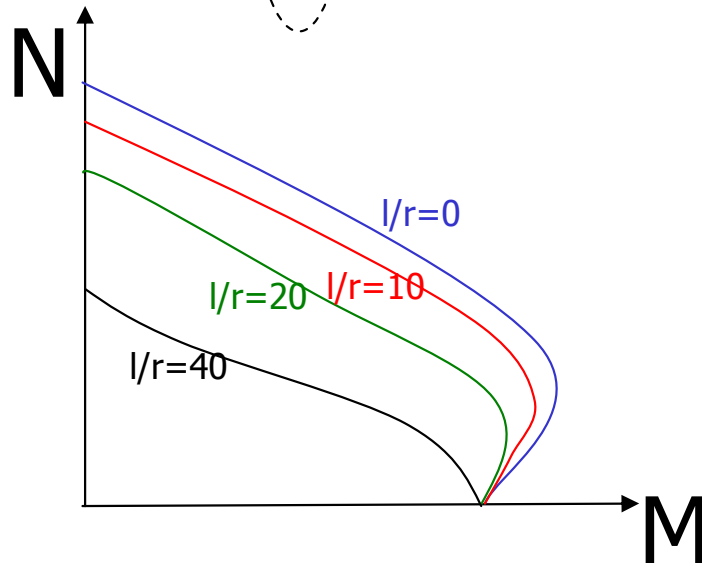
۲- تهیه منحنی کاهش یافته مقاومت ستون کوتاه معادل به شکل منحنی خط چین. این منحنی برای ستون فوق با خروج از مرکزیتها متفاوت برای يك لاغری مشخص در صفحه N-M قابل رسم است. این فرآیند اساس روش تقلیل ظرفیت می باشد.



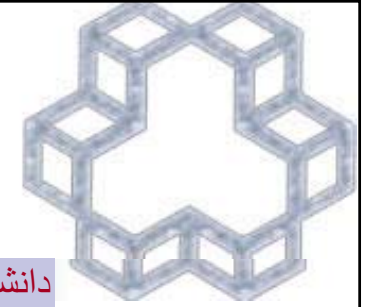
چگونگی اثر لاغری در میزان لنگر ثانویه



چنانچه در شکل مقابل ملاحظه می گردد، برای یک بارگذاری دلخواه که تولید لنگر خمشی M_0 می کند، ظهور نیروی محوری N باعث ایجاد لنگر اضافی می شود که مقدار آن در اعضای لاغرتر بزرگتر است. لذا در ACI و آبا، لاغری در کاهش مقاومت با استفاده از روش تشدید لنگر اثر داده می شود. بدین معنی که مطابق شکل مقابل جمع اثر لنگر خمشی اولیه و ثانویه توسط ضرب مقدار خمش اولیه در ضریب δ بدست می آید.



چنانچه منحنیهای شکست ستون بر اساس لاغریهای مختلف رسم گردد ملاحظه می شود که با افزایش نیروی محوری و مهمتر شدن میزان لنگرهای درجه دوم، منحنی شکست ستون لاغر از ستون کوتاه دور می گردد. بطوریکه هرچه لاغری بیشتر باشد این جدایش بیشتر بوده و لذا ستون ضعیفتر می شود.



تعیین ضریب طول موثر برای قابهای صلب

ضریب طول موثر K تابعی از ضرایب گیرداری ψ_B و ψ_A در دو گره انتهایی است.

$$\psi = \frac{\sum EI / L \text{ (برای ستونها)}}{\sum EI / L \text{ (برای تیرها)}}$$

ضریب طول موثر بر اساس منحنیهای صفحه بعد و یا روش تقریبی زیر قابل محاسبه می باشد (این مقادیر حد بالایی می باشند).

۱- قاب مهار شده: از کوچکترین مقدار حاصل از دو رابطه زیر:

$$k = 0.7 + 0.1\psi_m \leq 1, \quad k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \leq 1$$

ψ_m = متوسط ψ دو انتهای عضو فشاری

ψ_{\min} = کوچکترین مقدار ψ دو انتهای عضو فشاری

در جهت اطمینان می توان مقدار k را برابر ۱ فرض نمود.

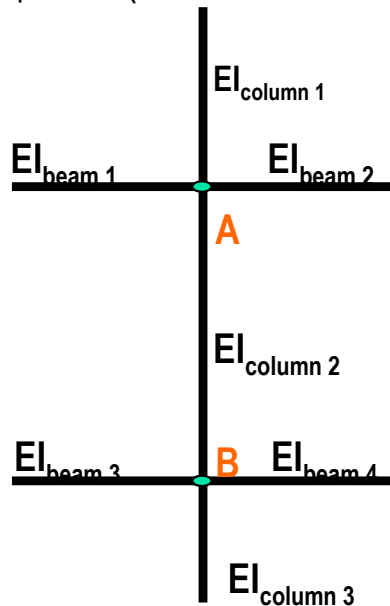
۲- قاب مهار نشده: از کوچکترین مقدار حاصل از دو رابطه زیر:

$$\psi_m \leq 2 \rightarrow k = (1 - 0.05\psi_m) \sqrt{1 + \psi_m}$$

$$\psi_m \geq 2 \rightarrow k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

$\psi = 0$ (انتهای گیردار)
 $\psi = 10$ (انتهای مفصلی)
 $\psi = \infty$ (انتهای مفصلی - تئوری)

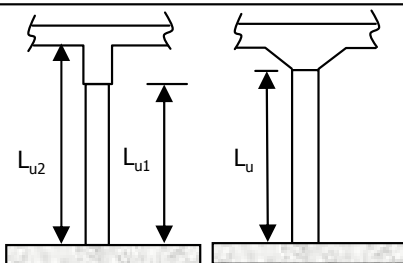
خواهیم دید که برای محاسبه ضریب تشدید نیازمند محاسبه بار کمانشی هستیم. لذا پیشتر باید در مورد محاسبه طول موثر ستون پیشتر بدانیم

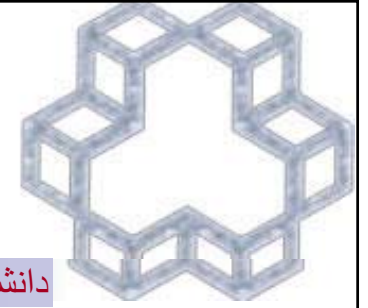


$$I_{\text{beam}} = 0.35 I_{\text{gb}}$$

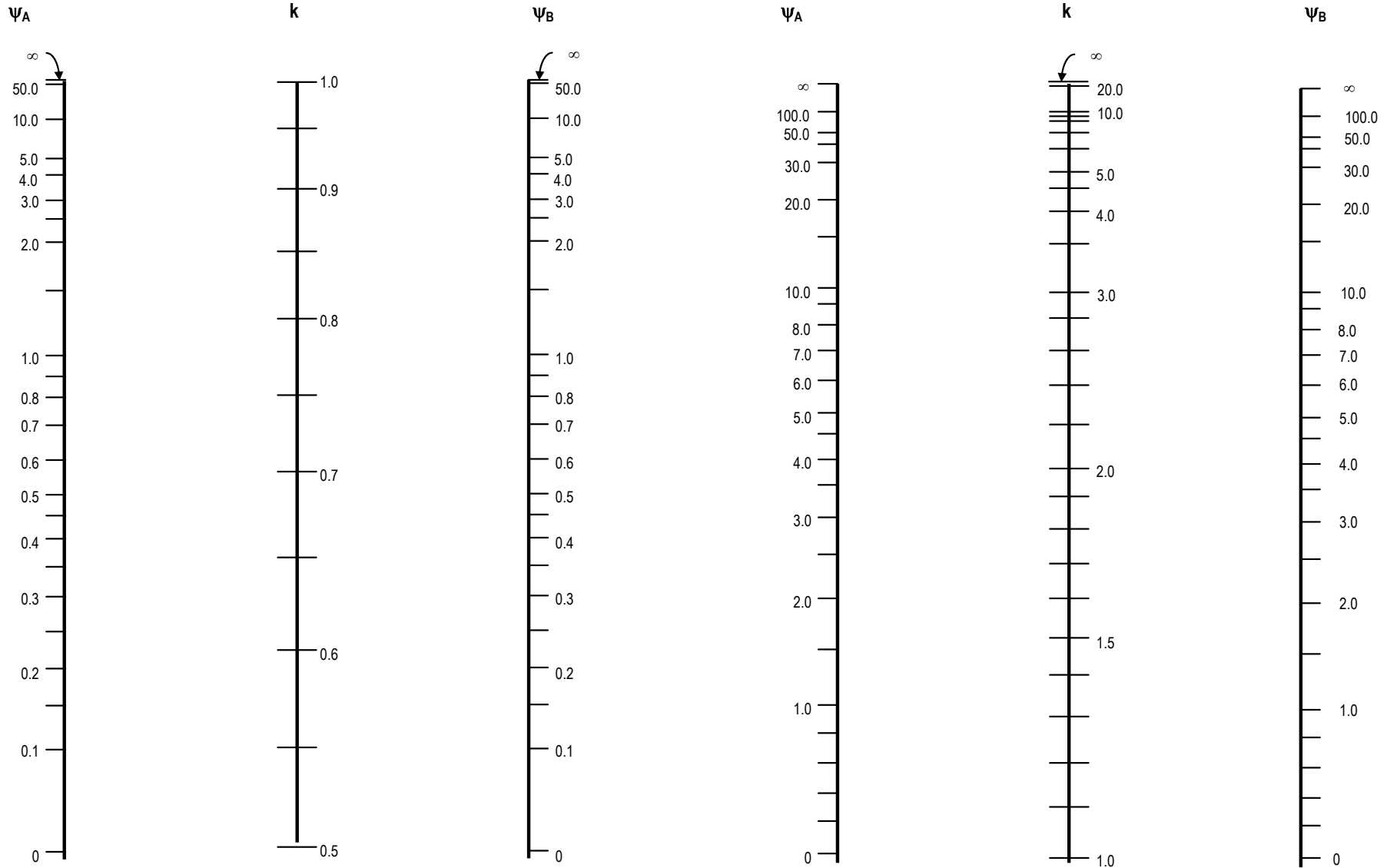
$$I_{\text{column}} = 0.7 I_{\text{gc}}$$

تعریف طول آزاد در محاسبه لاغری



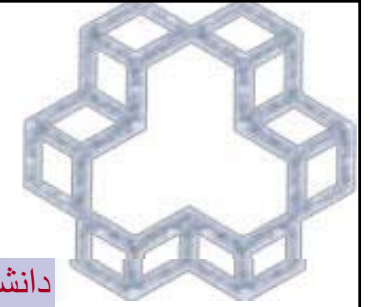


ALIGNMENT CHARTS FOR EFFECTIVE LENGTH FACTOR, k



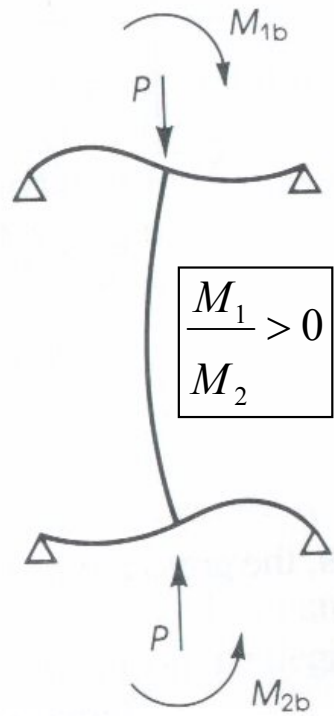
(a) مهار شده

(b) مهار نشده



نسبت لنگر دو انتها

نسبت لنگر در دو انتهای عضو $M_2 > M_1$ (بین - و +)



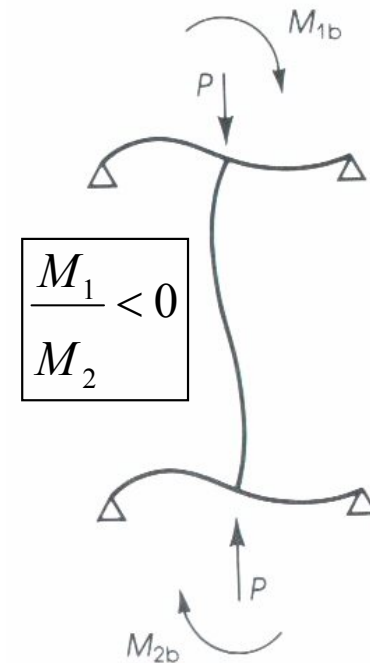
انحنای یک طرفه

$$|M_{1b}| < |M_{2b}| ;$$

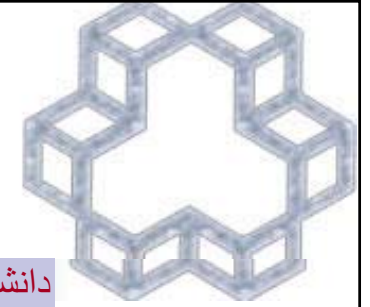
مقدار تقریبی r

برای ستون مستطیلی: $r = 0.3h$

برای ستون دایره ای: $r = 0.25D$



انحنای دو طرفه



اثر لاغری در طراحی ستون

- | | |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| k = ضریب طول موثر | I = ممان اینرسی مقطع |
| L_u = طول مهار نشده | A = سطح ناخالص مقطع |
| r = شعاع ژیراسیون = $\sqrt{I/A}$ | M_1 = لنگر خمشی کوچکتر انتهای عضو |
| | M_2 = لنگر خمشی بزرگتر انتهای عضو |

برای سیستم مهار بندی شده

$$KL_u/r \leq 34 - 12M_1/M_2$$

ABA 13-7-3

ABA 13-7-4

$$KL_u/r \leq 22$$

برای سیستم مهار بندی نشده

$$\frac{k L_u}{r} = 100$$

$$\frac{k L_u}{r} > 200$$

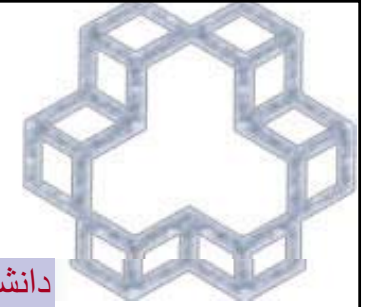
KL_u/r

لاغری نادیده گرفته می شود

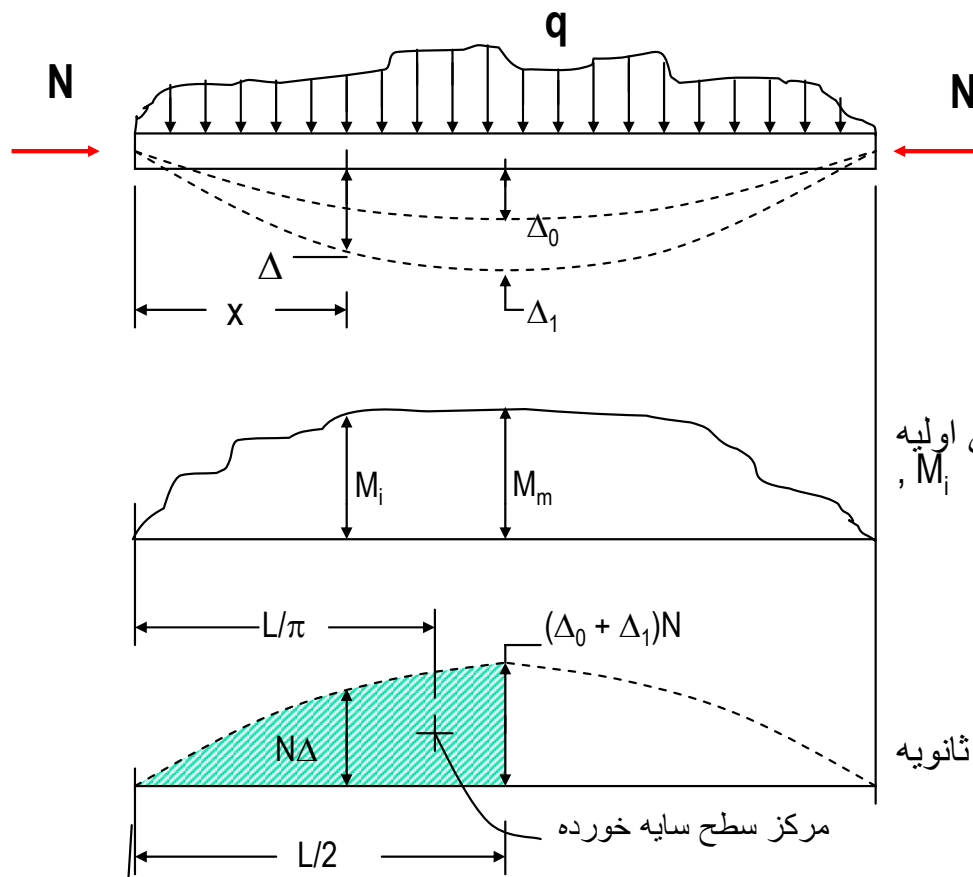
روش تشدید لنگر یا تقلیل ظرفیت

تحلیل درجه دوم باید انجام گردد

مجاز نمی باشد



ضریب تشدید لنگر برای اعضاء با انحناء یکطرفه بدون جابجایی جانبی



لنگر خمشی اولیه
, M_i

لنگر خمشی ثانویه
, $N\Delta$

مطابق شکل چنانچه لنگر اولیه بر ماکزیمم خیز در وسط تیر بر هم منطبق باشند، بر اساس روش لنگر سطح، خیز وسط دهانه Δ_1 برابر لنگر دیاگرام M/EI میان تکیه گاه و نقطه وسط تیر نسبت به تکیه گاه می باشد

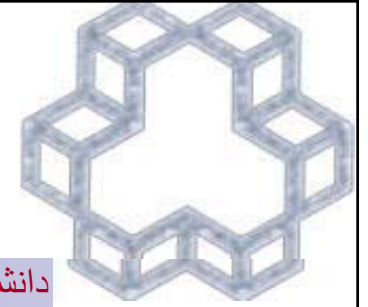
$$\Delta_1 = \frac{N(\Delta_0 + \Delta_1)}{EI} \left[\frac{L}{2} \times \frac{2}{\pi} \times \frac{L}{\pi} \right]$$

$$\Delta_1 = \frac{NL^2(\Delta_0 + \Delta_1)}{\pi^2 EI}$$

که:

Δ_0 = خیز ناشی از لنگر اولیه

Δ_1 = خیز اضافی ناشی از لنگر ثانویه



و لذا

که $\alpha = NL^2 / (\pi^2 EI) = N/N_c$
از آنجا که Δ_{max} جمع Δ_0 و Δ_1 است

لنگر خمشی ماکزیمم به همراه اثر بار محوری

$$\Delta_1 = \Delta_0 \left[\frac{\frac{NL^2}{\pi^2 EI}}{1 - \frac{NL^2}{\pi^2 EI}} \right] = \Delta_0 \left[\frac{\alpha}{1 - \alpha} \right]$$

$$\Delta_{max} = \Delta_0 + \Delta_1 = \Delta_0 + \Delta_0 \left[\frac{\alpha}{1 - \alpha} \right] = \left[\frac{\Delta_0}{1 - \alpha} \right]$$

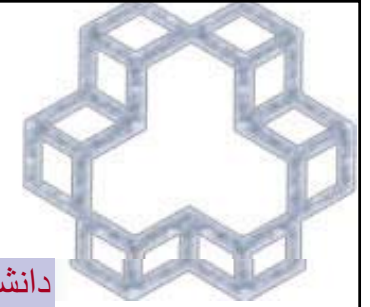
$$M_{max} = M_m + N\Delta_{max} = M_m \left[\frac{C_m}{1 - \alpha} \right] = M_m \delta$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \alpha} = \text{ضریب تشدید}$$

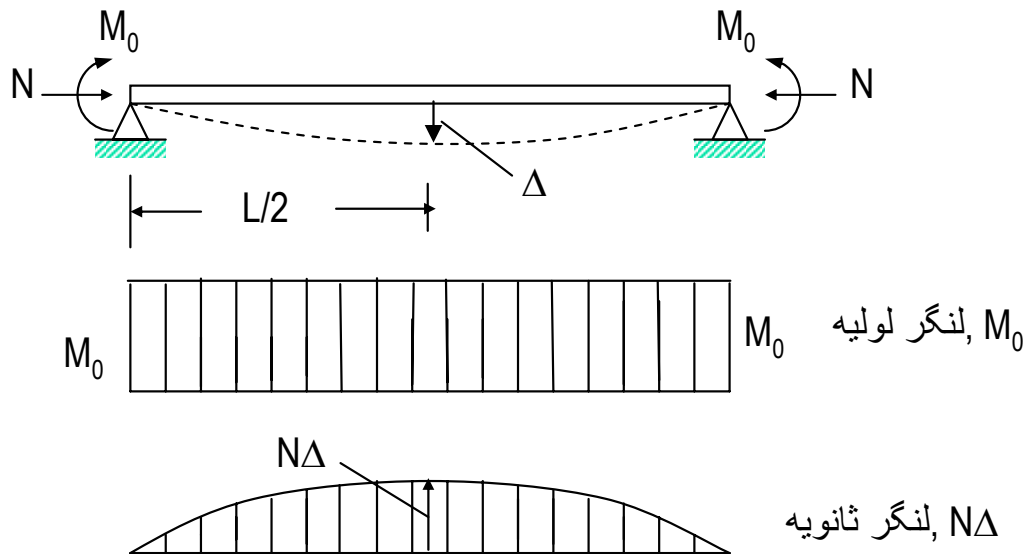
$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \Delta_0}{M_m L^2} - 1 \right) \alpha$$

$$C_m = 1 + \left(\frac{N_c \Delta_0}{M_m} - 1 \right) \alpha = 1 + \left(\frac{M_c}{M_m} - 1 \right) \alpha$$

در مثال مقابل فرض گردیده است که لنگر حداکثر M_2 که لازم است به علت لاغری تشدید گردد در میانه ستون اتفاق می افتد. در مواقع دیگر ممکن است لنگر فوق در محل حداکثر لنگر ثانویه ناشی از خروج از مرکزیت نیروی محوری منطبق نباشد. مثلاً این لنگر در نزدیک دو انتها و یا در انتهای ستون باشد. لازم به توضیح است که ضریب تشدید لنگر در واقع همان $\frac{1}{1-\alpha}$ است و C_m که در M_2 (M_m) ضرب می گردد این معنی را می دهد که فرض می شود که لنگر واقعی به لنگر یکنواختی معادل $C_m M_2$ در سرتاسر طول ستون تبدیل می شود (چرا که ممکن است حاصل فوق کمتر از M_2 شود). همانطور که از محاسبات مقابل دیده شد در بدست آوردن تشدید کننده لنگر فرض می شود که حداکثر لنگر در میانه ستون وجود دارد. چنانچه لنگر حداکثر در یکی از دو انتهای ستون بوجود آید، طراحی می بایست بر مبنای یک لنگر یکنواخت معادل $C_m M_2$ باشد که منجر به همان لنگر حداکثر پس از تشدید شود. از مثال حل شده مقابل مشخص است که در مواردی که اعضای فشاری تحت بارهای عرضی بین تکیه گاهی قرار گیرد، لنگر حداکثر می تواند در مقطعی دور از انتهای عضو بوجود آید. در این حالت مقدار بزرگترین لنگر محاسبه شده که ممکن است در هر نقطه ای از طول بوجود آید برای مقدار M_2 مورد استفاده قرار گیرد. مقدار C_m برای انواع بارگذاری در جدول صفحه بعد بطور تقریب محاسبه شده است. ملاحظه می گردد که در حالیکه لنگر اولیه مثبت است، حداکثر تغییر شکل جانبی بر حداکثر لنگر اولیه منطبق است. در حالیکه وقتی لنگر منفی در تکیه گاه وجود دارد، احتمال انطباق کاهش می یابد. در آیین نامه برای ستونهای تحت بار در بین دو گره به علت احتمال زیاد انطباق محل حداکثر لنگر خمشی اولیه و ثانویه در جهت اطمینان مقدار $C_m = 1$ فرض می گردد. با افزایش لاغری ضریب تشدید لنگر افزایش می یابد.



بطور مثال برای ستون با لنگرهای مساوی در دو انتها که خمش تک جهت ایجاد نمایند مقدار C_m را محاسبه می نمایم

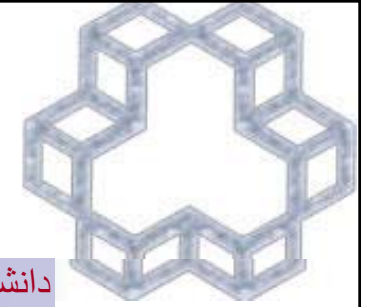


$$C_m = 1 + \left(\frac{N_c \Delta_0}{M_0} - 1 \right) \alpha$$

با جایگزینی زیر خواهیم داشت:

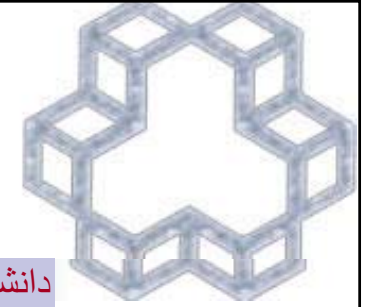
$$\Delta_0 = \frac{M_0 L^2}{8EI}, \quad N_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$C_m = 1 + 0.23\alpha$$



مقدار ضریب C_m برای اعضای مهار شده

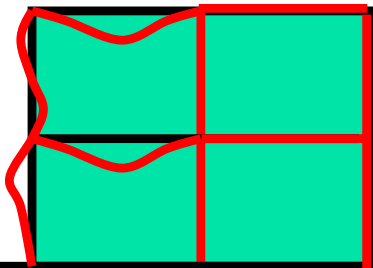
حالت	$C_m (M+)$	$C_m (M-)$	ننگر اولیه خمشی
	$1.0 + 0.2\alpha$	-	
	1.0	-	
	$1.0 - 0.2\alpha$	-	
	$1.0 - 0.3\alpha$	$1.0 - 0.4\alpha$	
	$1.0 - 0.4\alpha$	$1.0 - 0.4\alpha$	
	$1.0 - 0.4\alpha$	$1.0 - 0.3\alpha$	
	$1.0 - 0.6\alpha$	$1.0 - 0.2\alpha$	
	فرمول کلی صفحه قبل	موجود نیست	



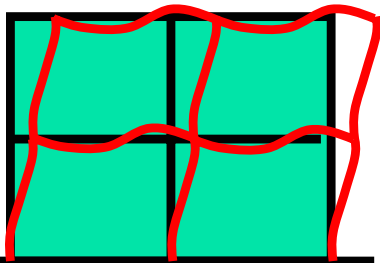
روش آیین نامه ای طراحی ستونهای لاغری

در آیین نامه آبا دو روش برای اثر لاغری در طراحی ستونها در نظر گرفته شده است

۱- روش تشدید لنگر



قاب مهار شده



قاب مهار نشده

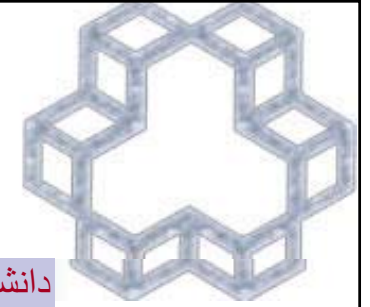
چنانچه اشاره گردید، با ثابت نگه داشتن بار محوری لنگرهای وارده توسط ضریب تشدید که نشان دهنده اثر لاغری است افزوده می گردد و سپس ستون مطابق ستون کوتاه طراحی می گردد. به علت اختلاف طبیعت کمانش تحت بارهایی که جابجایی جانبی کمی ایجاد می نمایند (بارهای ثقلی- M_{2b}) و بارهایی که تغییر مکان جانبی زیادی ایجاد می نمایند (بارهای جانبی- M_{2s})، آیین نامه ها ضرایب تشدید را برای لنگرهای حاصله از دو بارگذاری فوق مجزا حساب نموده و در لنگرهای متناظر ضرب می کنند و سپس اثرات دو بارگذاری جهت طراحی مطابق رابطه مقابل با هم جمع می گردند.

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

علت این امر آن است که کمانش ستون در یک قاب با امکان جابجایی جانبی نمی تواند مستقل از سختی دیگر ستونهای طبقه مورد نظر باشد و لذا باید در محاسبه بار کمانشی توجه نمود که در چنین مواقعی کل ستونهای طبقه با یکدیگر به بار کمانشی می رسند. در حالیکه در قابهای مهار شده کمانش ستونها ناشی از دوران گره های دو انتها بوده و می توانند مستقل از دیگر ستونهای طبقه به بار کمانشی برسند.

۲- روش تقلیل ظرفیت باربری

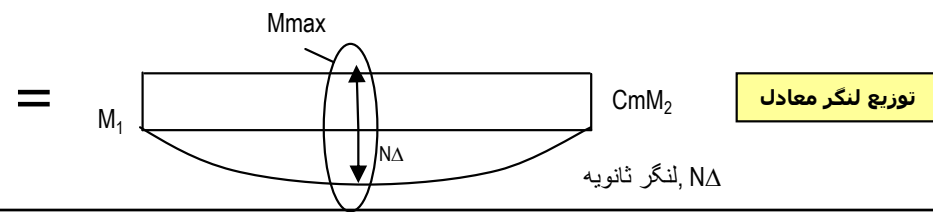
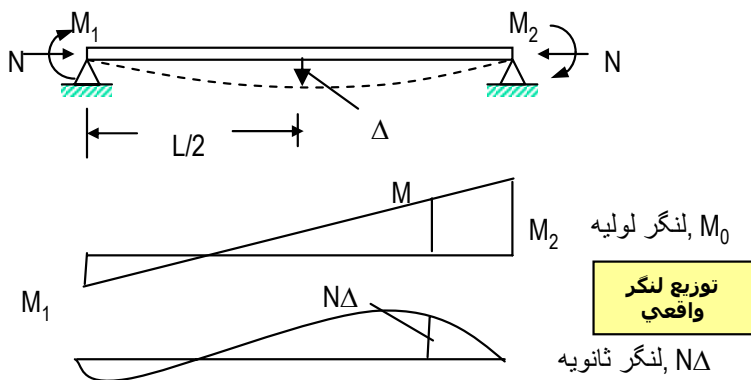
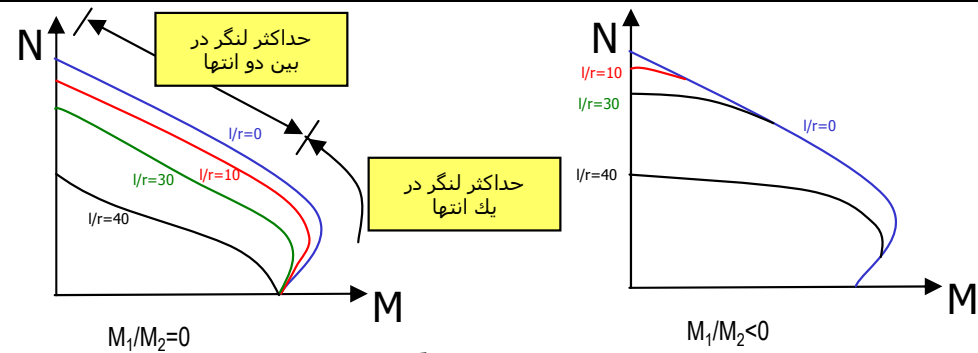
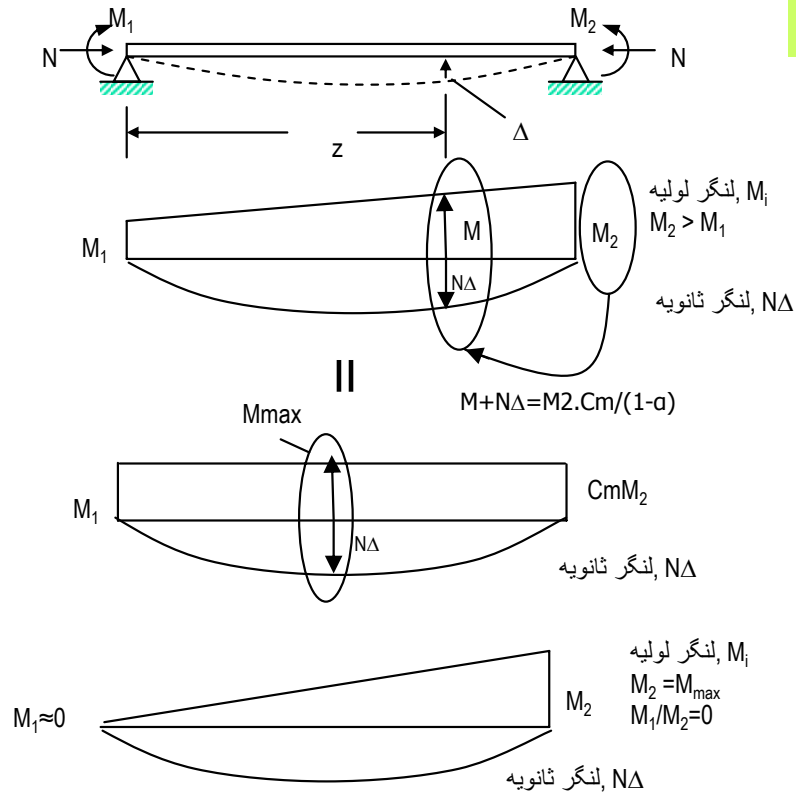
در این روش اثر لاغری به صورت کاهش ظرفیت باربری مقاوم قطعه فشاری منظور می شود. بدین ترتیب که بار محوری و لنگر خمشی مقاوم قطعه لاغر کمتر از مقادیر نظیر برای قطعه غیر لاغر در نظر گرفته می شود. ضریب تقلیل باربری R که در این روش بکار برده می شود کوچکتر از یک است و در بار محوری و لنگر خمشی مقاوم قطعه ضرب می شود و یا بار محوری و لنگرهای خمشی بدست آمده از تحلیل الاستیک معمولی سازه بر آن تقسیم شده و مبنای طراحی قطعه قرار می گیرد. برای اطلاعات بیشتر می توان به بند ۹-۱۳ آبا مراجعه نمود. استفاده از این روش برای ساختمانهای کوتاه متعارف تا چهار طبقه مجاز است.

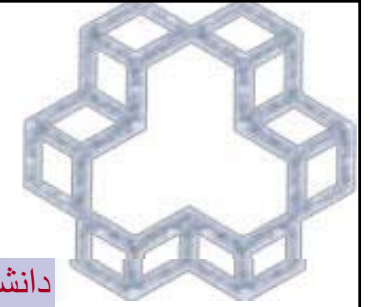


ضریب تشدید لنگر برای اعضاء با لنگر انتهایی بدون جابجایی جانبی

همانطور که ملاحظه شد وقتی لنگر اولیه در طول تیر ثابت باشد، حداکثر لنگر درجه اول و دوم در یک مقطع و وسط ستون اتفاق می افتد. لذا لنگر کل از جمع مقادیر بصورت مستقیم بدست می آید. حال اگر لنگر دو سر عضو بایکدیگر مساوی نباشد، دیگر نمی توان حداکثرهای دو لنگر اولیه و ثانویه را مستقیماً با هم جمع زد. حداکثر لنگر کل در وسط ستون اتفاق نمی افتد و جایی بین وسط و حداکثر لنگر انتهایی قرار دارد. چنانچه لنگر کوچکتر انتهایی خیلی کوچک باشد (مثلاً صفر) لنگر حداکثر کل در محل لنگر حداکثر انتهایی است. به زبان دیگر وقتی $e_1/e_2=0$ باشد اگر خروج از مرکزیت کم باشد حداکثر لنگر کل در بین دو انتها و اگر خروج از مرکزیت زیاد باشد حداکثر لنگر کل در انتها اتفاق می افتد. در واقع در حالت دوم مثل اینست که بگوییم ستون لاغر فوق مانند ستون کوتاه عمل نموده است.

در وضعیتی که لنگرهای دو سر سبب انحنای دو طرفه گردند ($M_1/M_2 < 0$) در لاغری های کم یا بار کم انحنای ستون S شکل بوده، اثر لاغری در اکثر خروج از مرکزیتها می تواند نادیده گرفته شود (مگر در خروج از مرکزیتها کم). با افزایش لاغری و یا افزایش بار نزدیک به شکست انحنای دو طرفه تبدیل به انهای یکطرفه می شود و لذا لاغری سبب کاهش مقاومت می شود.





... روش آئین نامه ای

که:

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

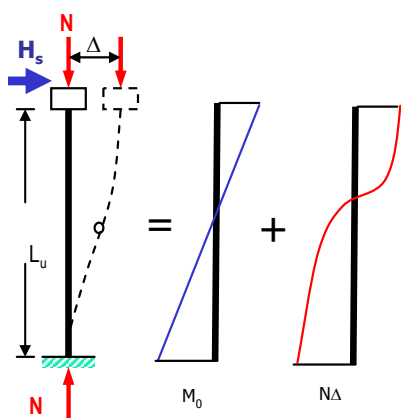
زیر نویس b مربوط به عضو مهار شده است.

در این حالت چنانچه لنگر دو سر ستون مساوی و هم علامت باشد، حداکثر $C_m=1$ بدست می آید که البته از ۱/۲ مقدار تئوری کمتر است

$$M_{\max} = M_2 \left[\frac{C_m}{1-\alpha} \right]$$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\alpha} = \text{ضریب تشدید}$$

ضریب تشدید لنگر برای اعضاء با امکان جابجایی جانبی



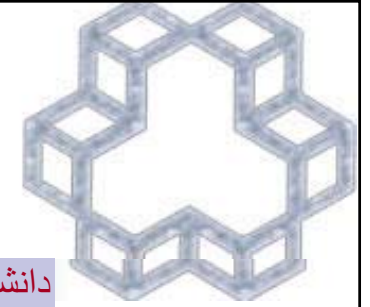
$$M_{\max} = M_m \left[\frac{C_m}{1-\alpha} \right]$$

$$C_m / (1-\alpha) = \text{ضریب تشدید}$$

$$C_m \approx 1$$

$$M_m = \text{لنگر حداکثر در تیر}$$

در این حالت محل حداکثر لنگر ناشی از بارخارجی بسیار نزدیک به حداکثر تغییرمکان است لذا می توان $C_m=1$ فرض نمود



چگونگی انتخاب ضریب C_m در آیین نامه

قاب مهار شده : بارگذاری جانبی *
فقط لنگر انتهایی *

$$C_m = 1.0$$
$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$
$$|M_{1b}| < |M_{2b}| ;$$

مثبت برای انحنای یکطرفه M_{1b}/M_{2b}

قاب مهار نشده : $C_m = 1.0$

حداقل برون محوری در ستونهای لاغر

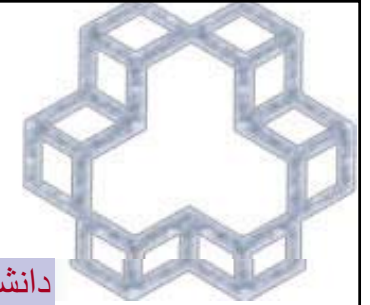
در آیین نامه لاغری توسط روش تشدید لنگرهای انتهایی ستون در نظر گرفته می شود. چنانچه لنگرهای ضریبدار ستون بسیار کوچک باشند، طراحی ستونهای لاغری می بایست بر اساس حداقل خروج از مرکزیت انجام شود. این به مفهوم اعمال همزمان خروج از مرکزیت حداقل حول هر دو محور است. همانطور که پیشتر عنوان گردید حداقل برون محوری ستونهای لاغری طبق رابطه زیر می باشد.

$$e_{\min} = 15 + 0.03h$$

این برون محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه به کار گرفته شود. باید توجه داشت که جهت اطمینان حداقل خروج از مرکزیت بر لنگر کل M_c اثر نمی گذارد بلکه در صورت حاکم شدن برون محوری حداقل، لنگر خمشی محاسبه شده بر اساس e_{\min} در عضو فشاری مهار شده به جای M_{2b} و در عضو فشاری مهار نشده به جای M_{2s} در روابط قرار می گیرد (مگر آنکه در عضو مهار نشده تحت اثر بارقائم تغییر شکل جانبی کمی دهد که در آن صورت e_{\min} بر M_{2b} اثر داده می شود). نسبت M_{1b}/M_{2b} نیز چنین محاسبه می شود:

۱- چنانچه برون محوری بار در دو انتهای عضو فشاری مساوی صفر نباشد، نسبت M_{1b}/M_{2b} از روی مقادیر واقعی آنها محاسبه می شود.

۲- اگر محاسبات نشان دهد که هیچ لنگری در دو انتهای عضو فشاری موجود نیست، انحنای ساده فرض شده و نسبت M_{1b}/M_{2b} و C_m یک فرض می گردد،



شرط مهار بودن طبقه

در ساختمانهای واقعی، قابها بندرت بطور کامل مهار شده یا مهار نشده می باشند. لذا لازم است میزان کفایت عناصر مقاوم جانبی در میزان مهار جانبی قابها بررسی شود. راه اول آنستکه قاب مهار شده بحساب می آید که لنگرهای ثانوی نباید بیشتر از ۵٪ لنگرهای اولیه انتهایی گردند. طبقه مهار شده به طبقه ای گفته می شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه بر اساس رابطه زیر کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهار شده جانبی تلقی می شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً مهار شده نامیده می شوند.

مجموع بار محوری فشاری نهایی ستون که بر اساس ترکیب بارگذاری $\sum N_u =$ قائم و جانبی که بیشترین مقدار را بدهد محاسبه می شود

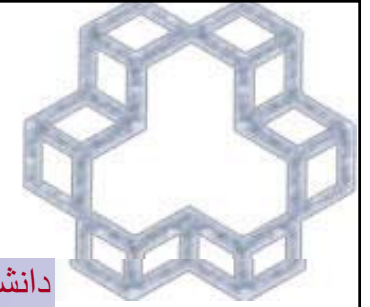
$H_u =$ برش نهایی طبقه

$\Delta_u =$ تغییر مکان نسبی جانبی تراز فوقانی نسبت به تراز تحتانی طبقه تحت نیروهای فوق

$h_s =$ ارتفاع طبقه (مرکز به مرکز طبقه)

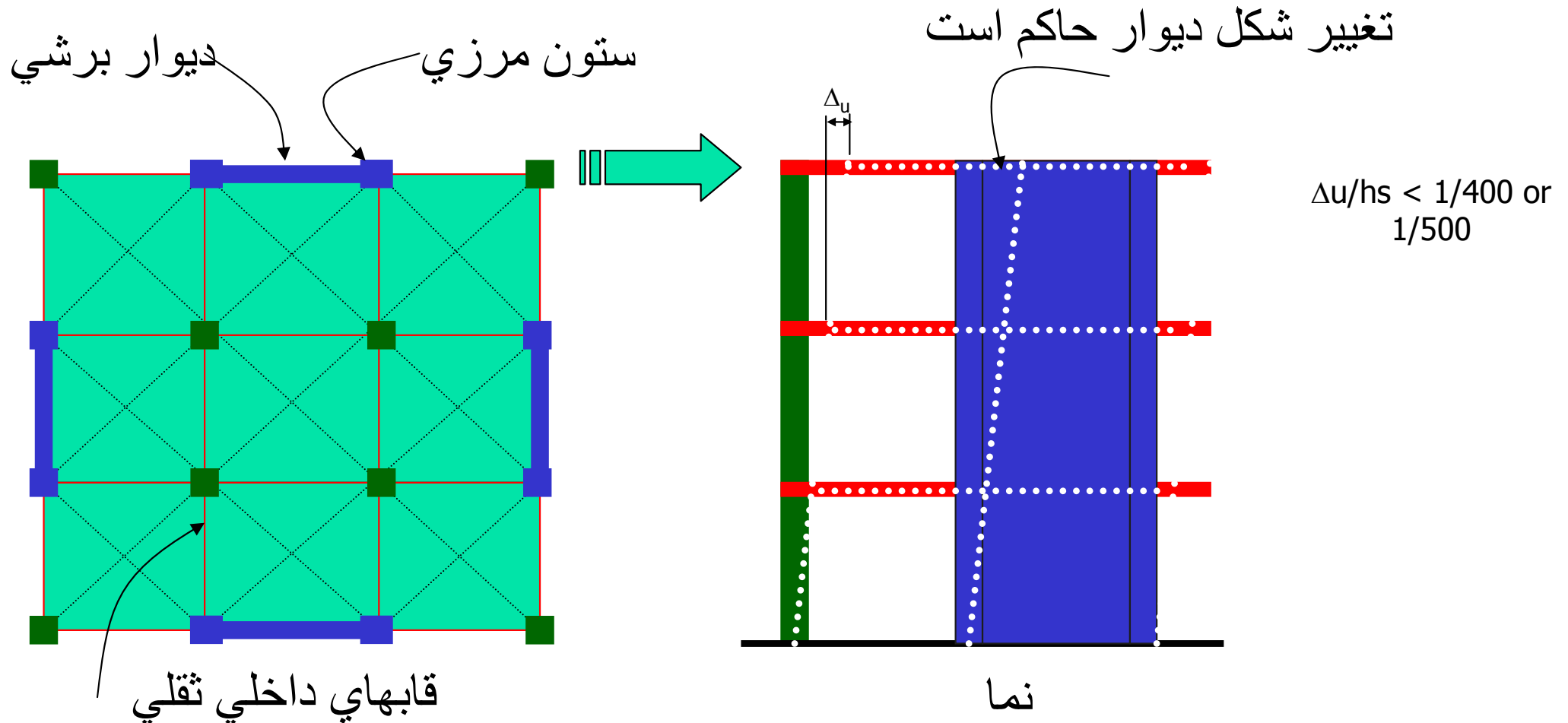
شاخص پایداری $Q_u =$: قاب مهار شده

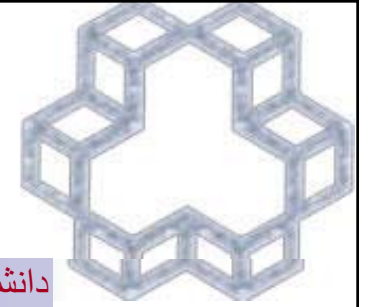
$$Q_u = \sum N_u \Delta_u / (H_u h_s) \leq 0.05$$



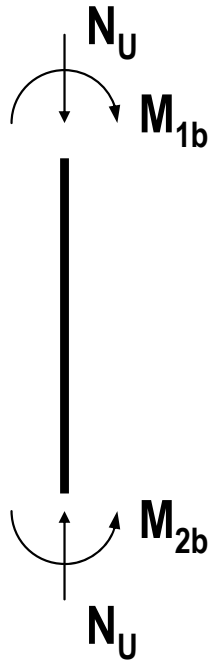
شرط مهاری در ساختمانهای کوتاه

در ساختمانهای کوتاه متعارف در صورتیکه مجموع سختیهای جانبی اعضاء مهارکننده طبقه، مانند دیوارهای برشی و بادبندیها، مساوی یا بزرگتر از شش برابر مجموع سختیهای جانبی ستونهای طبقه باشد، آن طبقه را می توان مهار شده تلقی نمود.





روش تشدید لنگر در قابهای مهار شده



$$M_c = \delta_b M_{2b}$$

$$\delta_b = \text{ضریب تشدید لنگر} =$$

$$C_m = 1.0 \text{ (با بارگذاری جانبی)}$$

$$= 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \text{ (فقط لنگر انتهایی) - } M_{1b}/M_{2b} \text{ دارای عضو دارای } M_{1b}/M_{2b} \text{ مثبت است اگر عضو دارای یکطرفه باشد}$$

$$N_c = \frac{\pi^2 EI}{(k L_u)^2}$$

N_u = نیروی محوری نهایی ستون

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

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \approx \text{مدول ارتجاعی بتن}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} = \text{مدول الاستیسیته فولاد}$$

$$I_g = \text{ممان اینرسی مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن فولاد}$$

$$I_s = \text{ممان اینرسی فولاد}$$

$$\beta_d = \frac{\text{قدر مطلق حداکثر بار ضریب‌دار ماندگار}}{\text{قدر مطلق حداکثر کل بار ضریب‌دار}}$$

$$M_{2b} > M_{1b}$$

که:

$$\frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{\phi N_c}} \geq 1.0$$

مقادیر فوق ربطی به نوع فولاد عرضی ندارد

ضریب تقلیل ظرفیت ABA : $\phi=0.65$

ضریب تقلیل ظرفیت ACI : $\phi=0.75$

دقت گردد که برای

قابهای مهار شده β_d نسبت بار محوری مرده نهایی

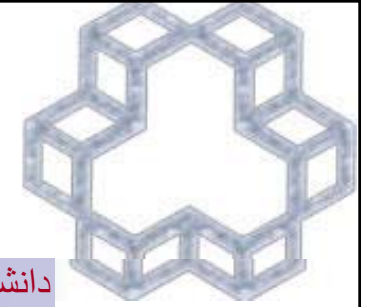
به بار محوری نهایی کل بوده در حالیکه برای قابهای مهار نشده،

β_d نسبت برش نهایی دائمی یک طبقه به

برش نهایی کل آن طبقه است.

جالب است که اثر خزش هم به بتن اعمال شده است هم به فولاد. چرا؟

چون با انتقال تنش از بتن به فولاد، فولاد تحت بارهای کمتر اعمالی به ستون تسلیم می‌گردد و لذا سختی آن کاهش می‌یابد.

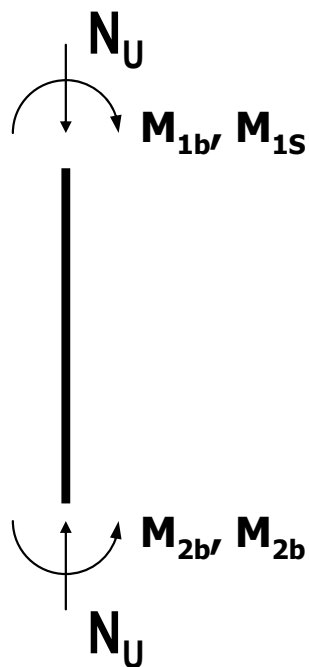


روش تشدید لنگر در قابهای مهار نشده

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

ABA:
$$\begin{cases} M_1 = M_{1b} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 = M_{2b} + \delta_s M_{2s} \end{cases}$$

که :



δ_b = ضریب تشدید لنگر قابهای مهار شده جهت نشان دادن اثر انحناء بین دو انتهای عضو

$$= \frac{C_m}{1 - \frac{N_U}{\phi N_c}} \geq 1.0$$

ضریب تقلیل ظرفیت $\phi = 0.65$

δ_s = ضریب تشدید لنگر قابهای مهار نشده در برابر بار جانبی جهت اثر دادن تغییر شکل جانبی ناشی از بارهای جانبی و ثقلی

$$= \frac{1}{1 - \frac{\sum N_U}{\phi \sum N_c}} \geq 1.0$$

$\sum N_U$ = مجموع بار نهایی ستونهای طبقه

$\sum N_c$ = مجموع بار بحرانی کمانش برای ستونهای طبقه

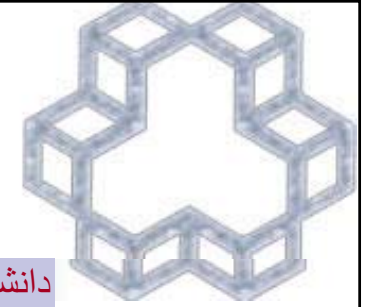
M_{2b} = مقدار بزرگتر لنگر ضریب دار انتهایی عضو فشاری در اثر بارهایی که تغییر شکل جانبی

زیادی ایجاد نمی نمایند

$$M_{2b} > M_{1b}$$

M_{2s} = مقدار بزرگتر لنگر ضریب دار انتهایی عضو فشاری در اثر بارهایی که تغییر شکل جانبی

زیادی ایجاد می نمایند .



بعده دانشجو بسیار
محترم: میزان دقت تقریب
فوق را برای يك ستون دو
سر گیردار بررسی کنید.

روش تشدید لنگر در قابهای مهار نشده (ادامه...)

- لنگرهای تشدید یافته $\delta_s M_s$ همان لنگرهای تشدید یافته می باشند که از تحلیل درجه ۲ می توانند بدست آیند. در این تحلیل اثر $N-\Delta$ در محاسبات تحلیلی وارد می گردند. در این تحلیل چنانچه بارهای دراز مدت نیز وارد گردند، سختی خمشی EI بر $1+\beta_h$ تقسیم می گردد.
- روشهای دیگری برای محاسبه $\delta_s M_s$ توسط آبا پیشنهاد شده که شامل استفاده از تحلیل درجه ۲ و یا ضریب پایداری است. بدین صورت که چنانچه $Q_u < 0.3$ باشد می توان از رابطه $\delta_s = 1 / (1 - Q_u)$ برای محاسبه لنگر تشدید یافته استفاده نمود. مقدار ضریب پایداری را نیز می توان معادل N_u/N_c دانست.

• باید توجه داشت که ضریب δ_s با استفاده از $\sum N_u$ و $\sum N_c$ متناظر با بارهای ثقلی نهایی محاسبه گردیده است باید مثبت باشد و از $2/5$ تجاوز ننماید.

• در صورتیکه در يك عضو فشاری رابطه مقابل برقرار باشد

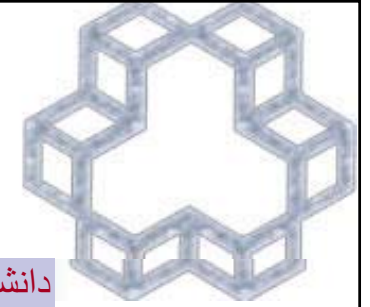
$$\frac{L_u}{r} \phi \frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f'_c A_g}}}$$

آن عضو باید بر مبنای بار محوری نهایی وارده و لنگر خمشی بحرانی M_c هر يك از دو انتهای عضو فشاری که از رابطه زیر محاسبه می گردد طراحی شود.

$$M_c = \delta_b (M_b + \delta_s M_s)$$

لاغری در خمش دو محوره

اثر لاغری به شکل مجزا برای دو محور اثر داده می شود و سپس عضو تحت لنگرهای دو محوره تشدید یافته مورد تحلیل قرار می گیرد.



ترکیب بارگذاری

۱- بارهای قائم

$$N_u = 1.25D + 1.5L$$

$$M_{1b} = 1.25D + 1.5L$$

$$M_{2b} = 1.25D + 1.5L$$

$$M_{2b} \geq N_u(15 + 0.03h)$$

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

$$M_{2b} = 0.8(1.25D + 1.5L)$$

$$M_{2s} = 0.8(1.5E)$$

$$N_u = 0.85D + 1.2E$$

$$M_{2b} = 0.85D$$


$$M_{2s} = 1.2E$$

۲- بارهای قائم+جانبی

۱- در صورتیکه لنگر ناشی از بارهای جانبی توسط قاب نیز تحمل گردد. (حداقل خروج از مرکزیت بر M_{2b} اعمال می گردد).

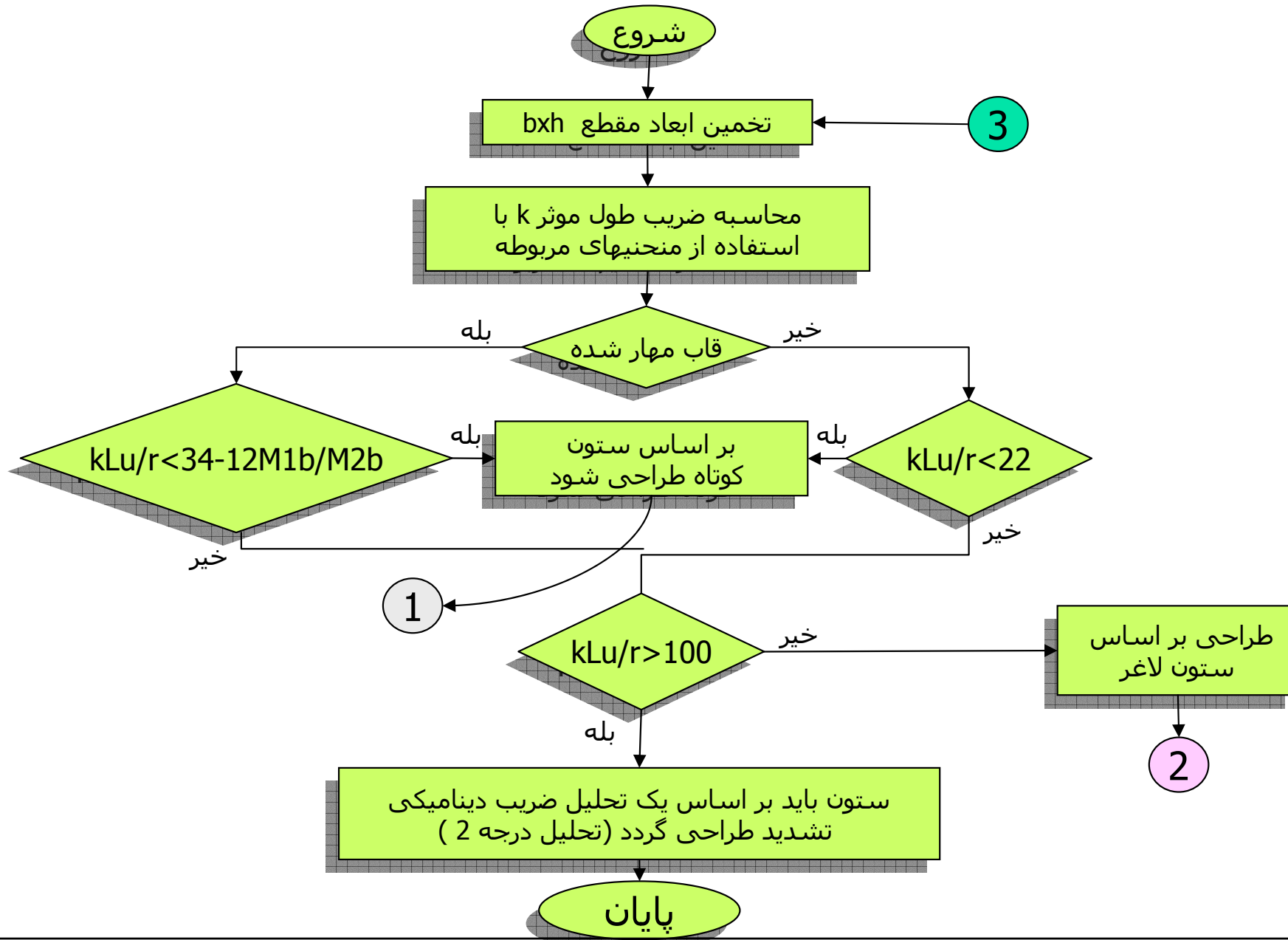
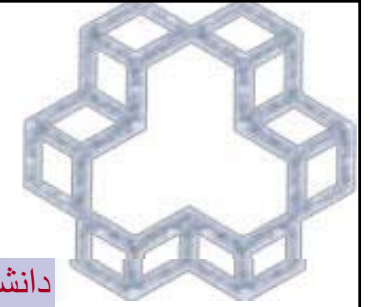
۲- در صورتیکه کلیه بارهای جانبی توسط اعضای مهاري تحمل گردد. (حداقل خروج از مرکزیت بر M_{2b} اعمال می گردد $(M_{2b} = N_u e_{min})$).

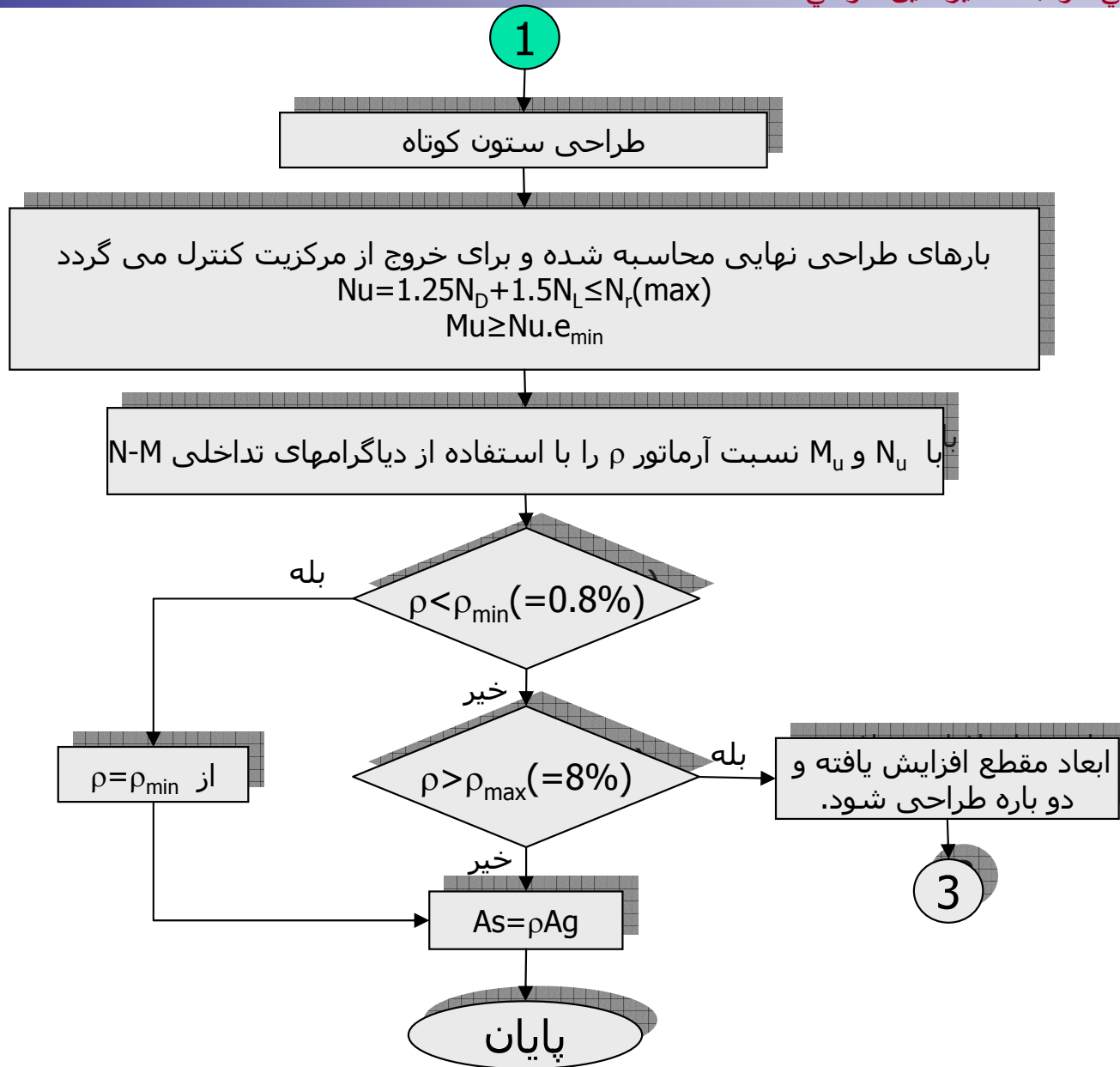
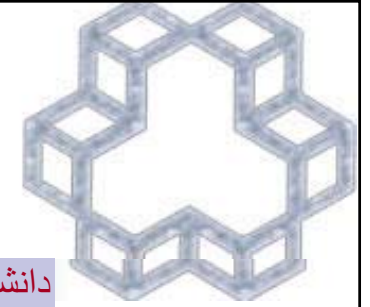
۳- چنانچه بارگذاری قائم تغییر مکان جانبی کمی ایجاد نماید (حداقل خروج از مرکزیت بر M_{2b} اعمال می گردد).

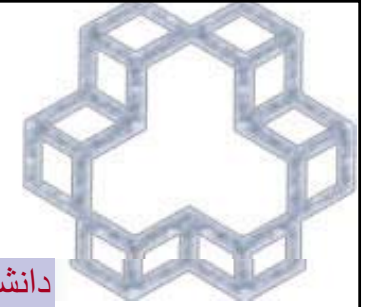
	بارهای قائم	بارهای قائم+جانبی
 قاب مهار شده	$M_c = \delta_b M_{2b}$	$M_c = \delta_b M_{2b} + M_{2s}$ 1
		$M_c = \delta_b M_{2b}$ 2
قاب مهارنشده	$M_c = \delta_b M_{2b}$ 3	$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$ 5 $M_c = M_{2b} + \delta_s M_{2s}$
	$M_c = \delta_s M_{2s}$ 4	

۴- چنانچه بارگذاری قائم تغییر مکان جانبی زیادی ایجاد نماید. (حداقل خروج از مرکزیت بر M_{2s} اعمال می گردد $(M_{2s} = N_u e_{min})$).

۵- بر اساس آبا $\delta_b = 1$ فرض می گردد. حداقل خروج از مرکزیت بر M_{2s} اعمال می گردد.







2

طراحی ستون لاغر

بارهای طراحی نهایی محاسبه شود
 $N_u = 1.25N_D + 1.5N_L \leq N_r(\max)$
برای M_{1b}, M_{2b} بارهایی که سبب جابجایی جانبی قابل توجهی نمی شوند
برای M_{2s} بارهایی که سبب جابجایی جانبی قابل توجهی نمی شوند

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d}, \quad N_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2}$$

آیا عضو مهار شده است

بله

خیر

$M_{1b} = M_{2b} = 0$

بله

$$\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \approx 1$$

خیر

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

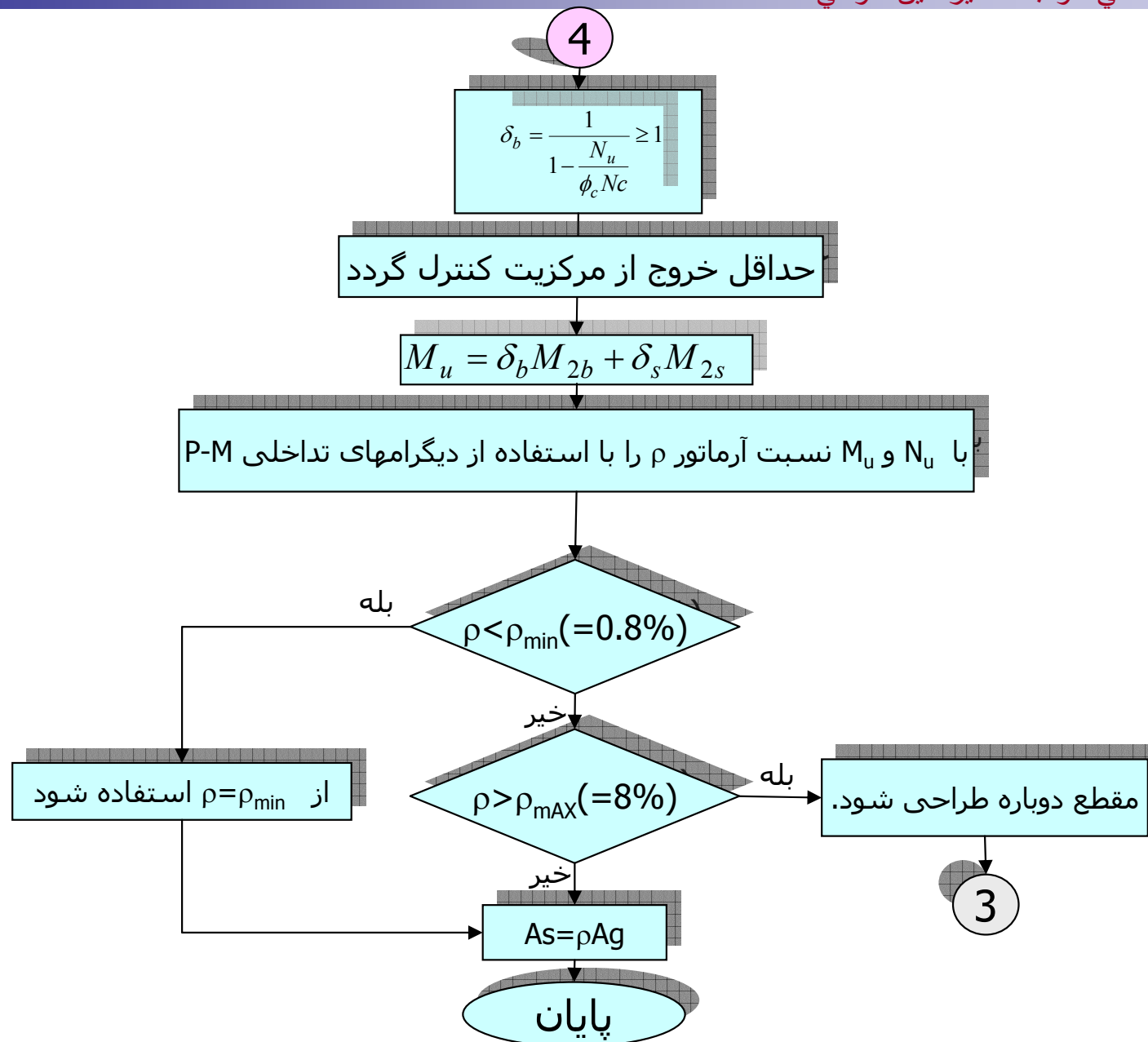
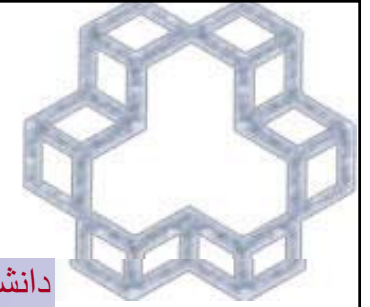
$$C_m = 1$$

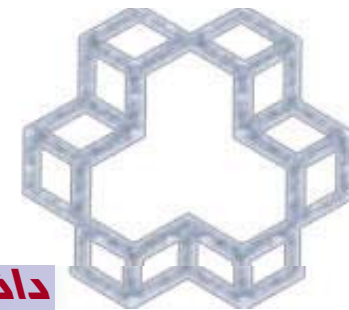
$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\phi_c \sum N_c}} \geq 1$$

δ_s بر اساس ردیف اول جدول ترکیب بارگذاری

ملاحظات ردیف دوم جدول ترکیب بارگذاری در محاسبه δ_s مد نظر قرار گیرد

4





الان روش ایستادم!

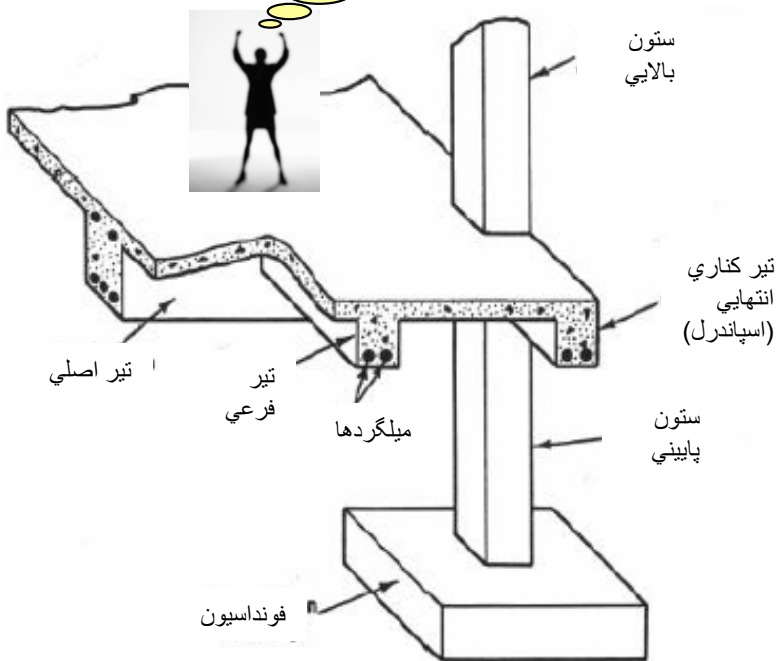
فصل سوم فصل سوم

- بخش اول**
- مقدمه
 - روش ضرایب

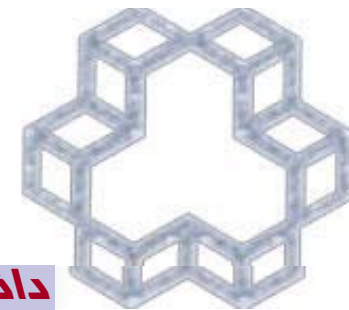
تحلیل و طراحی دالها



دال دیگه
چییه؟



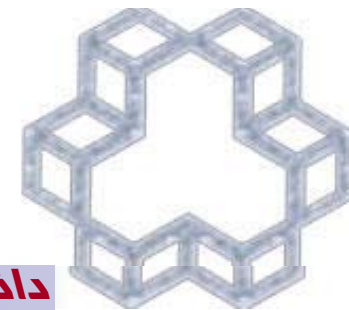
- ۱- دال یکطرفه
- ۲- دال دو طرفه



انواع دال ها:

- دال یک طرفه

- دال دو طرفه

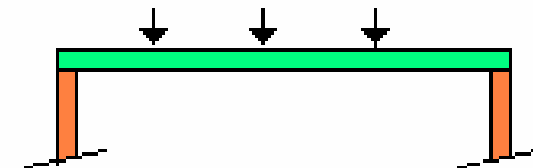


دال چیست؟

یک دال بتونی یک عضو صفحه ای لاغر است.

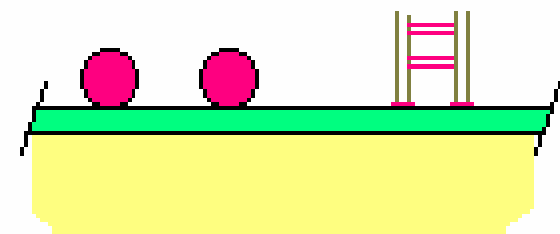
دال های آویخته

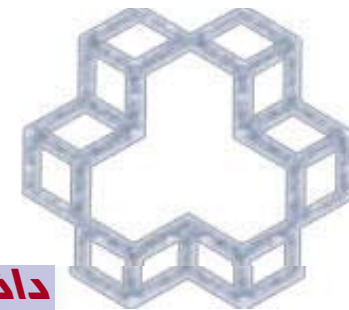
- بارها را توسط عمل خمشی منتقل می کنند.
- فضای بالایی و پایینی را از هم جدا می کند.



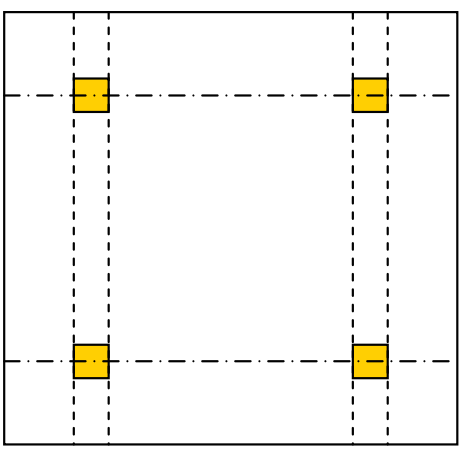
دال روی زمین

- بارهای متمرکز را به تکیه گاهی مثل زمین پخش می نماید.
- یک سطح برای کار کردن به وجود می آورد و زمین را محفوظ می کند.

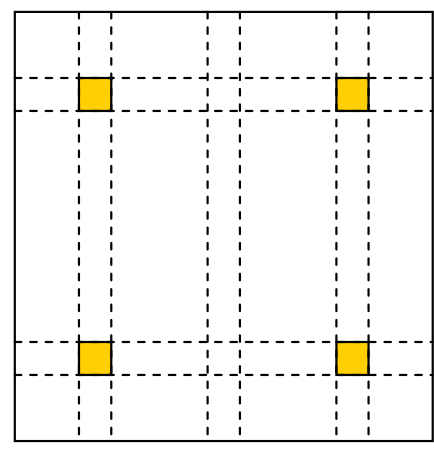




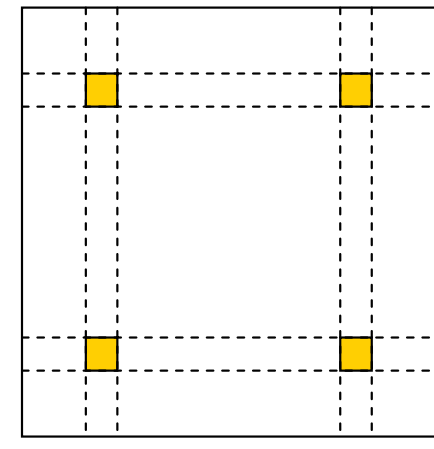
انواع دال



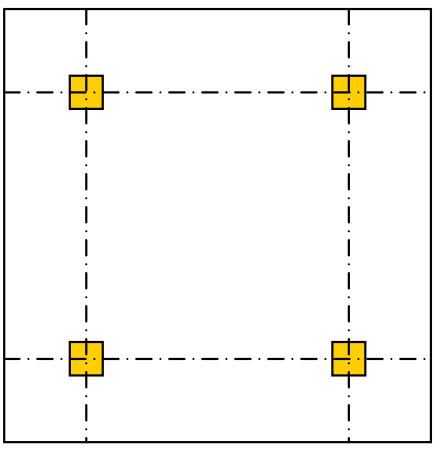
دال یکطرفه



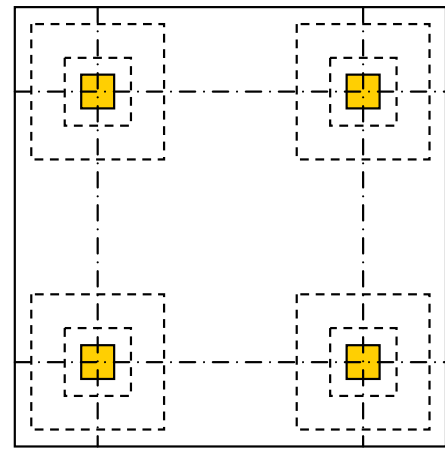
دال یکطرفه



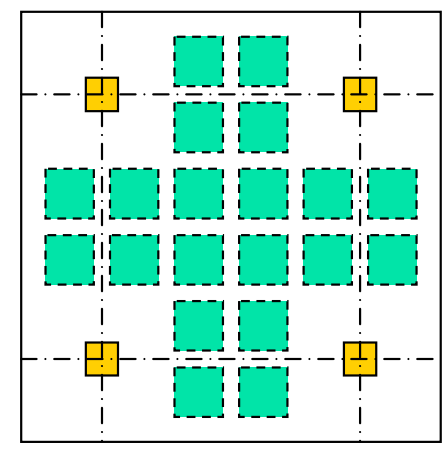
دال دو طرفه



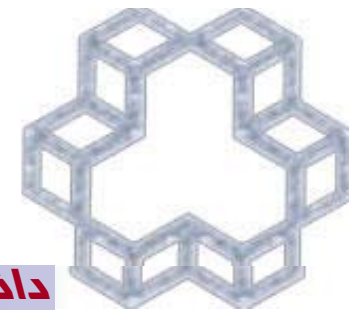
دال تحت



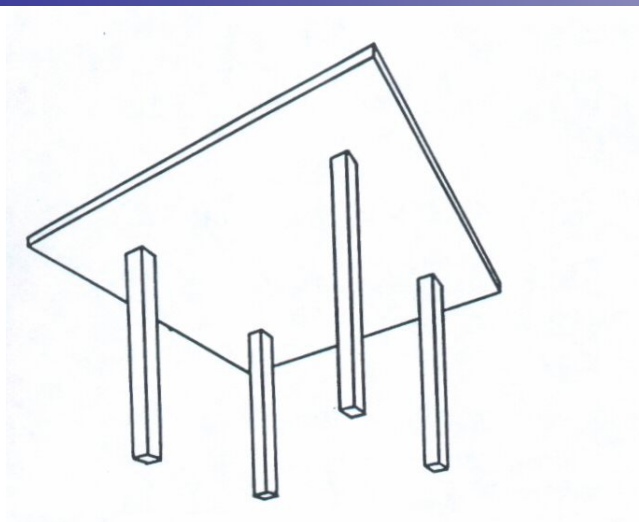
دال تحت فارچی



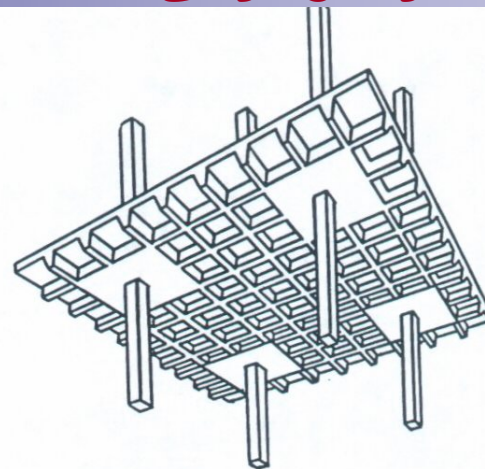
دال وافل



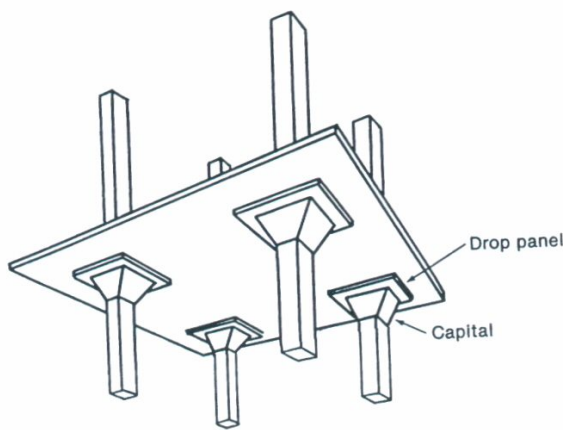
نمای سه بعدی دالها



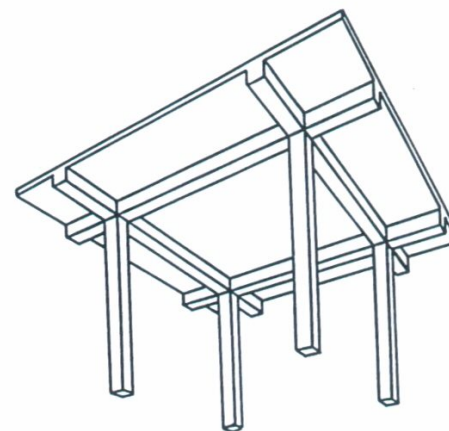
دال تخت



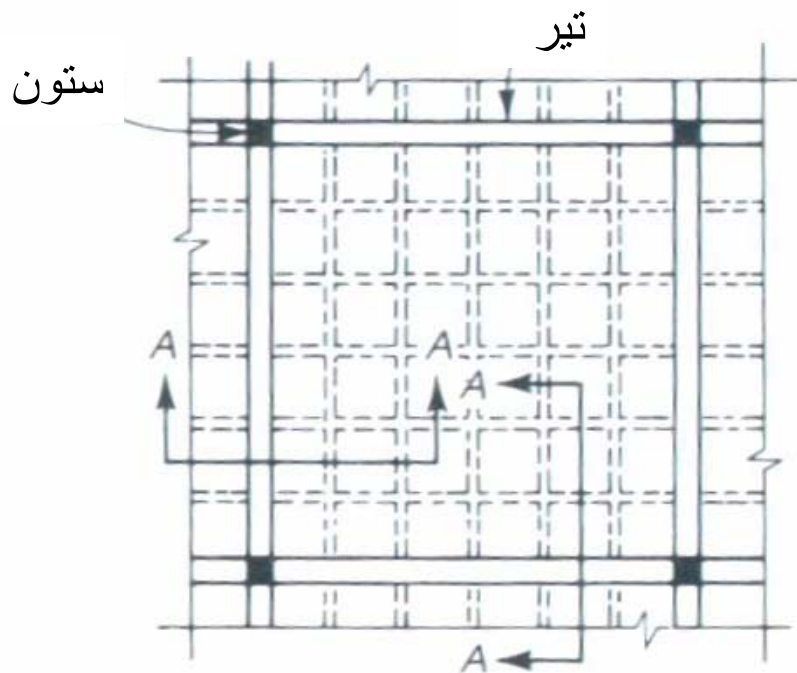
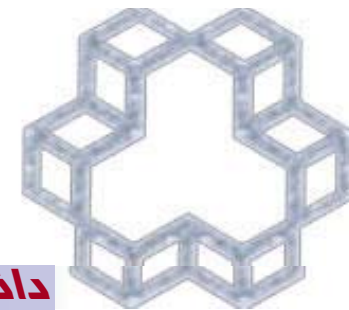
دال وافل



دال تخت قارچی

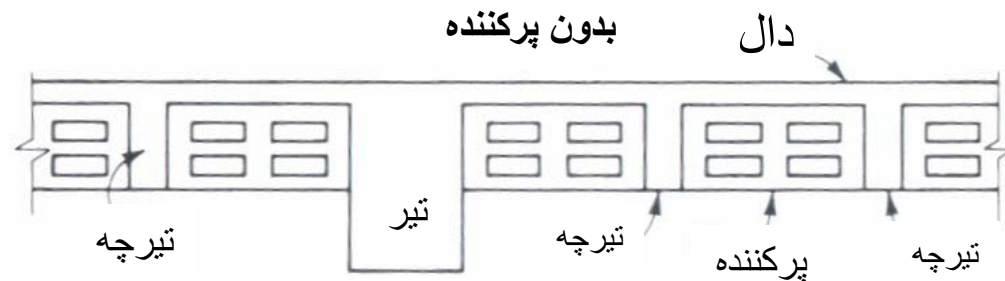


دال با تیر تکیه گاهی



A-A مقطع

بدون پرکننده



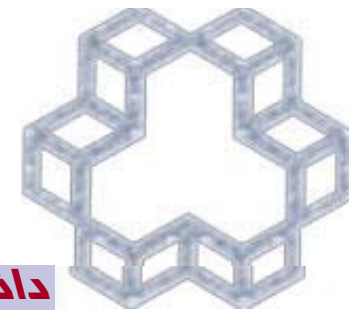
A-A مقطع

با پرکننده

دال دو طرفه تیرچه بلوک " و افل " (با پرکننده و بدون پرکننده)

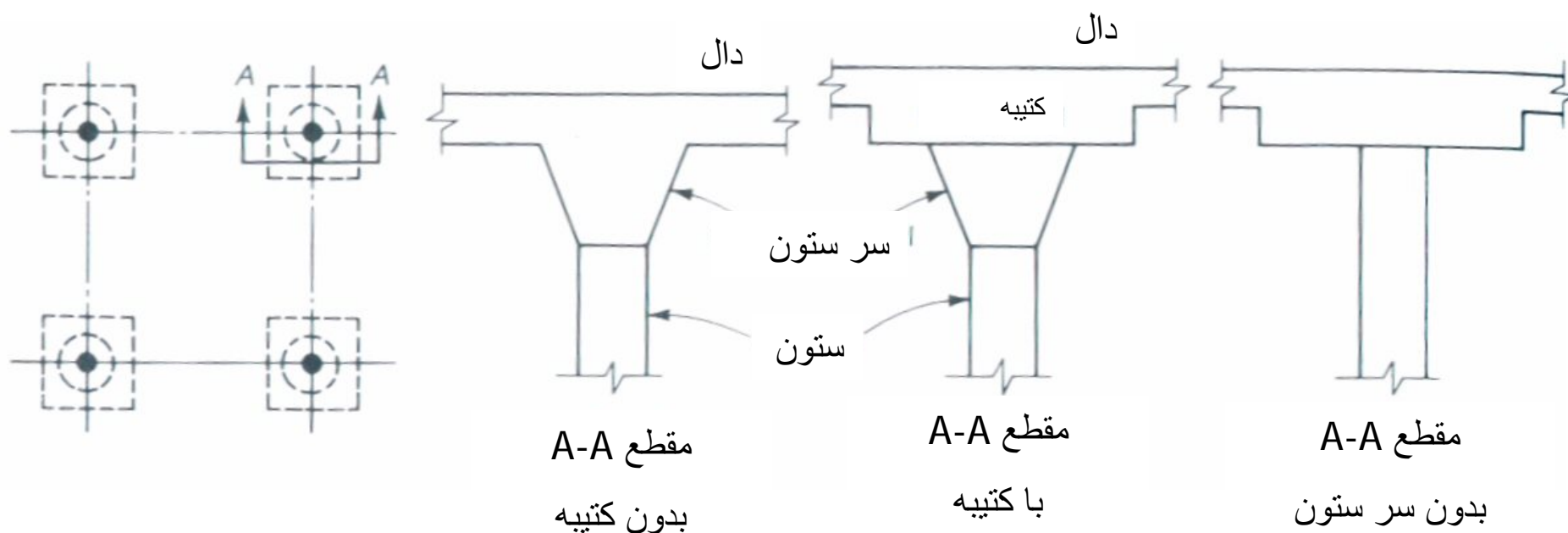
✓ ضخامت دال معمولاً ۵ تا ۱۰ سانتیمتر است

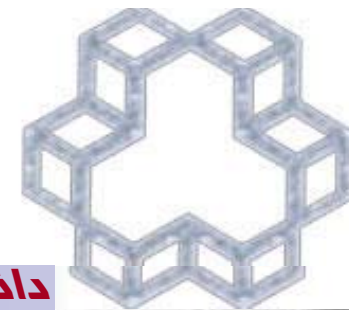
✓ در دالهای بدون تیر بیشتر استفاده می گردد



اتصال دال تخت به ستون

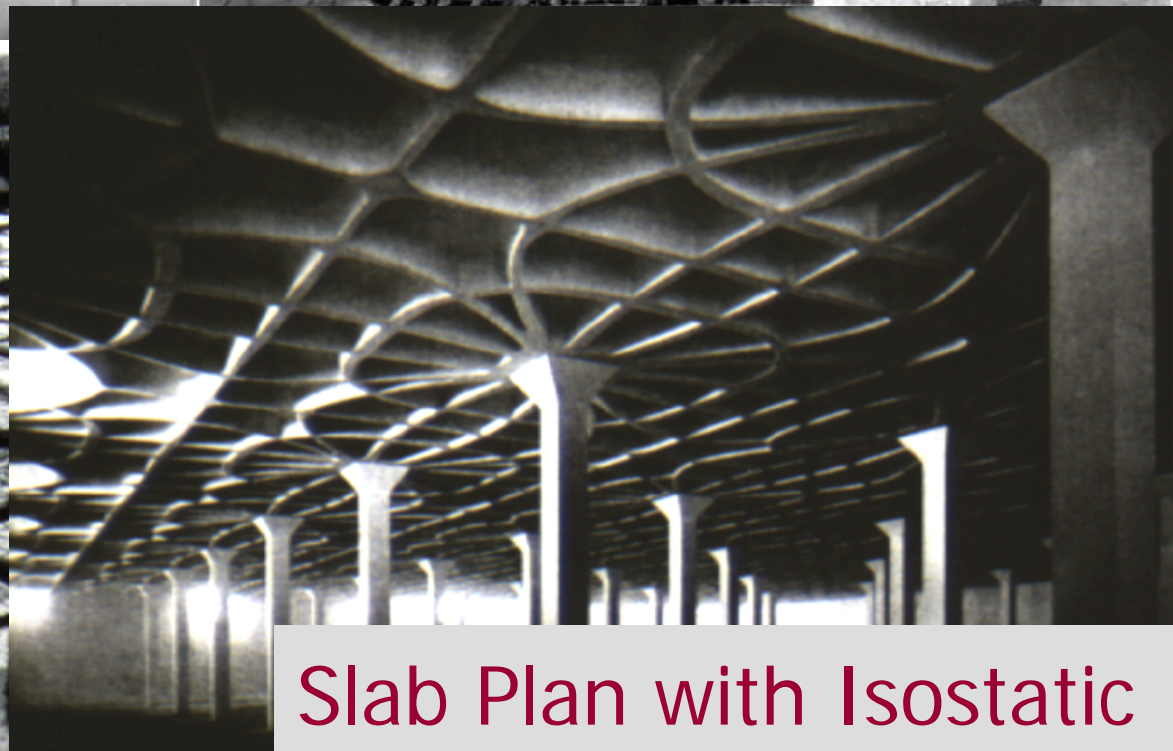
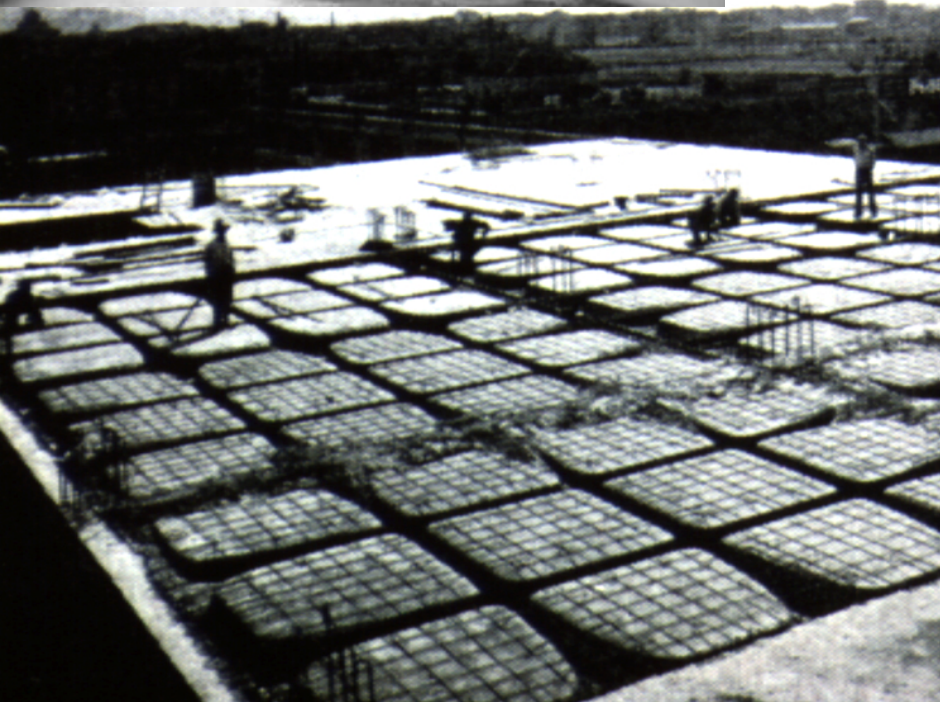
این اتصال توسط سرستون، کتیبه و یا هر دو انجام می گردد.



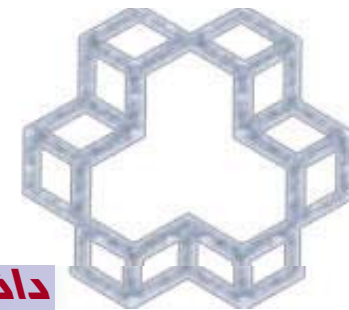


دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

Joists Slab



Slab Plan with Isostatic

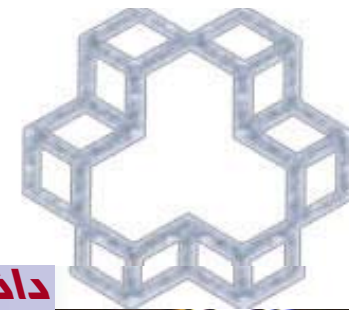


دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

waffle-slab

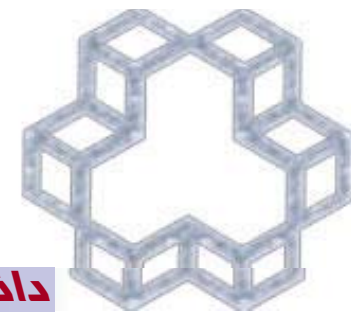


Flat slab



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی





یک دال آویخته ممکن است :



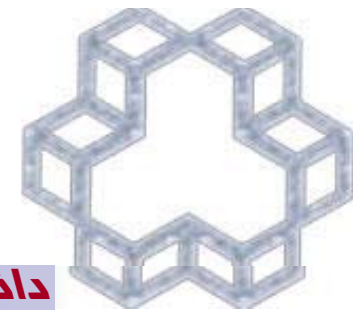
دال توپر



دال هسته تو خالی



دال تیرچه ای



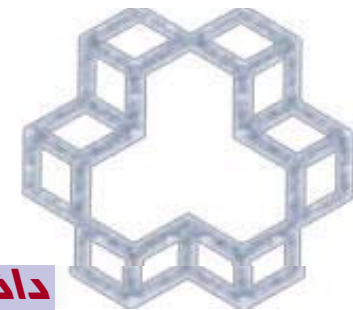
دلایل انتخاب سیستم دال ها:

■ اقتصاد ساخت

- دال های تخت معمولاً کمترین تلاش را برای اجرا کردن قالبها لازم دارند و کمترین هزینه را برای کارگر در بر دارند.
- در جا هایی که مزد کارگر زیاد است به ندرت دال های دو طرفه استفاده می شود
- حتی سازندگان محلی نیز قادر به اداره روند ساخت دال تخت هستند.
- دال های وافل از يك فرم استاندارد قالب تبعیت می کنند.

■ قابلیت سرویس دادن

- معمولاً در دال های بدون تیر کنترل تغییر شکل ها دشوار می باشد.
- این تغییر شکل ها را می توان با اضافه کردن سر ستون ها یا تیر ها کنترل نمود.
- برای کم کردن این تغییر شکل ها می توان از دال های دو طرفه استفاده کرد.
- ترك های ناشی از لنگر منفي ممکن است در دال های تخت ایجاد مشکل کنند.



□ قابلیت انتقال یا جذب بار

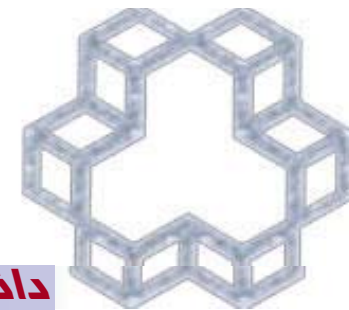
- ✓ دال های تخت بدون سرستون برای دهانه کوچکتر از ۶ متر برای مناطق مسکونی و مناطق تجاری سبک.
- ✓ دال های تخت سر ستون دار دارای دهانه های کوچکتر از ۶ متر و بار زنده بزرگتر از ۵۰۰ برای انبارهای کالا، پارکینگ ها و گاراژها.
- ✓ دال های وافل برای دهانه های تا ۹ متر.
- ✓ در دال های بدون تیر اگر نیروهای جانبی به قاب ها بجای بادبند و یا دیوارهای برشی وارد شود ایجاد مشکل می کند.

□ اقتصاد مصالح

- ✓ دال های دو طرفه و دال های وافل به فولاد کمتری نیاز دارند.
- ✓ با شبکه شبکه کردن دال های وافل مقدار بتن مورد نیاز کاهش یافته و وزن نیز کاهش می یابد.
- ✓ دال های با هسته تو خالی در مناطقی که قیمت فولاد و سیمان به نسبت کارگر خیلی بیشتر است ساخته می شود.

□ نکات خاص

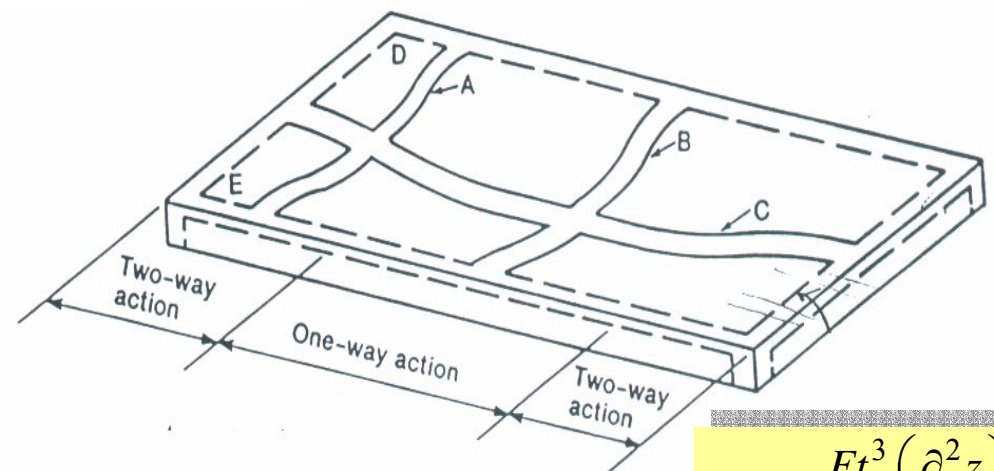
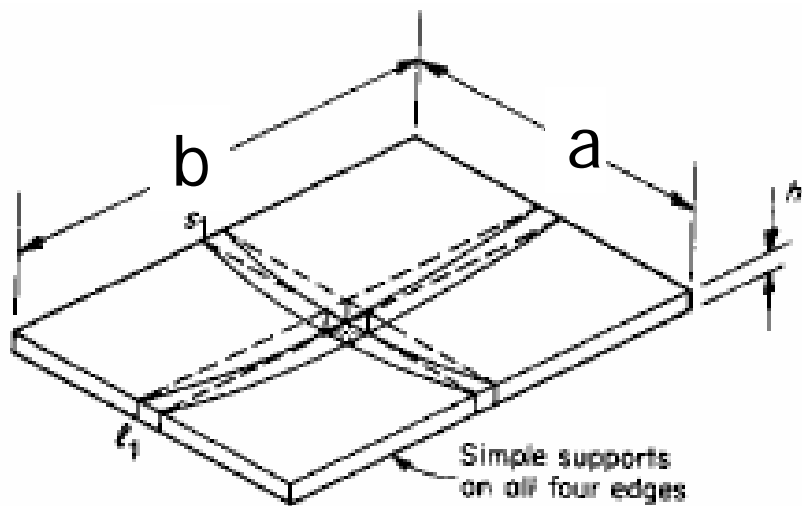
- ✓ وجود تیرها یا سرستون ها ممکن است مورد اعتراض معماران باشد
- ✓ کاربرد دالهای تخت ارتفاع مفید طبقه را افزایش می دهد. به اضای هر ۱۲ طبقه یک طبقه صرفه جویی می شود.
- ✓ وقتی از دال های بدون تیر استفاده می کنیم ستون ها را هر جا خواهیم می گذاریم.



مقایسه رفتار دال یکطرفه و دو طرفه

□ دال یکطرفه بار را در یک جهت منتقل می کند

□ دال دوطرفه بار را در دو جهت منتقل می کند



بار منتقل شده در جهت کوتاه w_s

بار منتقل شده در جهت بلند w_l

$$\frac{5w_s a^4}{384EI} = \frac{5w_l b^4}{384EI}$$

$$\frac{w_s}{w_l} = \frac{b^4}{a^4} \quad \text{For } b = 2a \Rightarrow w_s = 16w_l$$

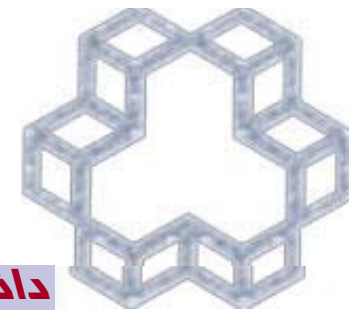
$$\delta_A = \delta_B$$

$$m_x = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right)$$

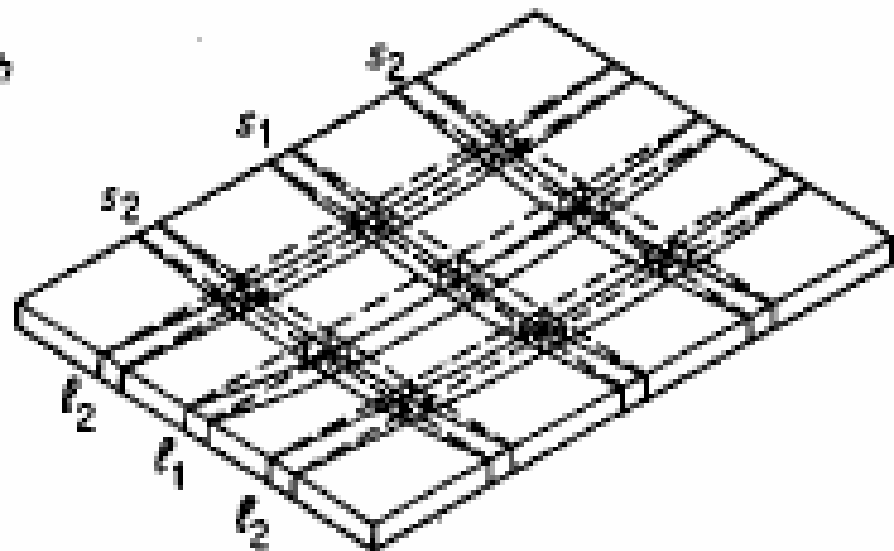
$$m_y = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right)$$

$$m_{xy} = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \right)$$

قانون سرانگشتی: اگر نسبت $b/a > 2$ باشد، دال دارای رفتار یکطرفه است



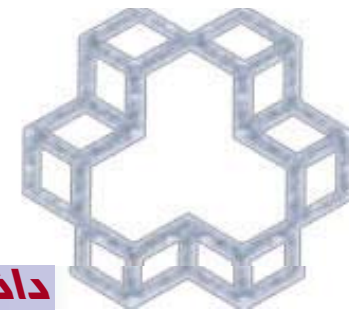
اثر لنگر پیچشی



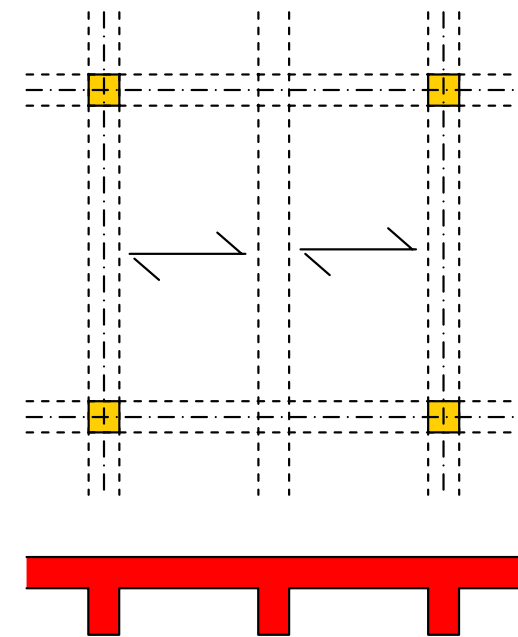
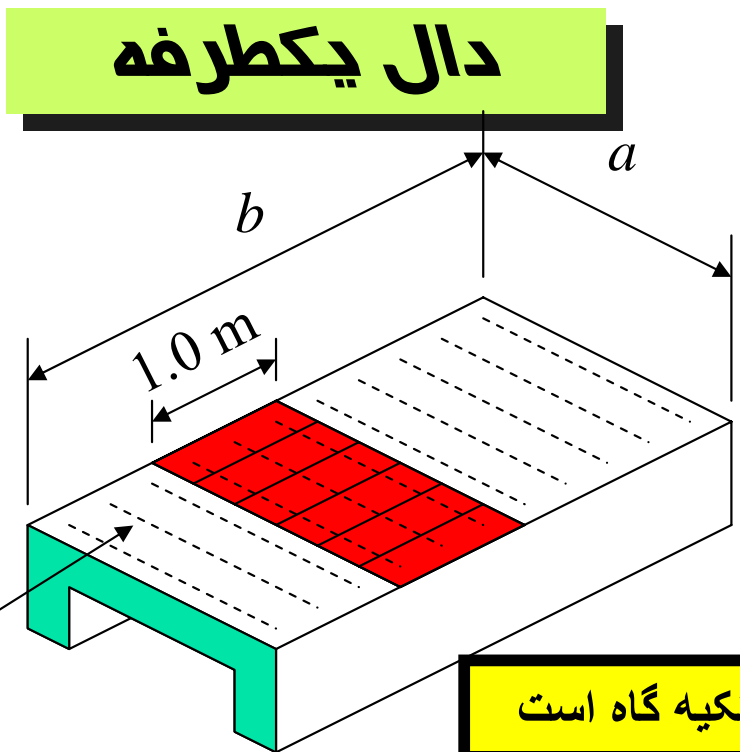
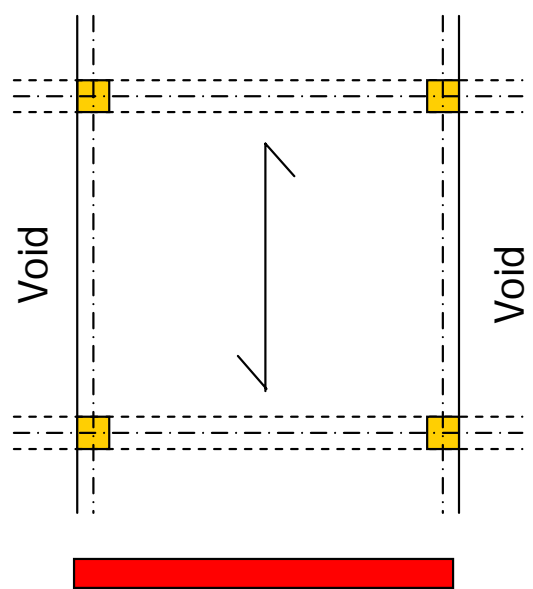
چنانچه تلاقی نوارهای $S2$ و $I2$ را در نظر بگیریم. بعلت تغییر شکل طولی هر یک از نوارها سبب ایجاد لنگرها و تنشهای پیچشی در نوار دیگر می گردد. این اثر بخصوص در گوشه دالها بسیار بیشتر از قسمتهای دیگر می باشد. لذا بارهای وارده نتنها توسط لنگرهای خمشی منتقل می گردد بلکه قسمتی نیز توسط لنگرهای پیچشی تحمل می شود. لذا لنگرهای محاسباتی واقعی کمتر از لنگرهای محاسباتی توسط تبدیل دال به نوارهای متعامد است. بطور مثال لنگرهای خمشی وسط دهانه در یک دال مربع با تکیه گاههای ساده چنین است:

$$M_a = M_b = (w/2)l^2/8 = 0.0625wl^2$$

در حالیکه لنگر خمشی محاباتی بر اساس تئوری الاستیسیته معادل: $0.048wl^2$ می باشد. که کاهش ۲۵ درصدی فوق به علت وجود لنگرهای پیچشی است که در تئوری نواری نادیده گرفته شده است.



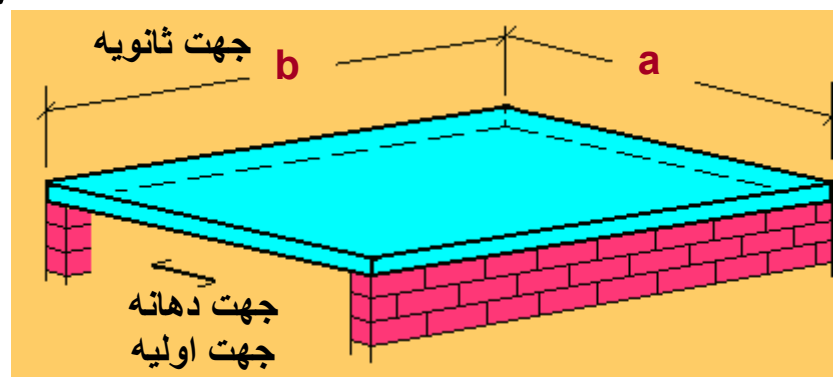
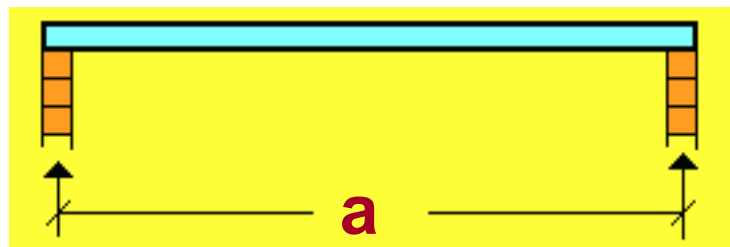
دال یکطرفه



فولادهای اصلی

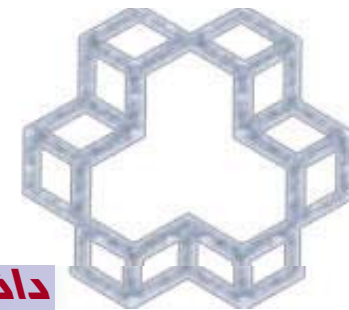
عرضهای واحد مانند تیر عمل می کنند

دهانه دال یکسره فاصله بین مراکز تکیه گاه است



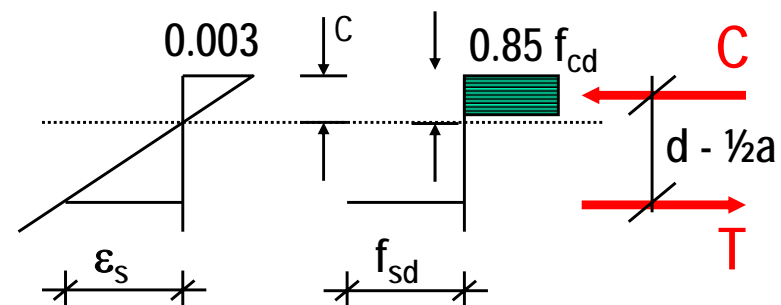
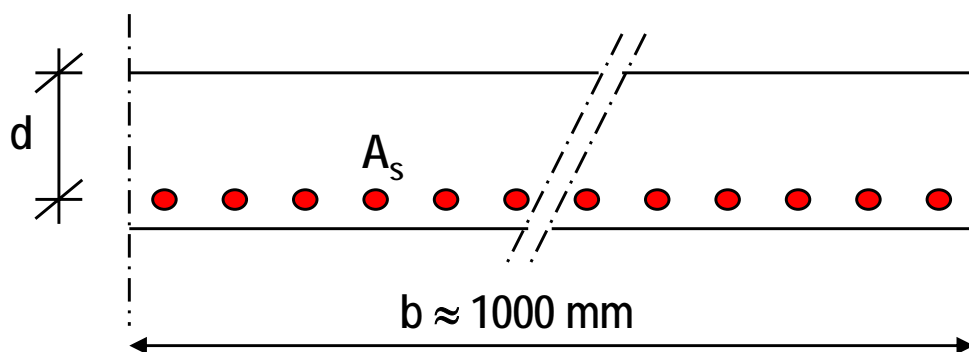
دهانه دال ساده کوچکترین دو مقدار ۱- فاصله بین مراکز تکیه گاه است ۲- دهانه آزاد + عمق موثر دال

دال یکطرفه ساده

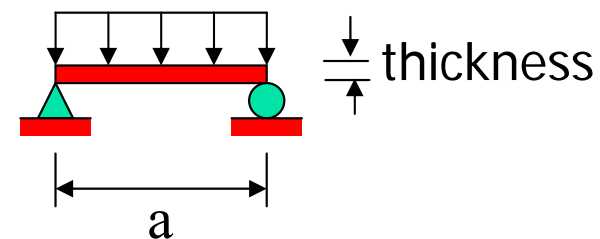


طراحی دال یکطرفه ساده

اگر بار طراحی w (kPa) باشد، نوار طراحی به عرض یکمتر را برای بار $1 \times w$ (kN/m) که لنگری معادل $wa^2/8$ را در وسط دهانه دال ساده فوق ایجاد می کند طراحی می گردد. این لنگر دارای واحد kNm/m است

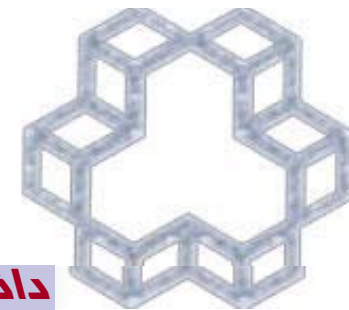


طراحی برای تیر به عرض یکمتر و ارتفاع ضخامت دال انجام می شود.



$$s = 1000 A_b / A_{st}$$

مقدار فولاد A_{st} محاسبه شده و با انتخاب سایز میلگرد A_b فاصله آنها چنین محاسبه می گردد.



فولاد افت و حرارت | در جهت بلند

$$f_y < 400 \text{ MPa} \quad \rho_{\min} = .002$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad \rho_{\min} = .0018$$

$$f_y > 400 \text{ MPa} \quad \rho_{\min} = .0018 \times 400 / f_y > .0015$$

$$A_s = \rho_{\min} A_g$$

فولاد اصلی (جهت کوتاه)

A_s is of ϕ 6,8,10 mm

فاصله حداکثر $3h$ یا 35 cm

2.5 cm یا ماکزیمم اندازه دانه $4/3 \times$ یا قطر میلگرد اصلی : حداقل فاصله

میلگردهای اضافی فوق در جهتی گذاشته می شود که فولاد محاسباتی موجود نباشد.

در دالهایی با ضخامت متعارف این میلگردها در يك سفره و چنانچه ضخامت زیاد باشد در دو سفره بالا و پایین قرار می گیرد

ضخامت حداقل برای کنترل خیز

تکیه گاه ساده	یکطرف پیوسته	دو انتها پیوسته	طره ای
$a/20$	$a/24$	$a/28$	$a/10$

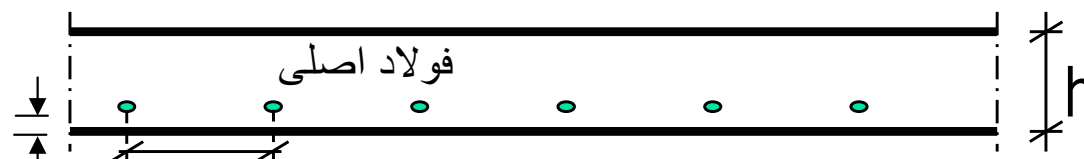
انتخاب h بر اساس معیارهای ذیل می باشد:

۱- عدم نیاز به فولاد فشاری

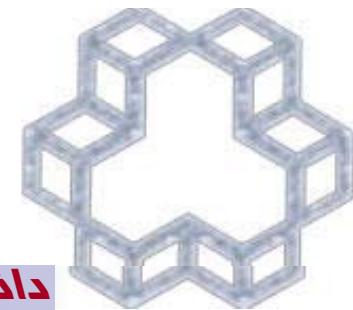
۲- کنترل تغییر شکل

۳- کنترل برش

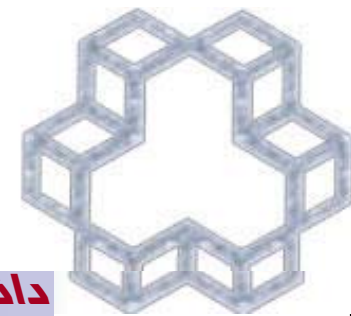
۲۰ میلیمتر پوشش آرماتور



$$s \leq 3h \text{ or } 350 \text{ mm}$$



تحلیل دالها به روش ضرایب



روش ضرایب | لنگر و برش در دالهای یکطرفه پیوسته

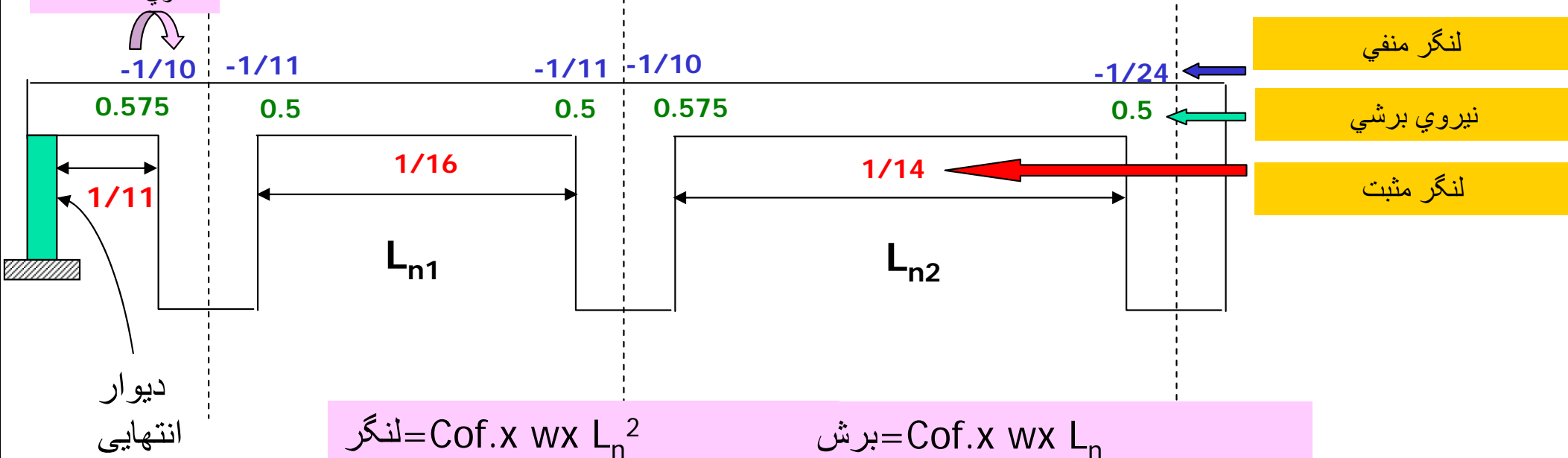
ضوابط:

- ۱- دو یا بیش از دو دهانه وجود دارد.
- ۲- دهانه ها باید اندازه شان تقریبا مساوی باشد و طول دهانه بزرگتر نباید بیشتر از ۲۰ درصد از دهانه کوچکتر مجاور بزرگتر باشد.
- ۳- بارها باید به صورت یکنواخت توزیع شود.
- ۴- بار زنده بدون ضریب نباید بیشتر از ۳ برابر بار مرده بدون ضریب باشد.

نکته:

- برای محاسبه لنگر مثبت از طول ازاد همان دهانه استفاده کنید
- برای محاسبه لنگر منفي از متوسط طول ازاد دو دهانه مجاور استفاده کنید
- چنانچه طول دهانه کمتر از ۳ متر باشد ضریب لنگرهای منفي 1/12 خواهد بود.

در دو دهانه مساوي ۱/۹ است





مثال ۳.۱

دال دو دهانه کف نشان داده شده را که مقطع آن نیز نشان داده شده است را طراحی نمایید. $f'_c=28$ MPa, $f_y=420$ MPa, $LL=3$ kN/sq.m, کف سازی = 2.4 kN/sq.m

$$\text{Slab weight} = 1.25(.18 \times 24) = 5.4 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{Finishing} = 1.25(2.4) = 3.0 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{Live Load} = 1.5(3) = 4.5 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{The factored load} = 12.9 \text{ kN/ m}^2$$

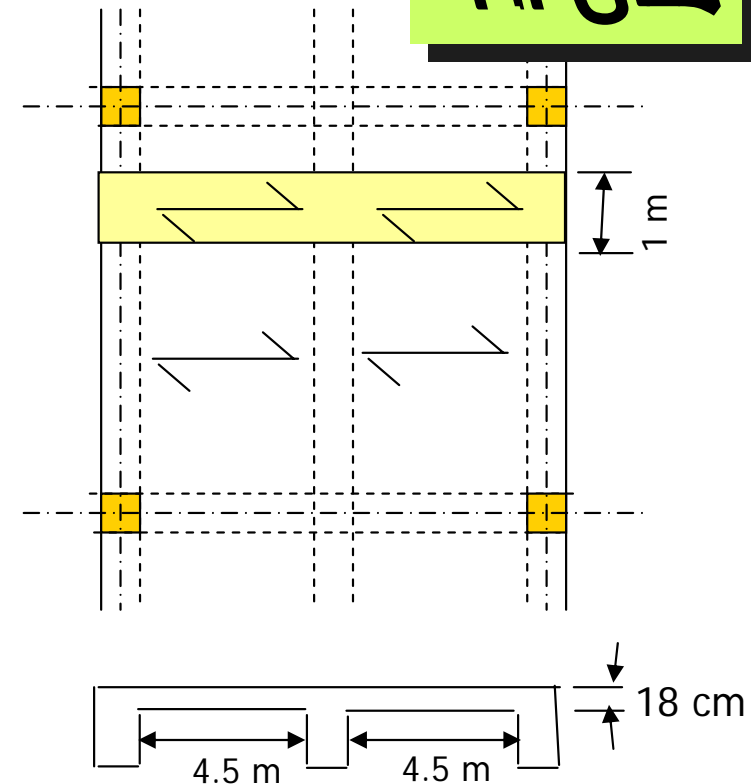
The load per meter on the strip shown shaded in figure is $1 \times 12.9 = 12.9$ kN/m

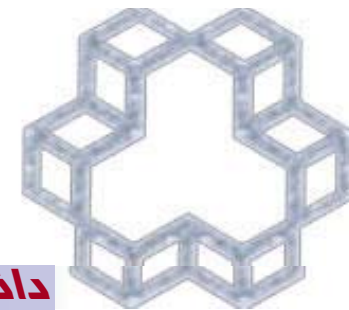
$$\text{Moment at face of interior support} = -M = 1/10 \times 12.9 \times 4.5^2 = 26.12 \text{ kN.m/ m} \quad A_s = 5.94 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 18$$

$$\text{Moment at interior span} = M = 1/14 \times 12.9 \times 4.5^2 = 26.12 \text{ kN.m/ m} \quad A_s = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 25$$

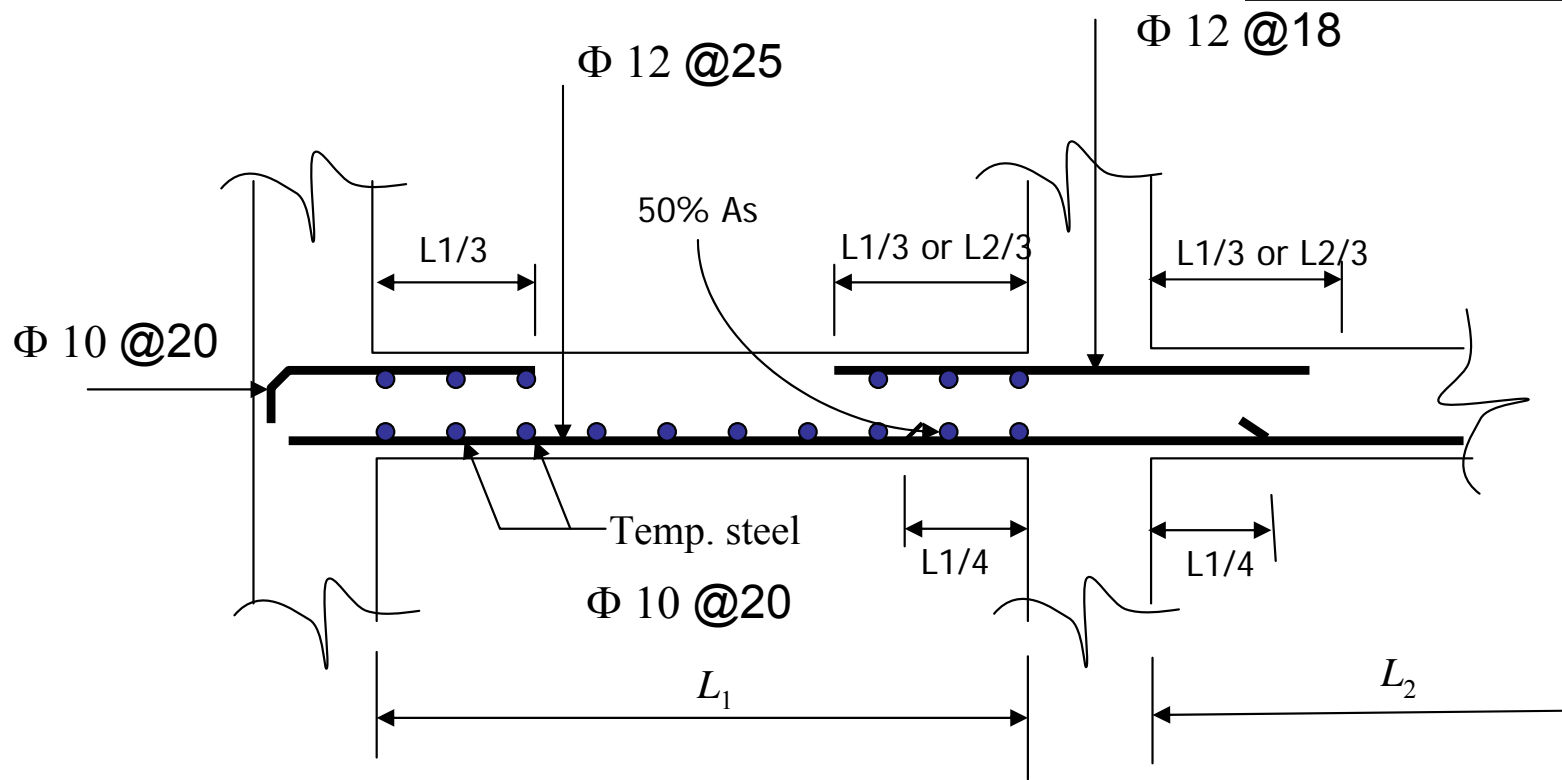
$$\text{Moment at face of exterior support} = -M = 1/24 \times 12.9 \times 4.5^2 = 10.88 \text{ kN.m/ m} \quad A_s = 2.19 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 10 @ 20$$

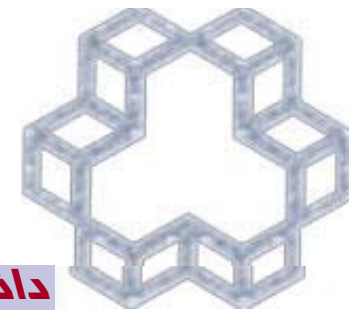
$$\text{Temperature \& shrinkage minimum reinforcement } A_s = 100 \times 18 \times 0.0018 \times 400 / 420 = 3.1 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 10 @ 20$$



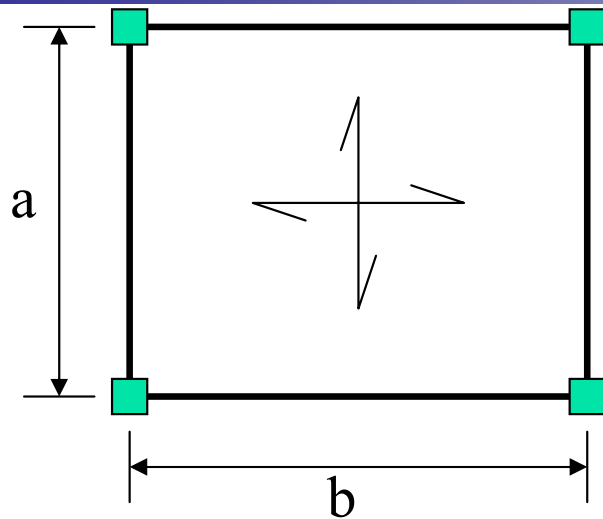


جزئیات میلگرد گذاری

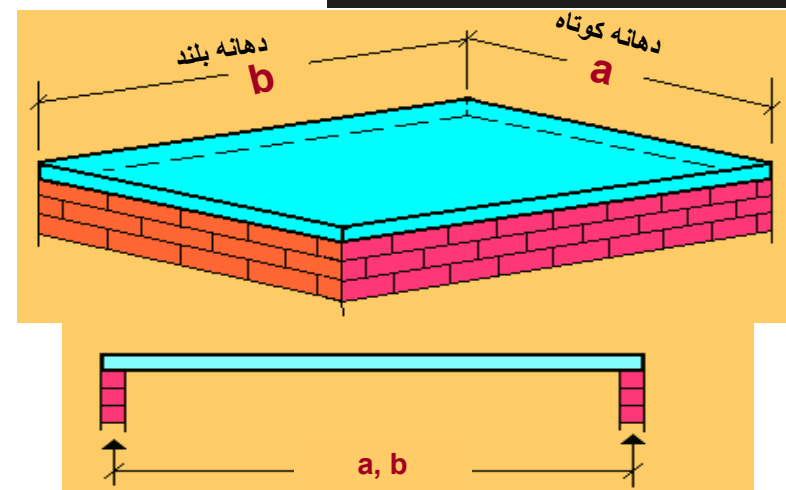




دال دو طرفه



طراحی دال دو طرفه ($b < 2a$)



دال دو طرفه بار را در دو جهت منتقل می کند و دو دهانه در تحمل بار سهیم می شوند

فولاد گذاری:

35 cm یا 3 t : حداکثر فاصله

اندازه دانه 4/3 : حداقل فاصله برای فولاد اصلی

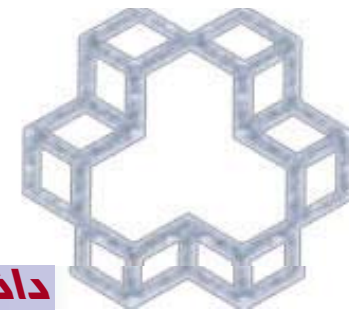
یا 2.5 cm

$h = 10 \text{ cm}$

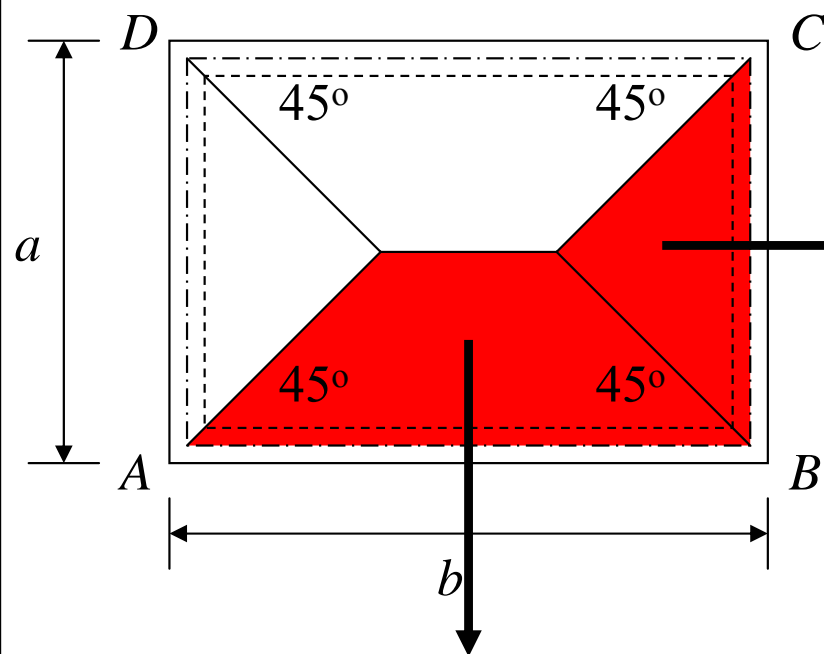
حداقل ضخامت:

$= 140 / \text{محیط} = \text{اگر یک ضلع یا بیشتر ساده باشد}$
 $2(a+b) / 140$

$= 160 / \text{محیط} = \text{اگر هر چهار ضلع پیوسته}$
 $2(a+b) / 160$



بار به صورت دو طرفه به تیرهای طرفین منتقل می شود اگر $\alpha_1 l_2 / l_1 > 1$



دهانه کوتاه (BC):

$$\text{بار کف} = w \text{ kg/sq.m}$$

$$\text{سطح متناظر} = a^2/4 \text{ sq.m}$$

$$\text{بار روی تیر} = wa/4 \rightarrow wa/3 \text{ kg/m}$$

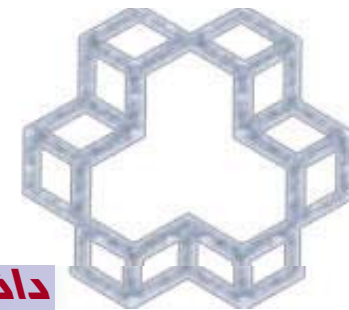
دهانه بلند (AB): $m = a/b$ نسبت دهانه

$$\text{سطح متناظر} = ab/2 - a^2/4 = a^2(2-m)/(4m) \text{ sq.m}$$

$$\text{بار روی تیر} = wa(3-m^2)/6 \text{ kg/m}$$

علاوه بر روش فوق می توان با استفاده از ضرایب جدول ۱۰-۶ تلاش برشی در دال و سهم باربری تیرها را بر اساس تقسیم بار کل چشمه W در دو امتداد a و b بدست آورد.

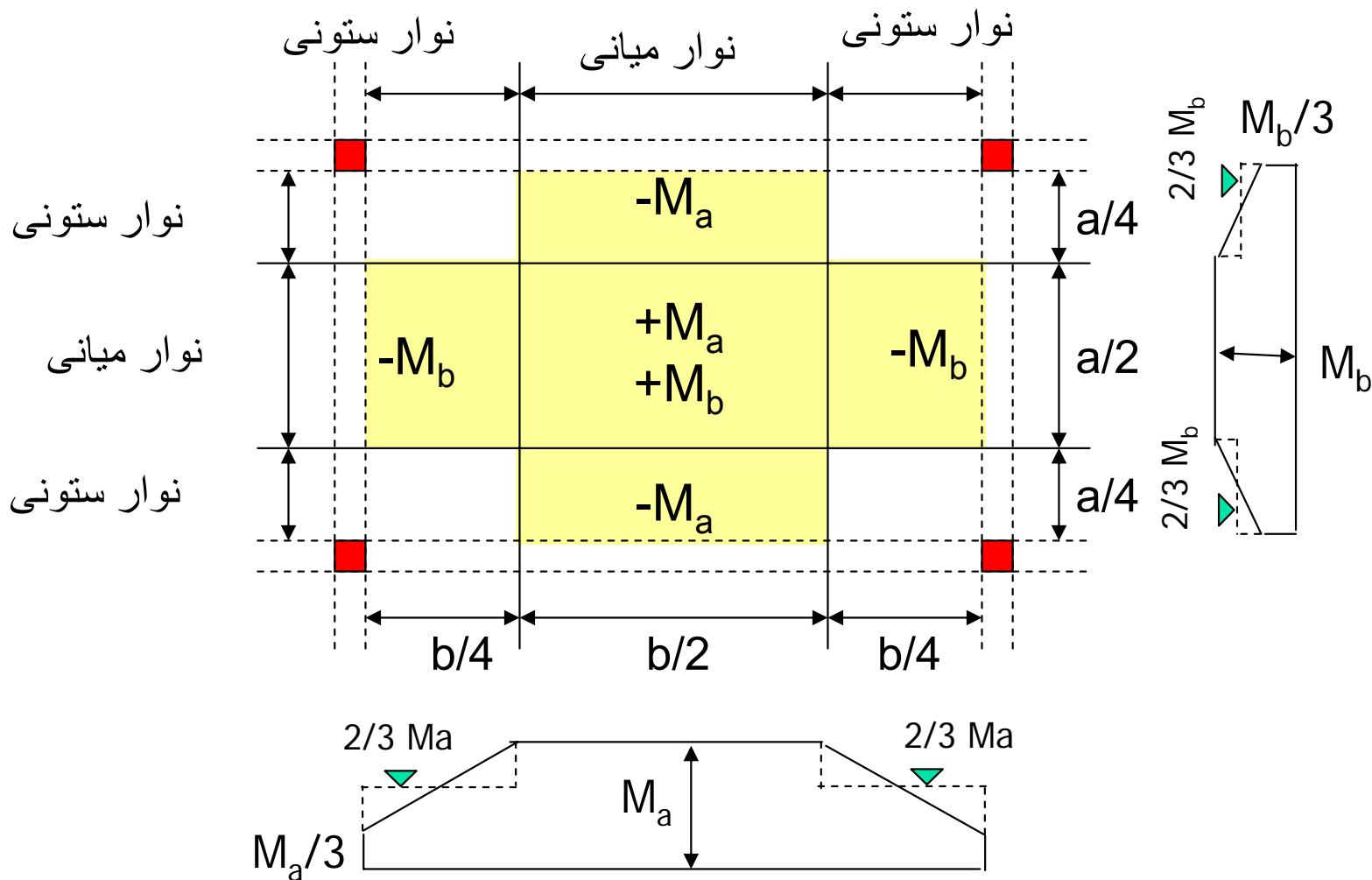
این برش به طور یکنواخت در طول تکیه گاههای دال تقسیم می شوند.



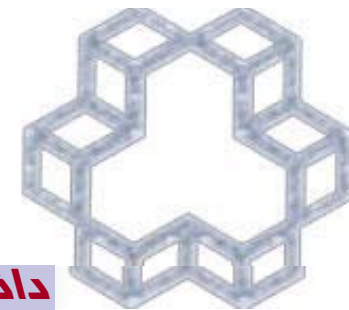
روش ضرایب

لنگر نوار میانی در واحد عرض: $M_M = c_a wa^2$ OR $c_b wb^2$

لنگر نوار ستونی در واحد عرض: $M_C = 2M_M/3$



بر اساس مود شکست
 لولایی دالها (باز پخش
 غیر الاستیک لنگرها)،
 وقتی لنگر حداکثر
 الاستیک به مقدار لنگر
 شکست مقطع دال رسید؛
 باز هم به مقاومت ادامه
 داده تا مود شکست کلی
 دال حاصل شود.
 بنابراین طراحی بر
 اساس حداکثر لنگر
 الاستیک غیر اقتصادی
 می باشد. لنگرهای
 جدول ارائه شده همواره
 کمتر از لنگرهای
 حداکثر الاستیک انتخاب
 شده اند.



ادامه

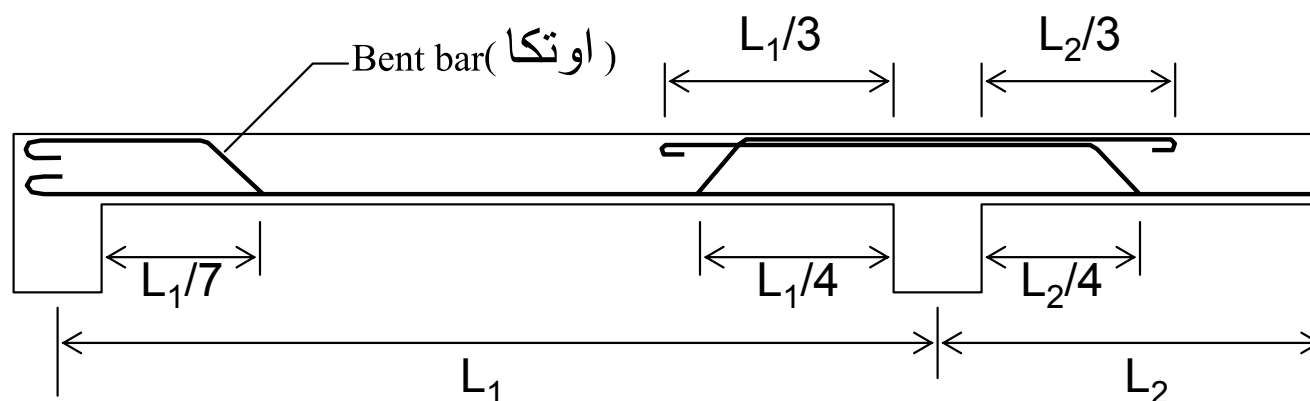
الف) برای تعیین ضرایب لنگر منفي چنین فرض شده است که در دو دهانه مجاور بطور کامل تحت بار مرده و زنده است.

برای محاسبه ضرایب لنگر مثبت بسته به نوع بار نحوه مدل تحلیلی متفاوت است.

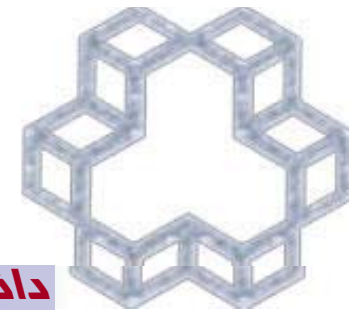
۱- در صورتیکه بار مرده وارد شود چون در کلیه دهانه ها وجود دارد لذا دورانی در تکیه گاهها وجود ندارد و تکیه گاهها گیردار است

۲- در صورتیکه بار زنده وارد شود در دهانه فوق وارد شده و در دهانه های مجاور وجود ندارد (بارگذاری شطرنجی) لذا دوران در لبه های پیوسته وجود دارد (۵۰ درصد گیرداری)

ب) لنگر منفي در لبه غیر پیوسته مساوی $3/4$ لنگر مثبت دهانه در همان امتداد است.



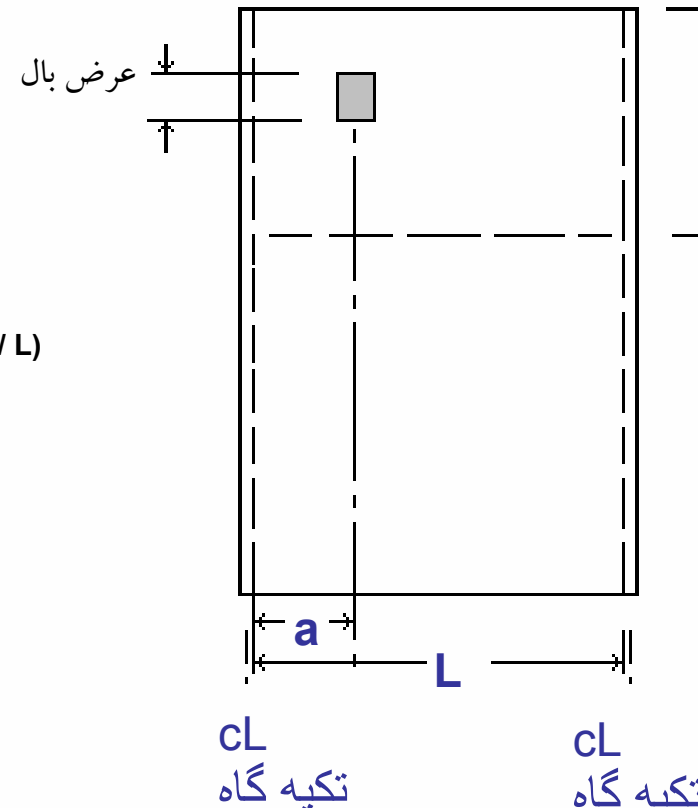
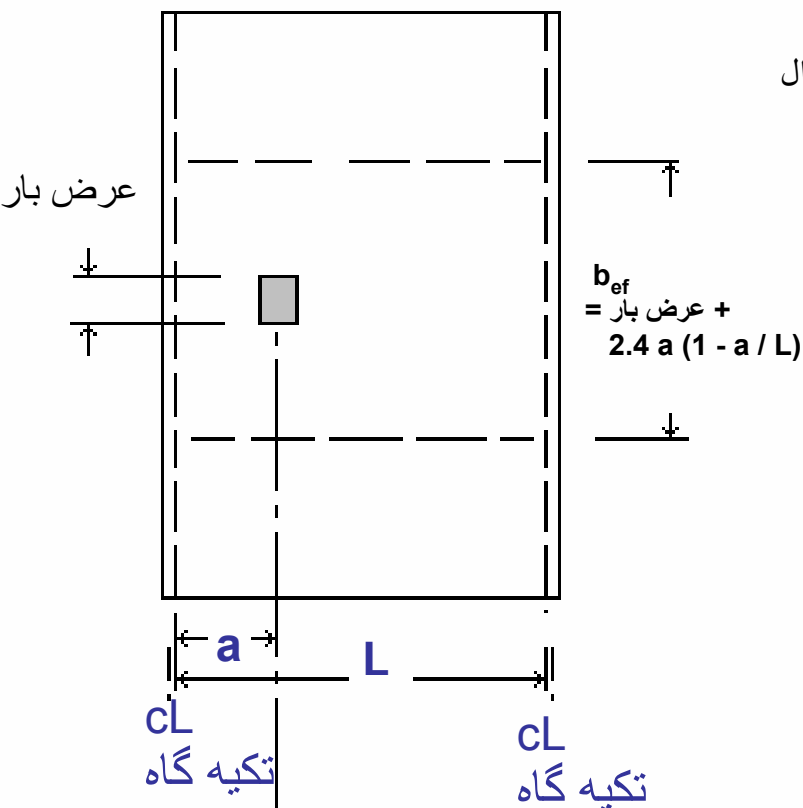
جزئیات میلگرد گذاری در دال



بارهای متمرکز-اثر خمشی

بار از لبه فاصله دارد

بار نزدیک لبه است

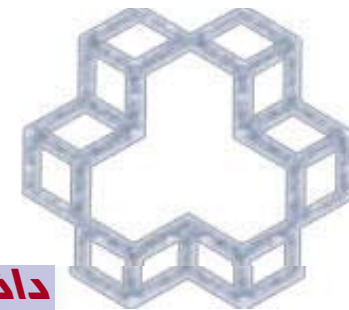


$$b_{ef} = \text{عرض بار} + 1.2 a (1 - a / L) + \text{فاصله تا لبه}$$



اعمال بار بر روی یک دال ابتداً سبب کاسه ای شدن آن در اطراف بار فوق می گردد و لذا پخش تغییر شکل فوق به اطراف باعث درگیر شدن عرض بیشتری از دال در تغییر شکل فوق می شود. عرض موثر b_{ef} چنین محاسبه می گردد.

عمل می کند b_{ef} بر عرض موثر $M_{max} = W a (L - a/L)$ فاصله مرکز تا مرکز تکیه گاه = L

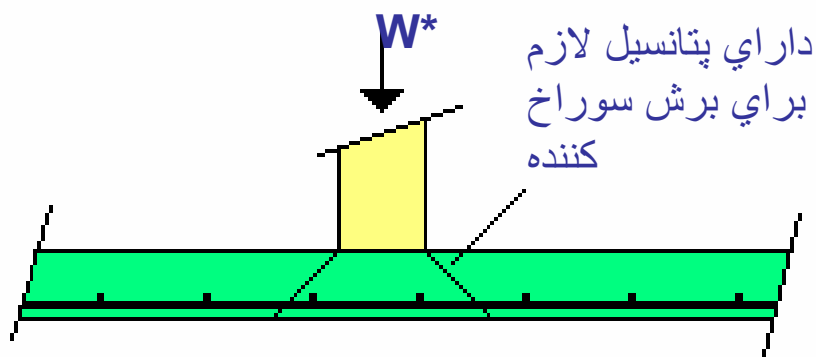


بارهای متمرکز- برش سوراخ کننده

اگر بار متمرکز بزرگ و یا سطح اثر آن کوچک باشد، ممکن است که بار فوق اثر سوراخ کننده در دال داشته باشد. عمل خمشی باید همراه اثر فوق کنترل گردد.

b_0 محیط بحرانی

$$= 2*(\text{عرض بار} + d) + 2*(\text{پهنای بار} + d)$$



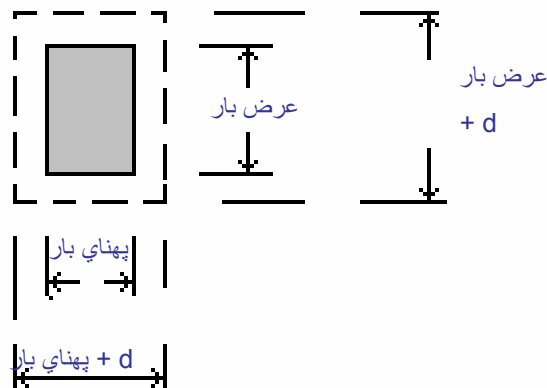
مقاومت در برابر برش سوراخ کننده در محیط بار:

$$V_c = 0.2\gamma \phi_c (f'_c)^{0.5} b_0 d$$

γ ضریبی که بستگی به ابعاد بار دارد

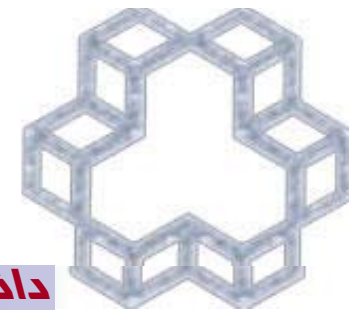
شرط تحمل بار چنین کنترل می گردد:

$$V_c \geq W^* \quad \text{که } \phi_c = 0.6$$

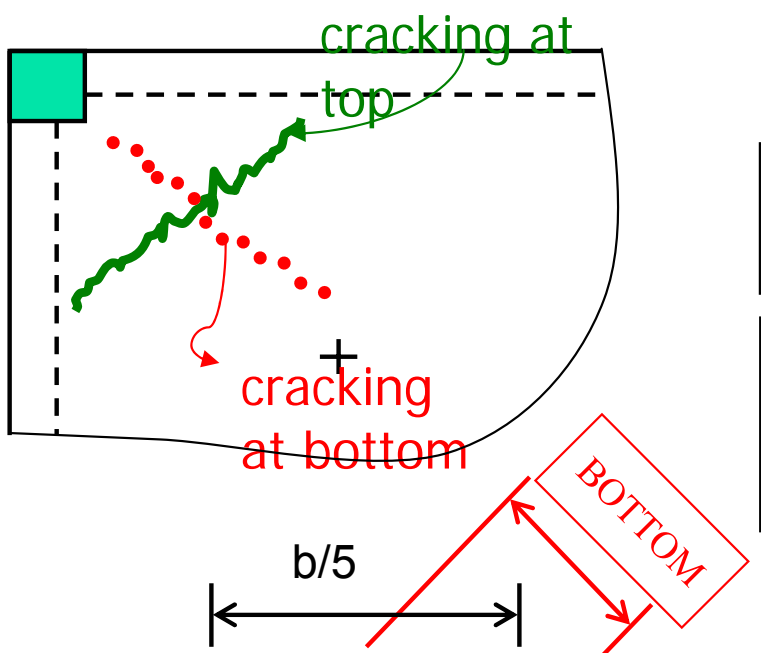


در این مورد
بیشتر صحبت
خواهیم کرد!



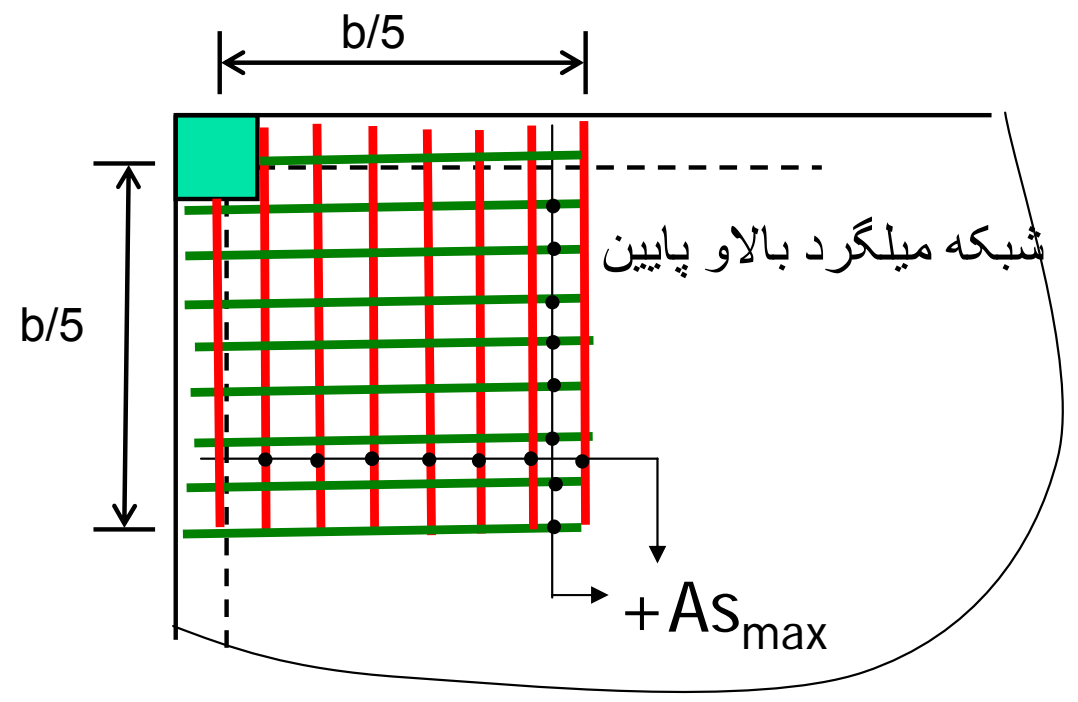
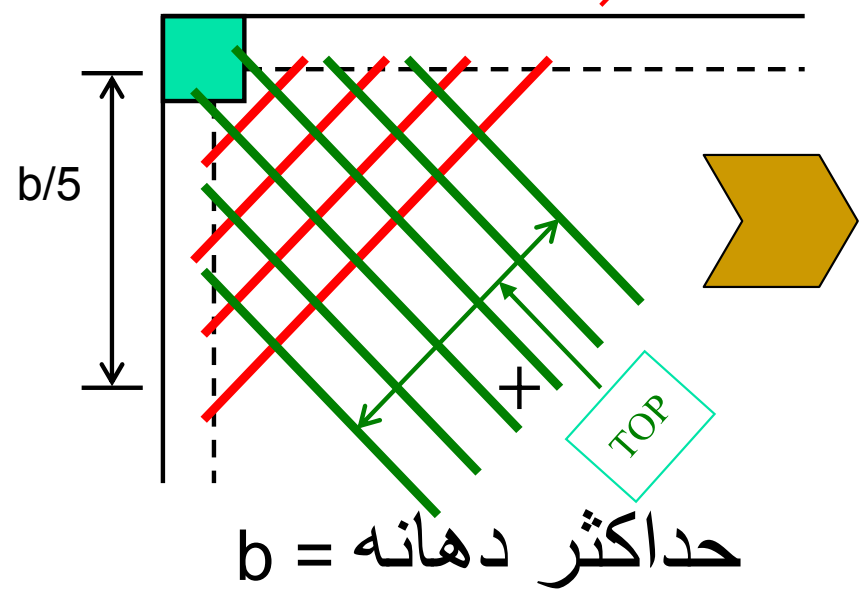


شبکه میلگردهای گوشه

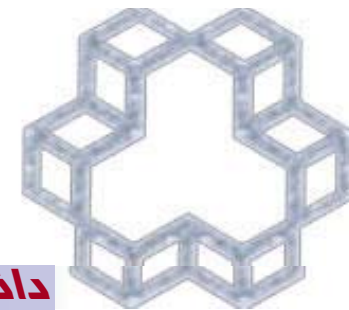


وجود لنگر های پیچشی نامتعادل در گوشه های دال سبب تمایل دال به حرکت به سمت بالا در گوشه های دال می گردد.

طبق آیین نامه در دالهایی که تیرهای تکیه گاهی دارای α بزرگتر از ۱ هستند در گوشه های خارجی باید میلگردهای خاص هم در بالا و پایین دال پیش بینی شود



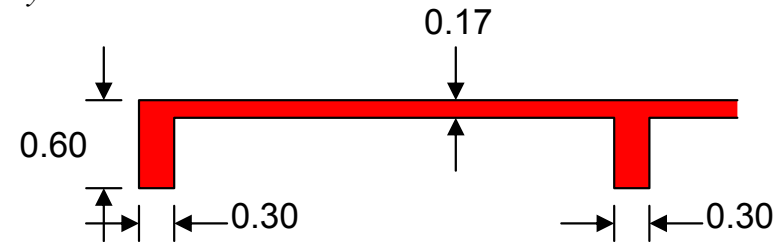
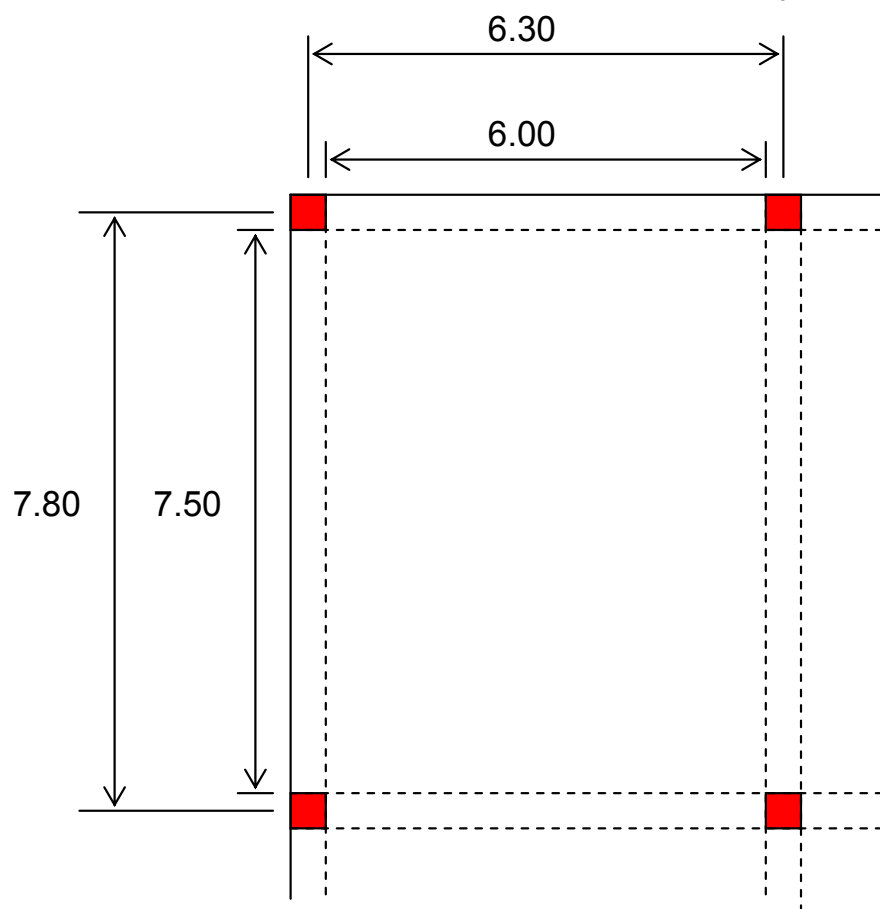
حداکثر دهانه b



دال دو طرفه زیر را طراحی نمایید

live load = 500-kg/m²

Finishing = 3 kN/sq.m $f_c' = 21$ MPa, $f_y = 420$ MPa



Cross section

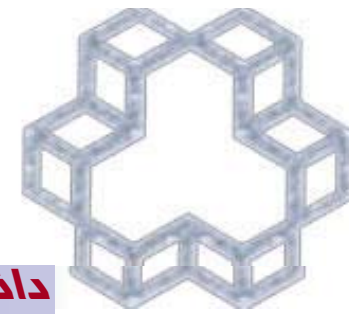
$$\text{Min } h = 2(600+750)/160 \sim 17 \text{ cm}$$

$$m = 6.00/7.50 = 0.8$$

$$d = 17 - 3 = 14 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 100 \times 18 \times 0.0018 \times 400 / 420 = 3.1 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 30, \phi 10 @ 25$$

پلان طبقه



$$\text{Slab weight} = 1.25(.17 \times 24) = 5.1 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{Finishing} = 1.25(1.9) = 2.4 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{Live Load} = 1.5(5) = 7.5 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{The factored load} = 15.0 \text{ kN/ m}^2$$

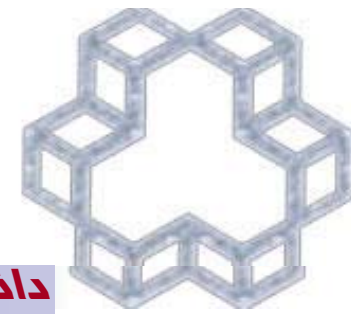
Negative moments

$$\text{Moment in direction of short length} = -M = .0710 \times 15.0 \times 6^2 = 38.34 \text{ kN.m/ m} \quad A_s = 9.35 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 10$$

$$\text{Moment in direction of long length} = -M = .029 \times 15.0 \times 7.5^2 = 24.47 \text{ kN.m/ m} \quad A_s = 7.21 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 15$$

Positive moments

$$\text{Moment in direction of short length} \left\{ \begin{array}{l} M_D = .039 \times 7.5 \times 6^2 = 10.53 \text{ kN.m/ m} \\ M_L = .048 \times 7.5 \times 6^2 = 12.96 \text{ kN.m/ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M = 23.49 \text{ kN.m/ m} \\ A_s = 5.55 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 20 \end{array}$$

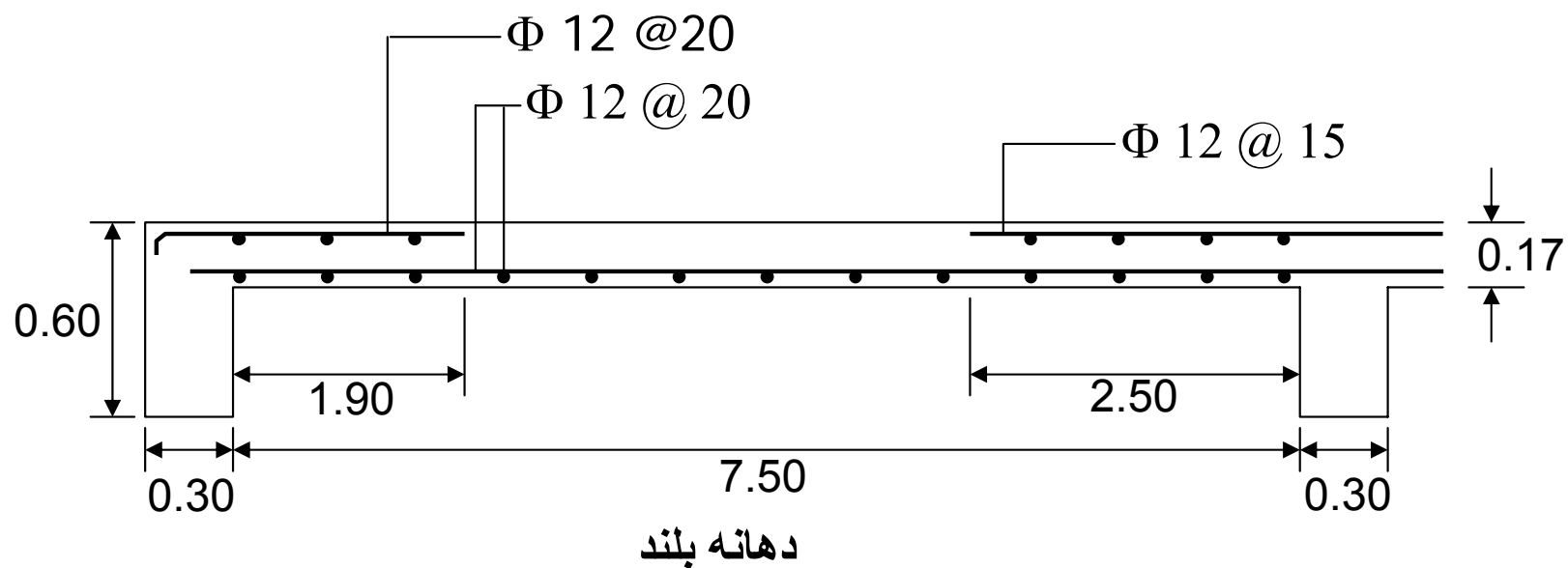
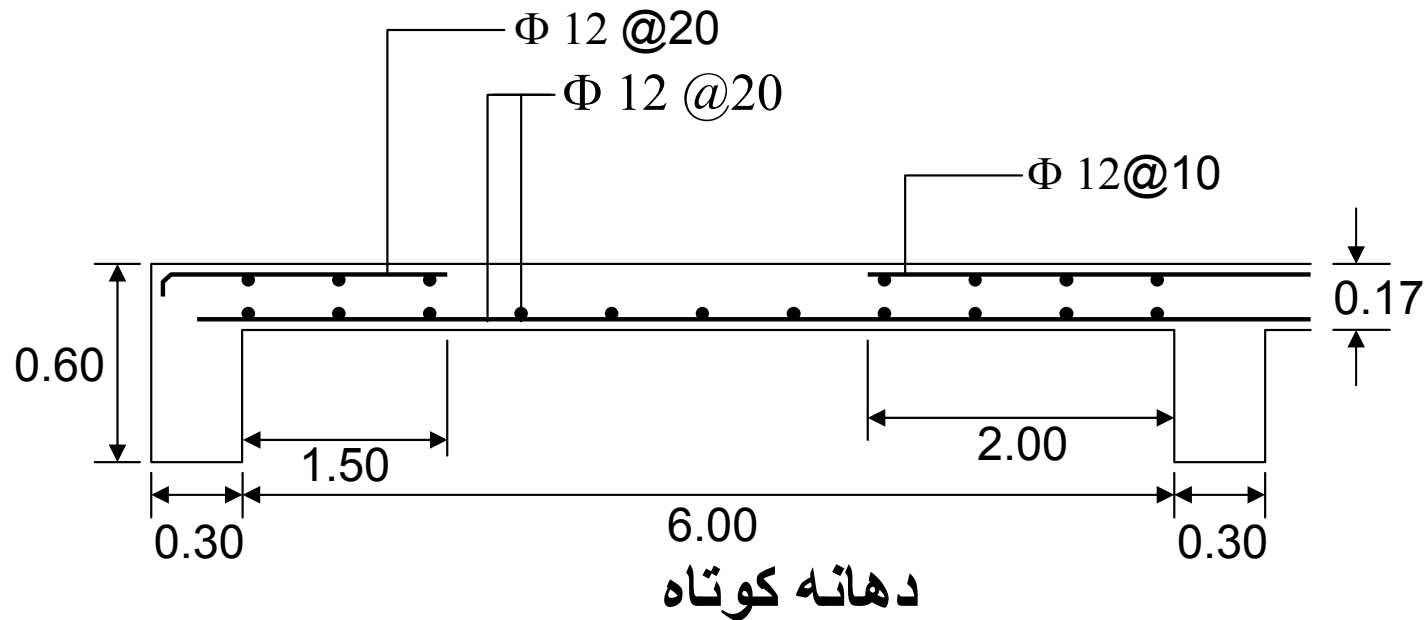
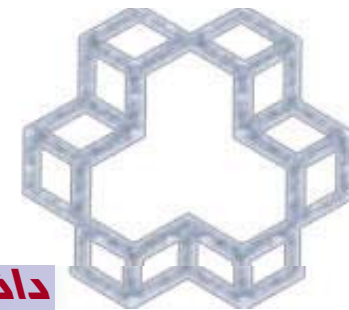


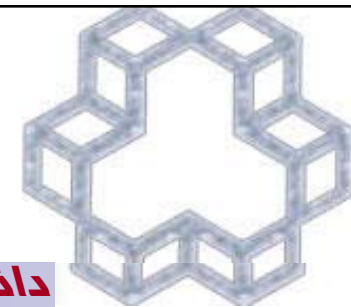
$$\text{Moment in direction of long length} \left\{ \begin{array}{l} M_D = .016 \times 7.5 \times 7.5^2 = 6.75 \text{ kN.m/ m} \\ M_L = .020 \times 7.5 \times 7.5^2 = 8.44 \text{ kN.m/ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M = 15.19 \text{ kN.m/ m} \\ A_s = 4.38 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 20 \end{array}$$

Negative moments at exterior face

Moment in direction of short length = $-M = 3/4 \times 23.49 = 17.6 \text{ kN.m/ m}$ $A_s = 3.96 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 20$

Moment in direction of long length = $-M = 3/4 \times 15.19 = 11.4 \text{ kN.m/ m}$ $A_s = 2.86 \text{ cm}^2/\text{m}, \phi 12 @ 20$





فصل سوم

بخش دوم

• روش مستقیم (DDM)

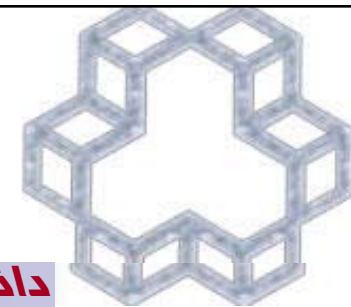
تحلیل و طراحی دالها

طراحی

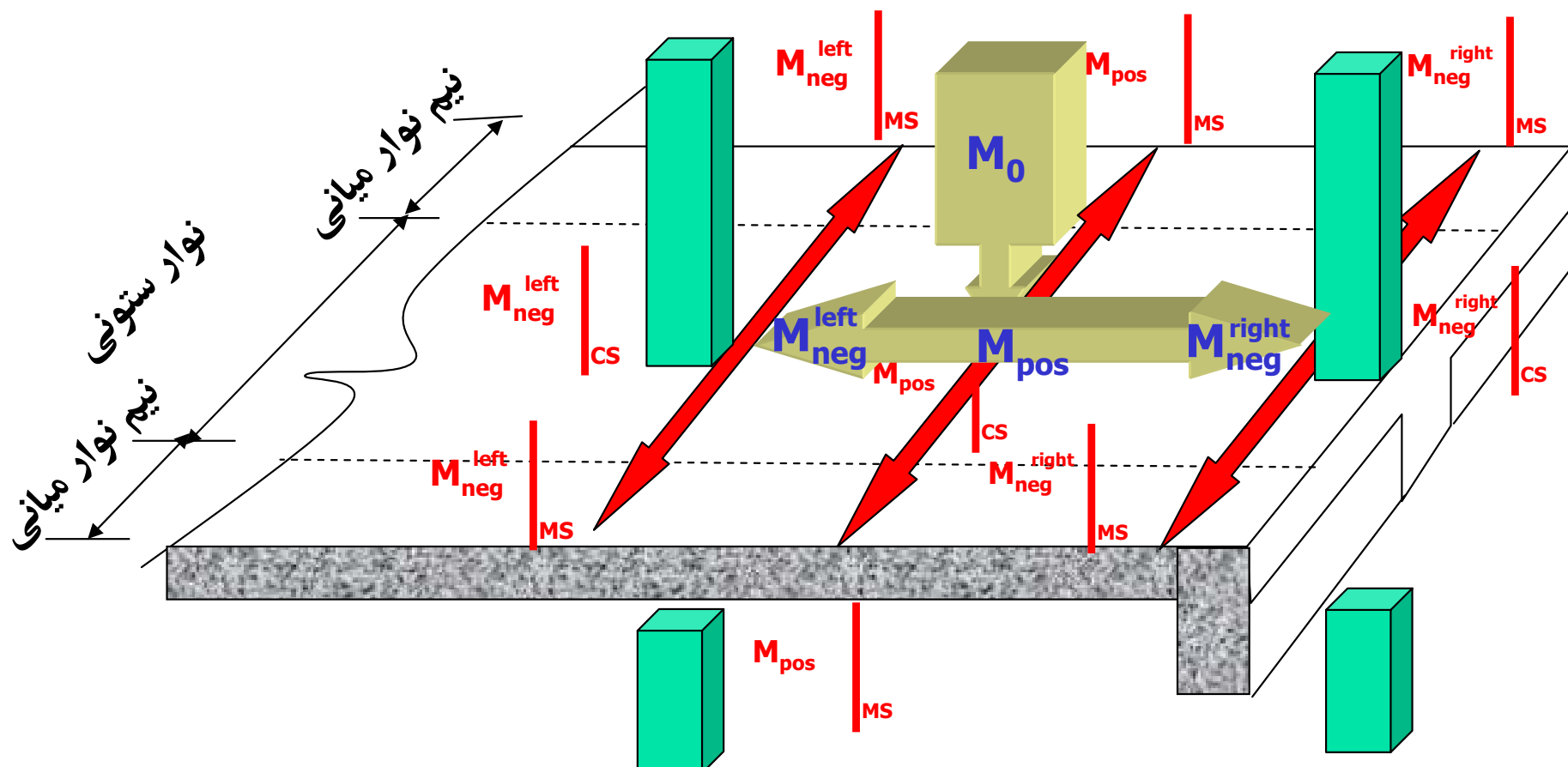
- ۱- روش مستقیم
- ۲- کنترل برش

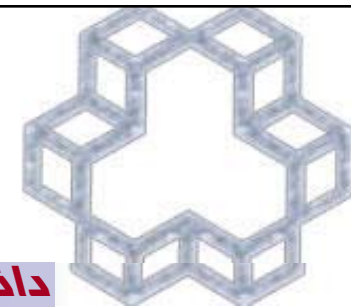
جزوه بتن ۲

تدوین : دکتر سید بهرام بهشتی



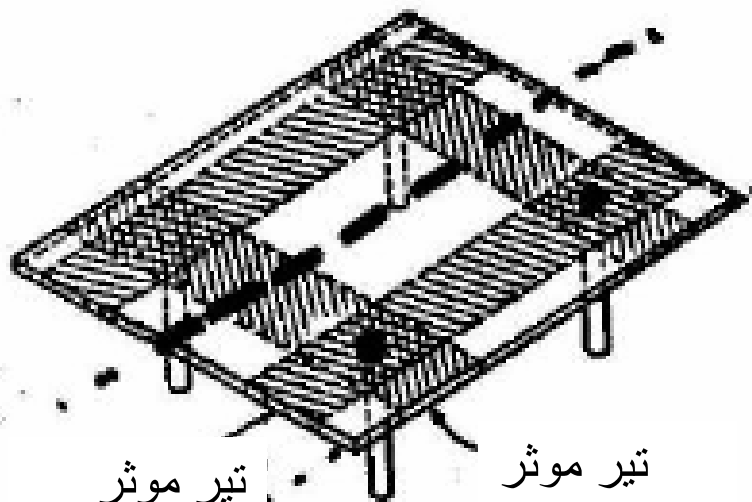
۱- روش تحلیل مستقیم دال - DDM





دالهای دو طرفه متکی بر ستونها (نوار ستونی و نوار میانی)

در دلهای تخت،
نوارهایی از دال که
در میان ستونها قرار
دارند نقش تیرها را
بعهده دارند.



دیدیم روش ضرایب برای محاسبه دالهایی که در چهار طرف تیر با سختی قابل ملاحظه ای قرار داشته باشد، قابل کاربرد است. اگر تیرهای فوق موجود نبوده و یا در صورت وجود سختی چشمگیری نداشته باشند، می باید به یکی از دو روش زیر دال تحلیل گردند.

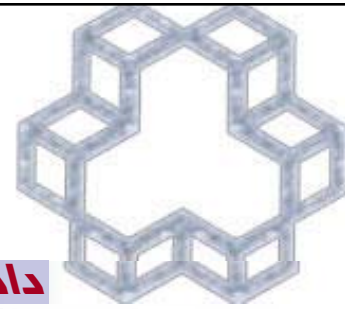
روش تحلیل مستقیم (Direct Design Method-DDM) :

بر اساس نتایج تجربی ضرایبی برای تقسیم لنگر استاتیکی کل بین دو انتها و وسط دهانه معرفی می کند.

روش قاب معادل (Equivalent Frame Method-EFM) :

با استفاده از تحلیل الاستیک مثل پخش لنگر مقادیر لنگرهای طراحی را محاسبه می شود.

روشهای فوق دارای محدودیتهای کاربردی هستند که در جای خود توضیح داده می شوند.

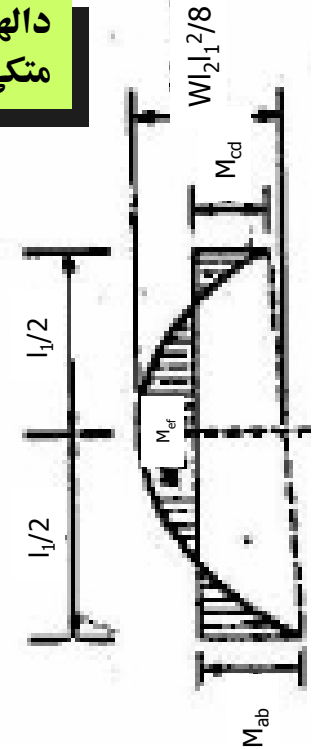
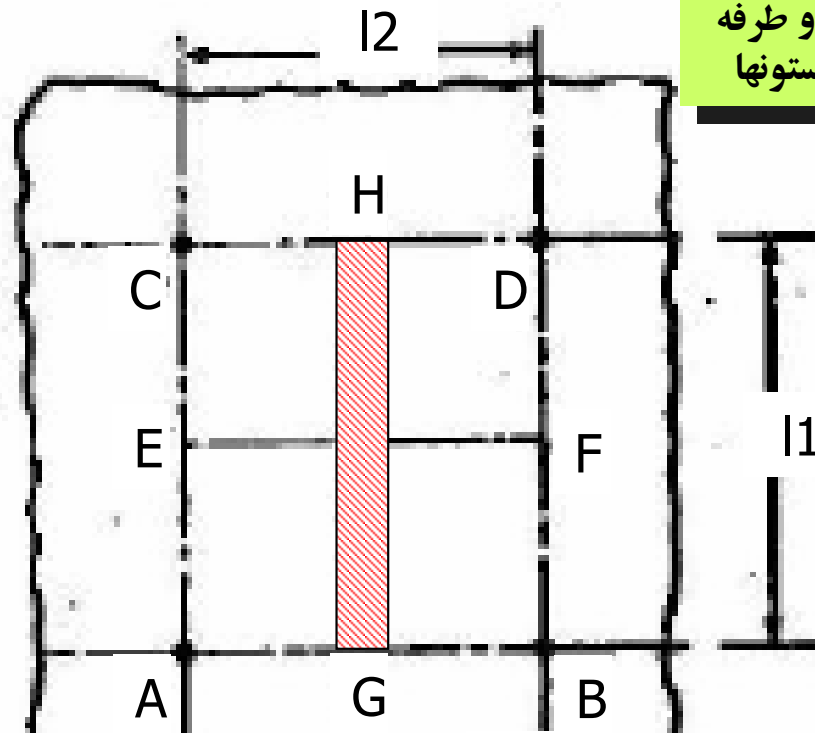


$$\frac{M_{ab} + M_{cd} + M_{ef}}{2} = \frac{1}{8} w L_2 L_1^2$$

$$\frac{M_{ac} + M_{bd} + M_{gh}}{2} = \frac{1}{8} w L_1 L_2^2$$

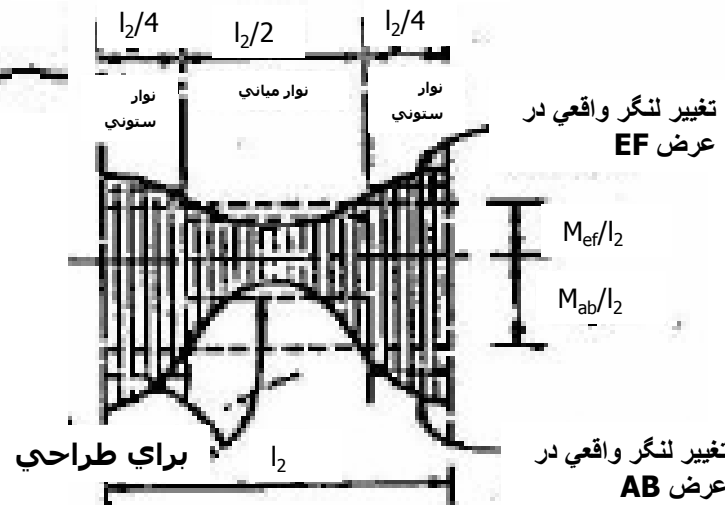
روابط فوق هیچ اطلاعی از مقادیر لنگرها نمی دهند
مقدار لنگرها بستگی به سختی نسبی دهانه ها و
ستونهای تکیه گاهی و حالات فرارگیری بارها دارد

دالهای دو طرفه
متکی بر ستونها

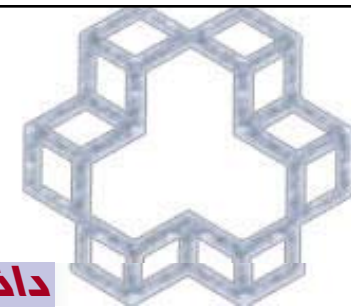


لنگرها در عرض نوار تغییر می کنند. مطابق شکل
مقدار لنگرها را در نوارهای ستونی و میانی فرضی
به صورت خط چین میانگین گرفت.

لنگرهای طراحی در عرض نوارهای ستونی و
میانی متوسط گرفته می شوند مگر آنکه در حد
واصل بین ستونها تیر وجود داشته باشد که در این
صورت قسمت اعظم لنگر خمش در نوار ستونی
سهم تیر خواهد شد.

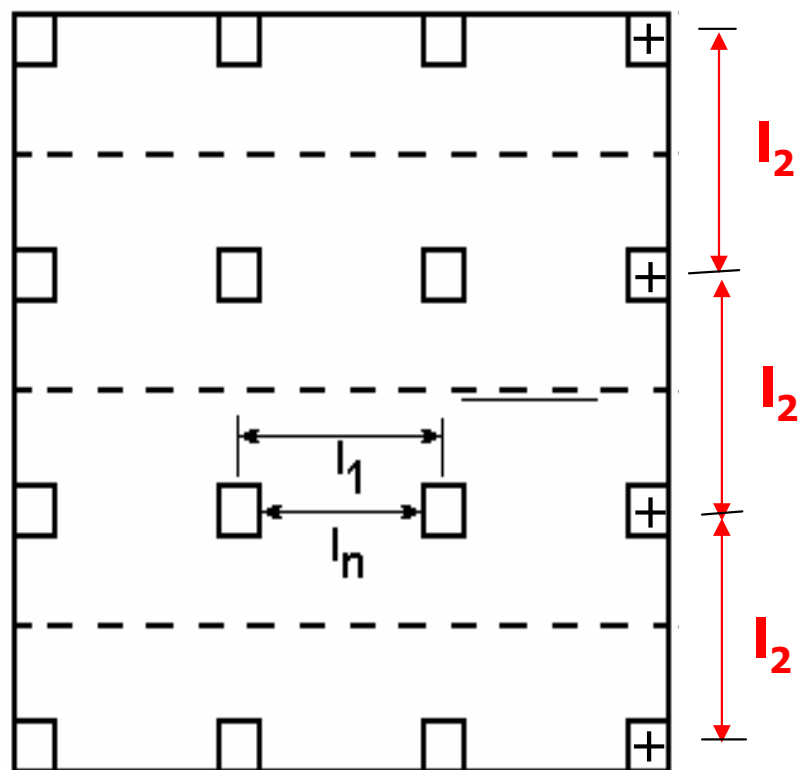


شکل این تغییرات
بستگی به وجود یا
عدم وجود تیر در
محور واصل ستونها-
کتیبه، سرستونها و
شدت بار وارده دارد.



قابهای مورد تحلیل - نوار پوششی

فرض می گردد که دال از قابهایی در دو جهت عمود بر هم تشکیل شده است.
به قسمتی از سیستم دال که در دو سمت محور ستونهای واقع در یک ردیف در پلان قرار می گیرد و به محورهای طولی گذرانده از وسط چشمه های مجاور محدود می شود، **نوار پوششی** گویند.

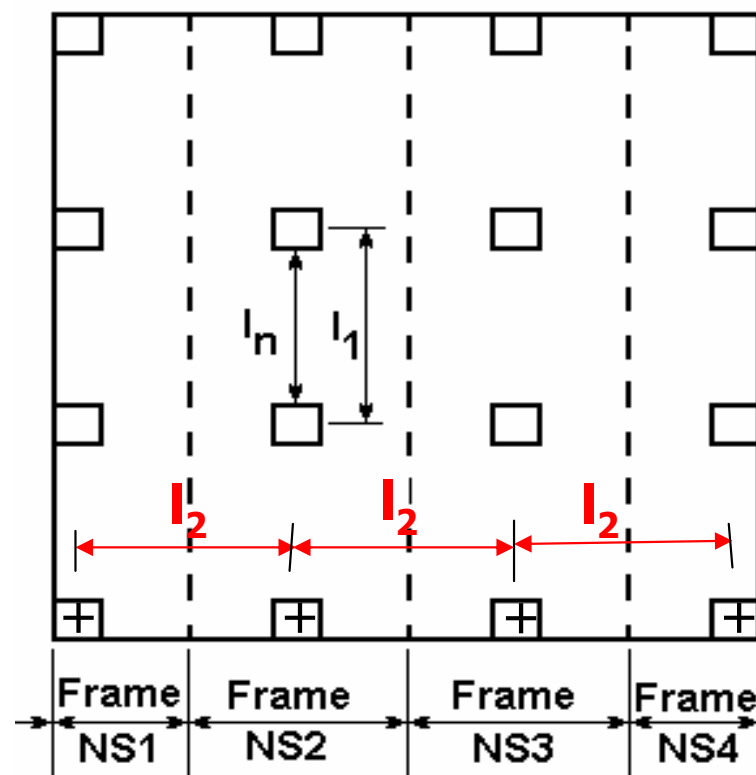


Frame EW1

Frame EW2

Frame EW3

Frame EW4

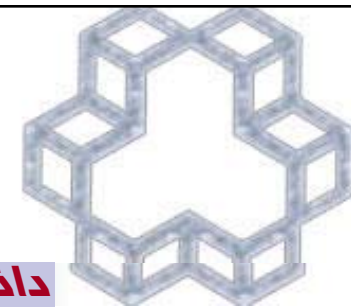


Frame NS1

Frame NS2

Frame NS3

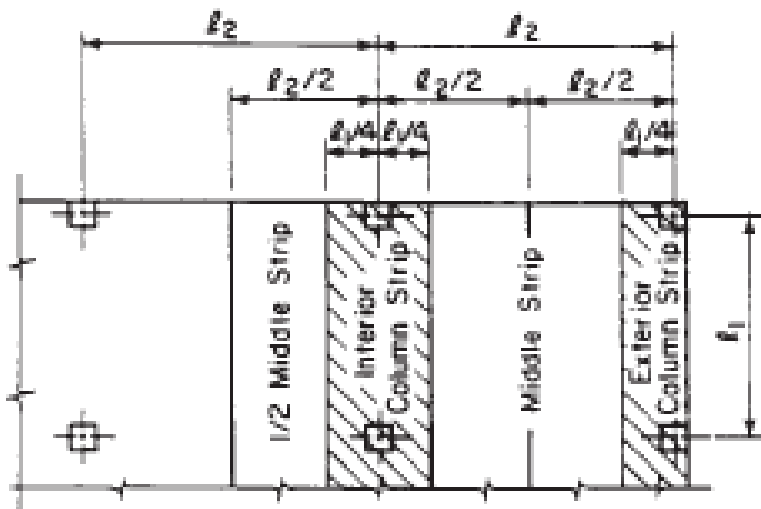
Frame NS4



نوار ستونی: نوارهاي ستوني طراحی در هر طرف آکس ستونها به پهنای کوچکترین $0.25l_2$ و $0.25l_1$ قرار می گیرند

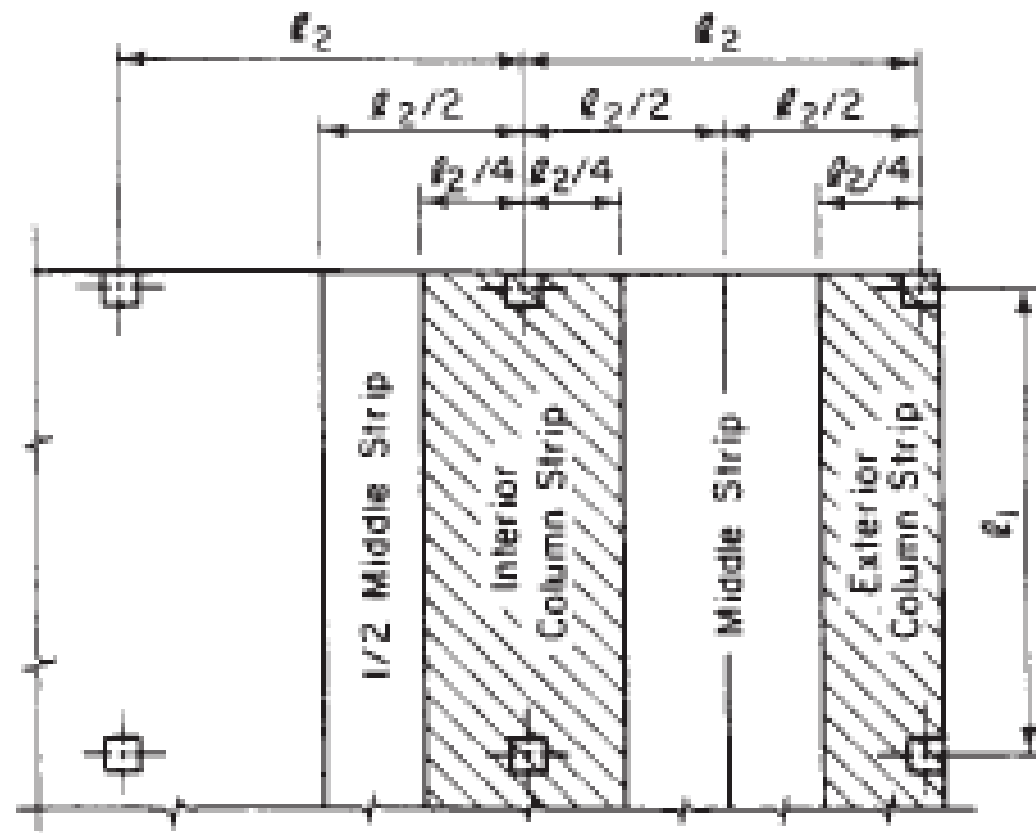
l_1 = طول دهانه در جهتی که لنگرها محاسبه می شوند

l_2 = طول دهانه عمود بر l_1

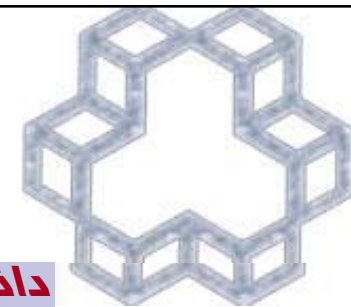


(b) Column Strip for $l_2 > l_1$

نوار میانی: نوار میانی در میان دو نوار ستونی قرار دارد

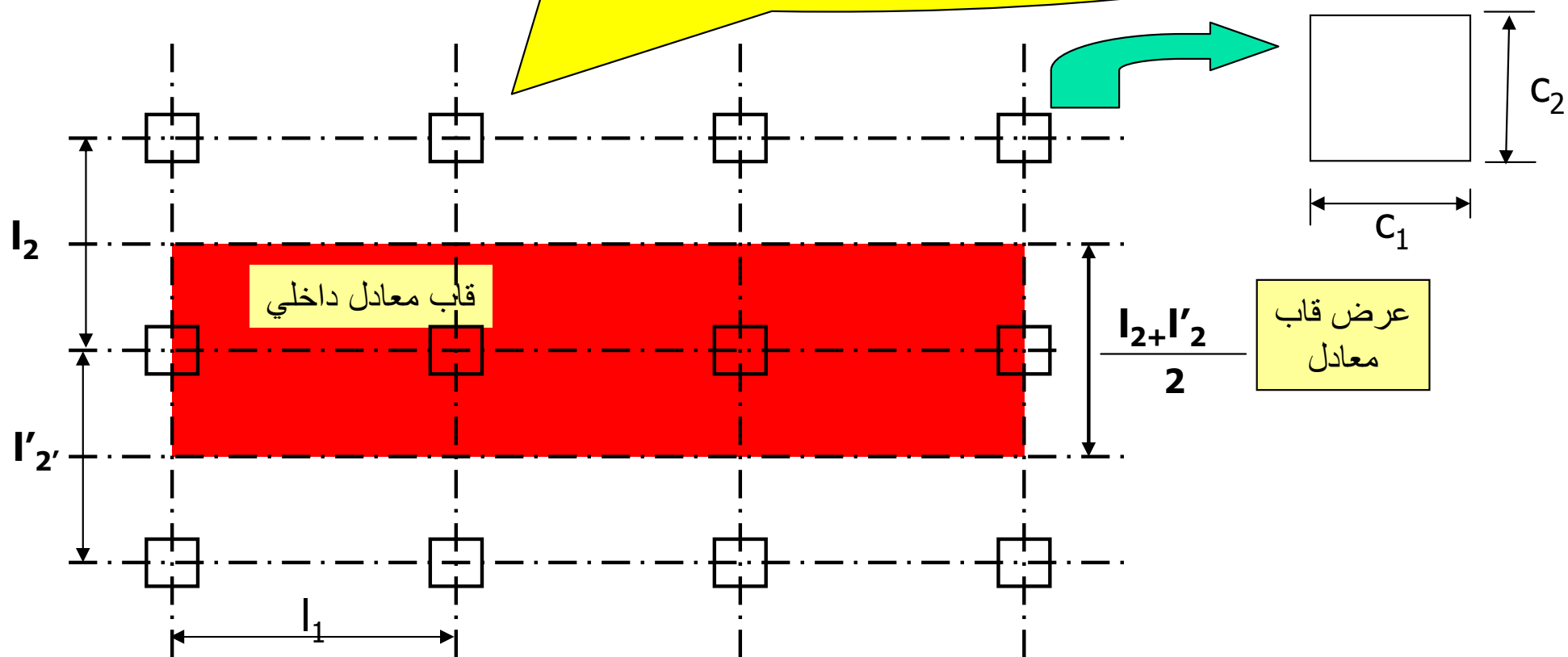


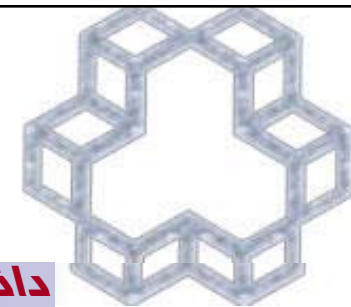
(a) Column Strip for $l_2 \leq l_1$



تحلیل دالهای دو طرفه تحت بارهای قائم

به عنوان قرارداد کلیه طولها را در جهت مورد بررسی با اندیس ۱ (مثل بعد ستون C_1 و یا طول دهانه l_1) و در جهت عمود بر قاب با اندیس ۲ (مثل بعد ستون C_2 و یا عرض نوار پوششی l_2) معرفی می کنیم

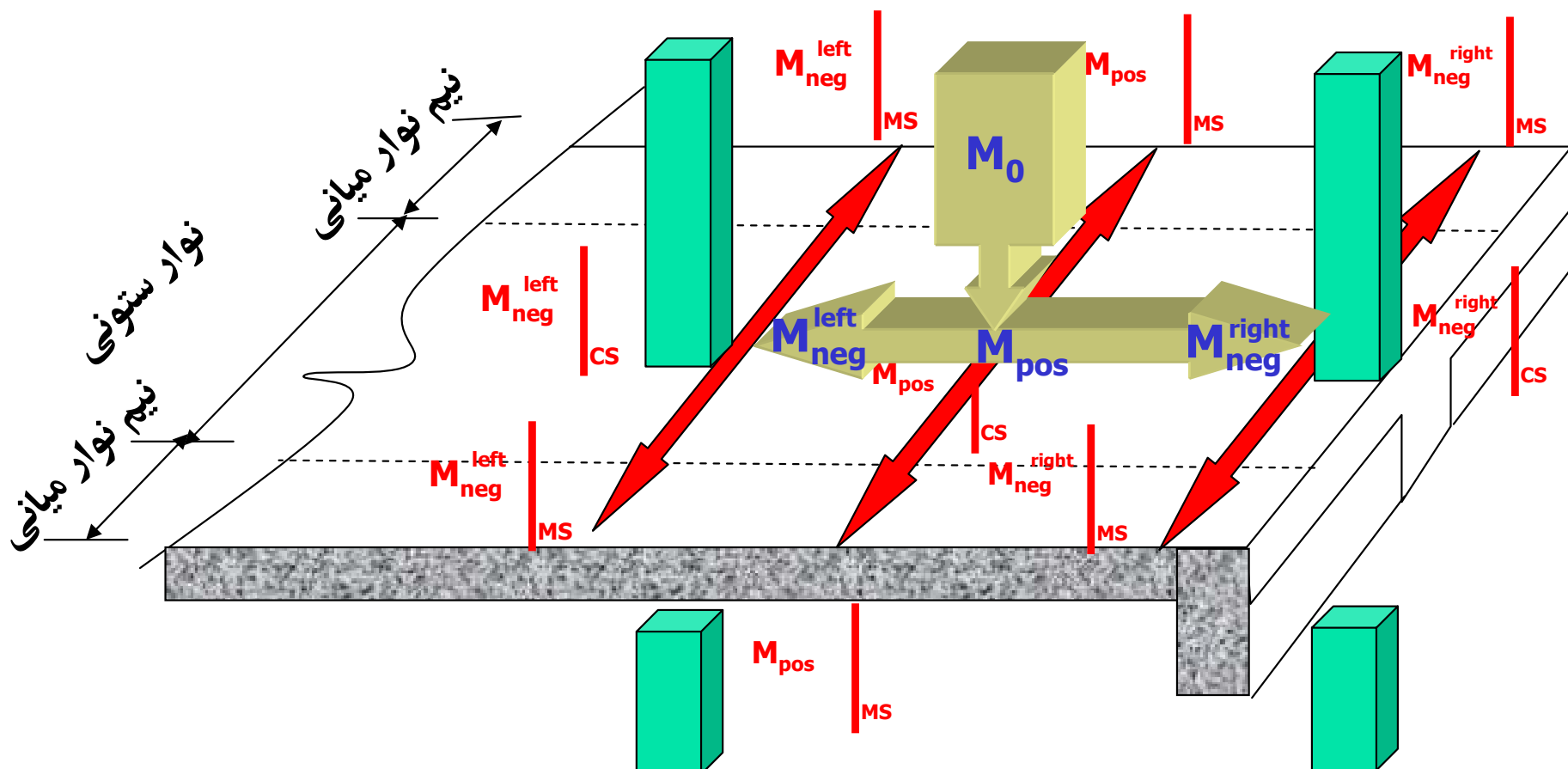


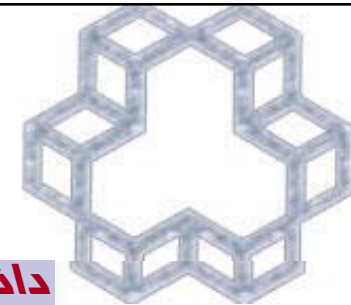


روش تحلیل مستقیم (DDM)

روش تقسیم لنگر استاتیکی کل M_0 به لنگرهای مثبت و منفی

در این روش لنگر استاتیکی کل M_0 ابتدا در طول دهانه L_n بر اساس آنکه دهانه داخلی یا خارجی است به لنگرهای مثبت در وسط دهانه و منفی در لبه تکیه گاه تقسیم می شود سپس لنگرهای فوق به صورت عرضی پخش می شود. ابتدا سهم نوار ستونی معلوم شده و باقی مانده به نوار میانی می رسد. سهم نوار ستونی در صورت وجود تیر بر اساس نسبت سختی تیر به دال بین آنها تقسیم می گردد. بر اساس لنگرهای محاسبه شده مقدار فولادها تعیین می گردد.



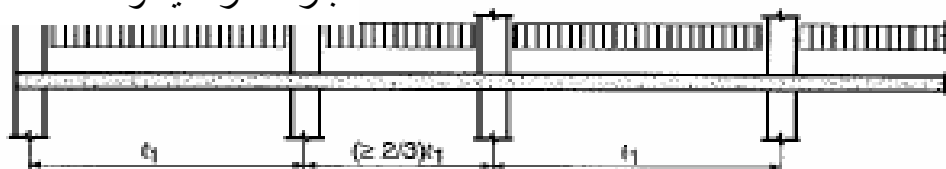


روش تحلیل مستقیم (DDM)

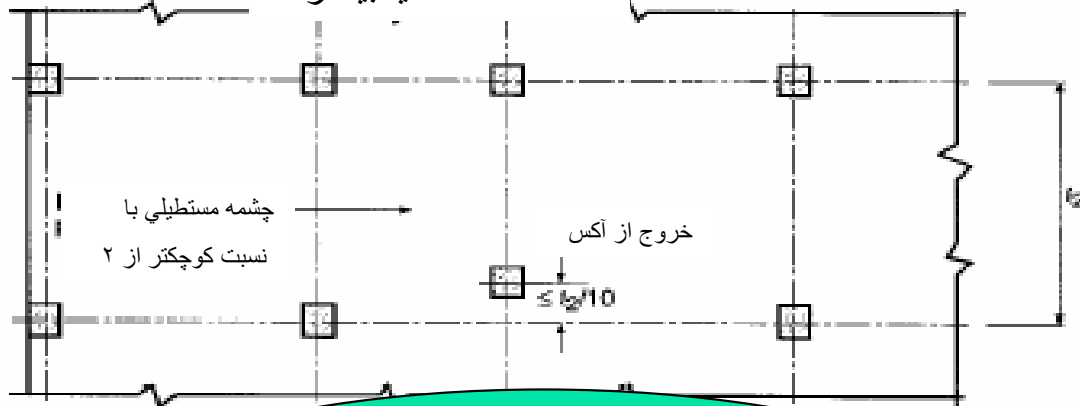
محدودیت ها

- ۱- حداقل سه دهانه ممتد (۳×۳) در هر جهت - (در غیر اینصورت لنگرهای منفی دهانه داخلی کوچک حساب می شوند)
- ۲- پانلهای مستطیلی با نسبت دهانه بلند به کوتاه نباید بیشتر از ۲ باشد - (دال دو طرفه است)
- ۳- بارهای قائم یکنواخت باشد و بارزنده از دو برابر بار مرده بیشتر نباشد.
- ۴- برون محوری هیچ یک از ستونها نسبت به صفحه قاب در هر امتداد از ۱۰ درصد طول دهانه عمود بر صفحه قاب تجاوز نکند.
- ۵- در هر امتداد طول دهانه های متوالی (محور تا محور) نباید بیشتر از یک سوم طول دهانه بلندتر اختلاف داشته باشند.
- ۶- سختی نسبی تیرها در دو امتداد عمود بر هم برای هر پانل که هر چهار لبه دارای تیر است باید در رابطه مقابل صدق کند: (دال دو طرفه است)

بار گسترده یکنواخت $L/D \leq 2$

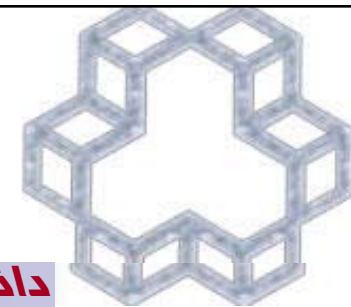


تعداد دهانه سه یا بیشتر



تعریف l_2 در دهانه های کناری برای محاسبه سختی دال تا حدودی متفاوت از تعریف شناخته شده آن می باشد. آن قسمت از دال که با تیر کار می کند باید در محاسبه l_2 منظور گردد. لذا در نوار کناری نصف فاصله ستونهای مجاور بعلاوه نصف عرض ستون باید در محاسبه l_2 منظور گردد.

$$0.2 < \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5$$



ضریب سختی تیر به دال α

این ضریب، تاثیر سختی تیر را در کاهش تغییر شکل پانل های مجاور نشان می دهد

$$\alpha = \frac{\text{سختی خمشی دال/سختی خمش تیر}}{= \frac{4E_{cb}I_b / l}{4E_{cs}I_s / l} = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s}}$$

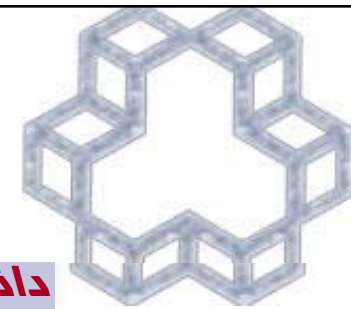
E_{cb} = مدول ارتجاعي بتن تیر

E_{sb} = مدول ارتجاعي بتن دال

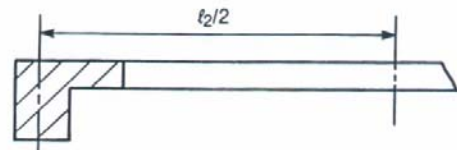
I_b = ممان اینرسی تیر ترك نخورده

I_s = ممان اینرسی دال ترك نخورده

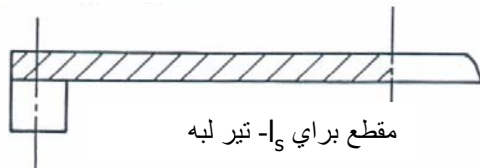
پهنای دال بر اساس فاصله مرکز تا مرکز پانلهای مجاور تیر اندازه گیری می شود.



مقاطع تیر و دال برای محاسبه سختی خمشی تیرهای طولی به دال α

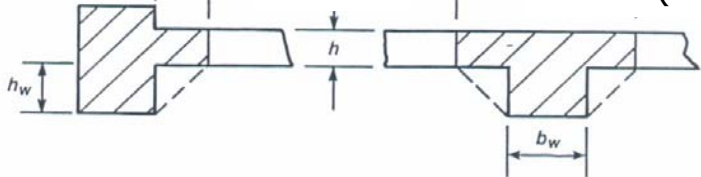


مقطع برای I_b - تیر لبه

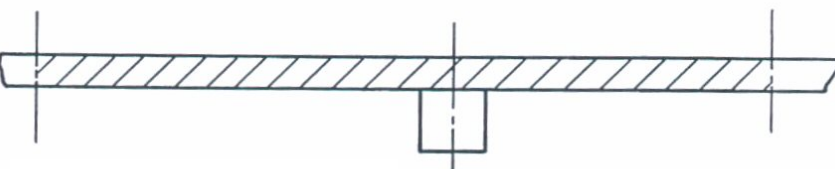


مقطع برای I_s - تیر لبه

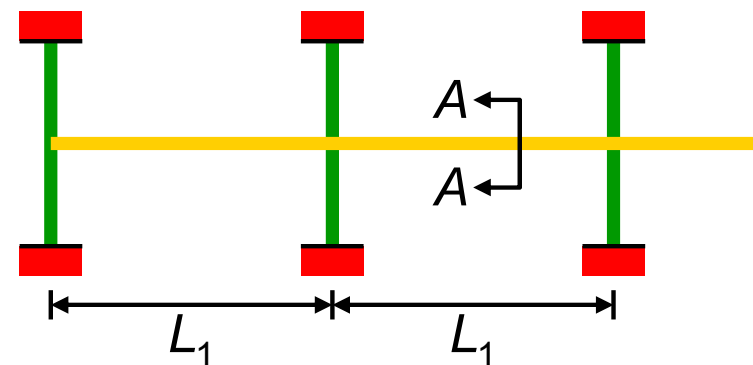
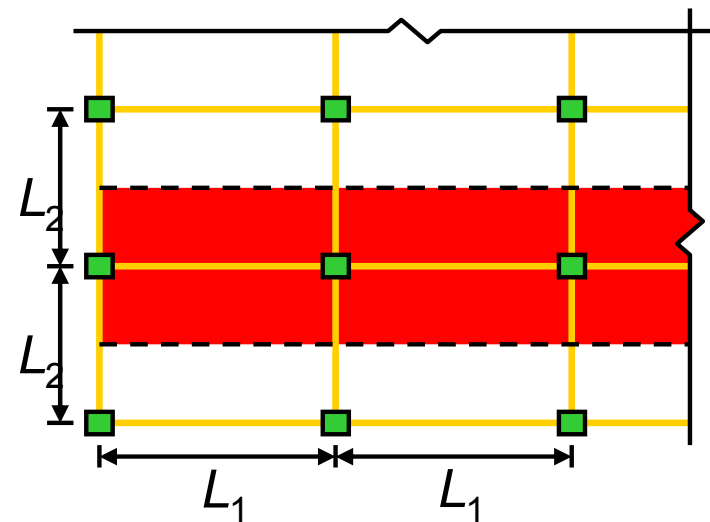
اما نه h_w بزرگتر از $4h$
 اما نه $b_w + 2h_w$ بزرگتر از $b_w + 2(4h)$

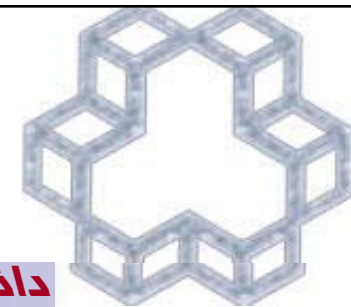


مقطع برای I_b - تیر داخلی

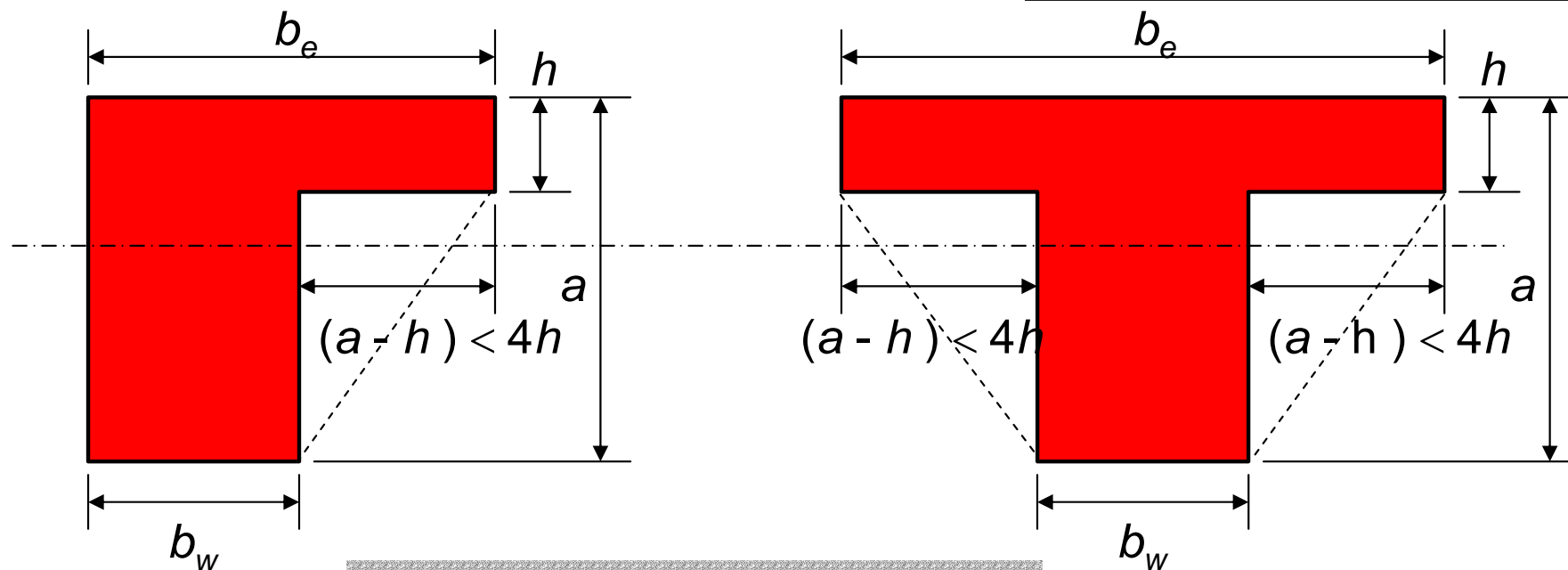


مقطع برای I_s - تیر داخلی

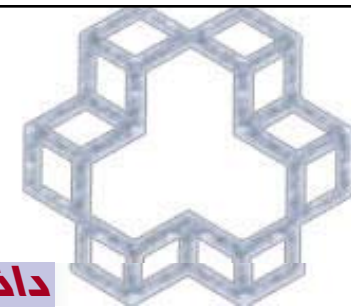




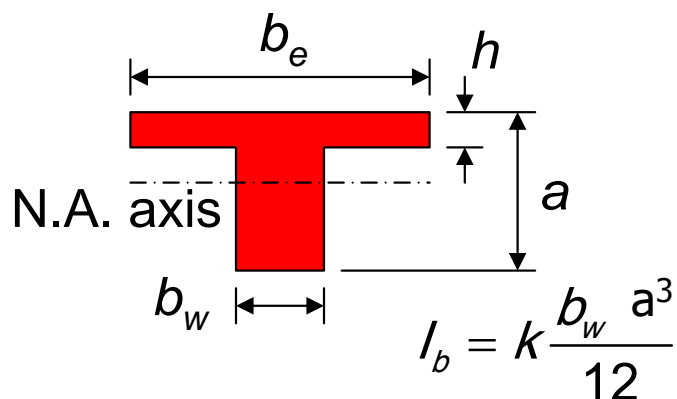
لنگر لختی مقطع عرضی



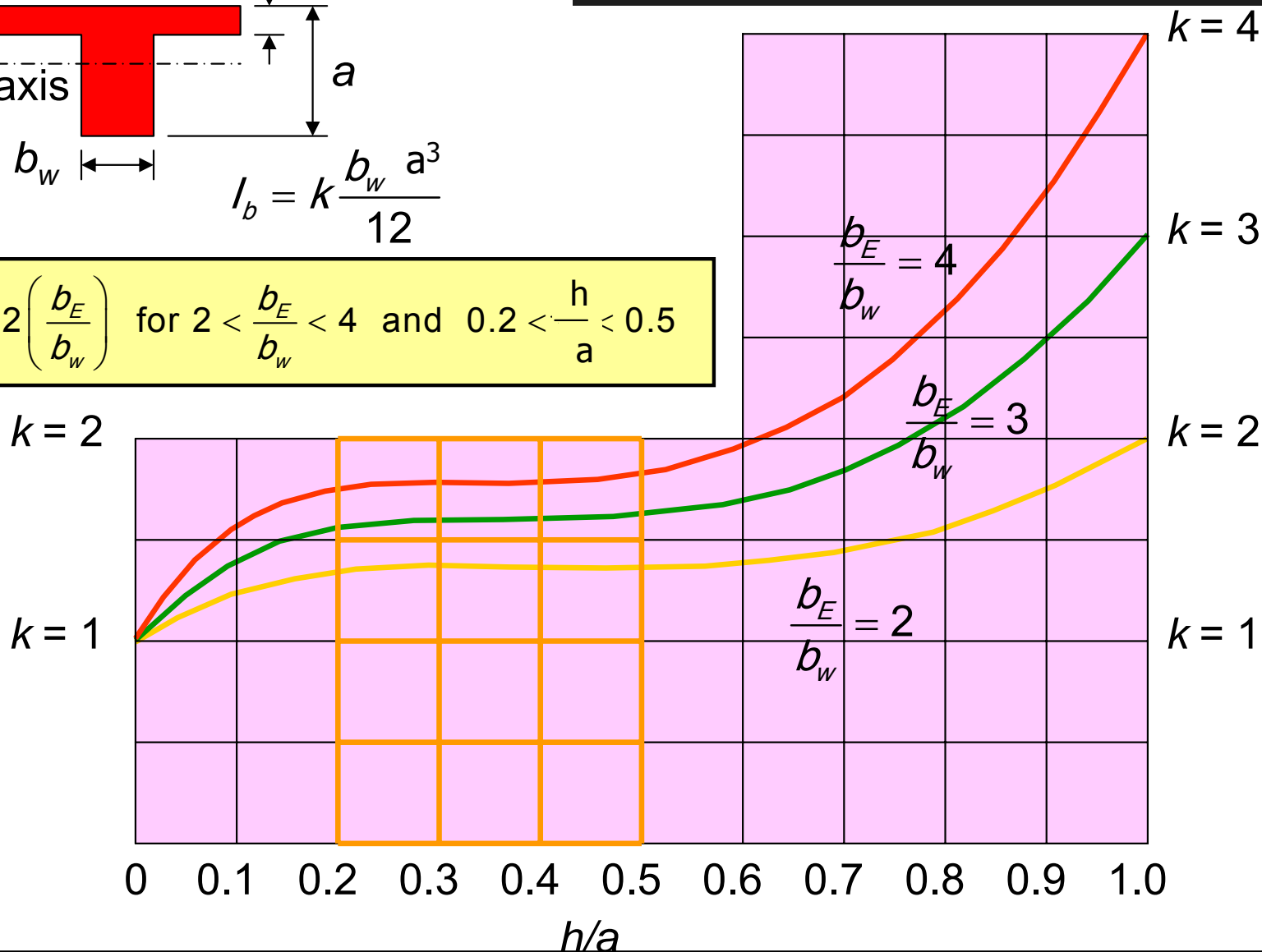
$$I_b = k \frac{b_w a^3}{12}; \eta = \frac{h}{a}$$
$$k = \frac{1 + \eta \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \left[4 - 6\eta + 4\eta^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \eta^3 \right]}{1 + \eta \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right)}$$

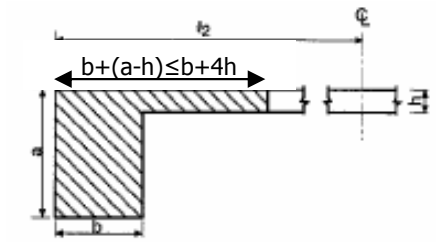
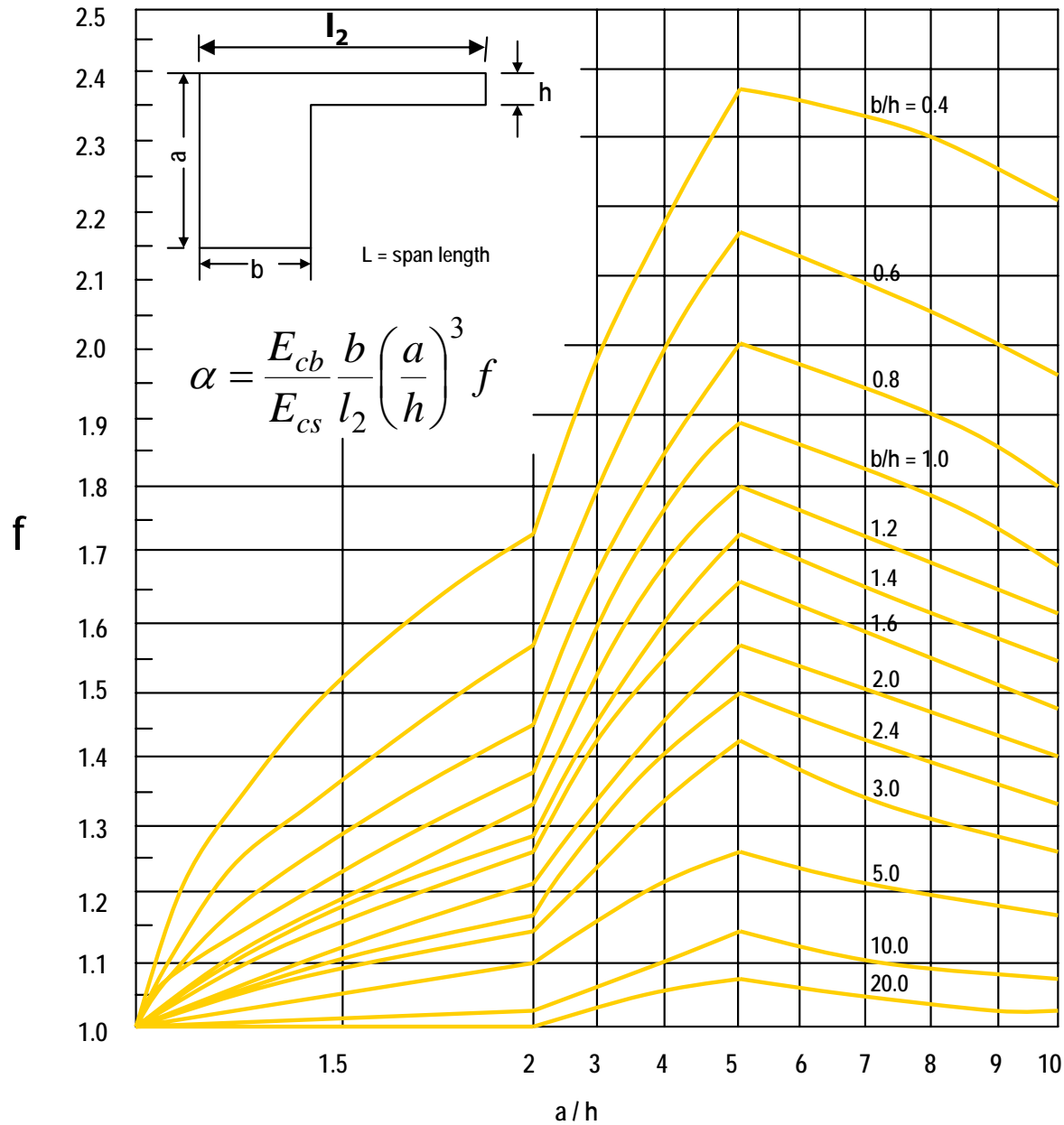
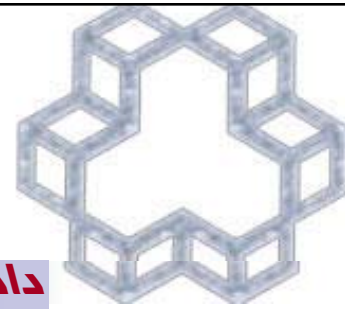


مقادیر k بر اساس نسبت b_e/b_w و h/a

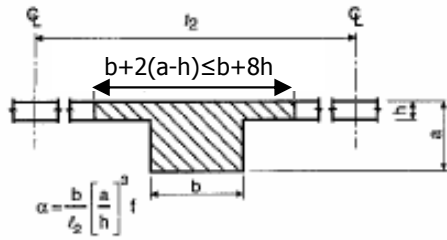
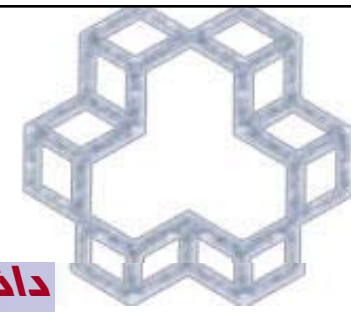


$$k \approx 1.0 + 0.2 \left(\frac{b_E}{b_w} \right) \text{ for } 2 < \frac{b_E}{b_w} < 4 \text{ and } 0.2 < \frac{h}{a} < 0.5$$

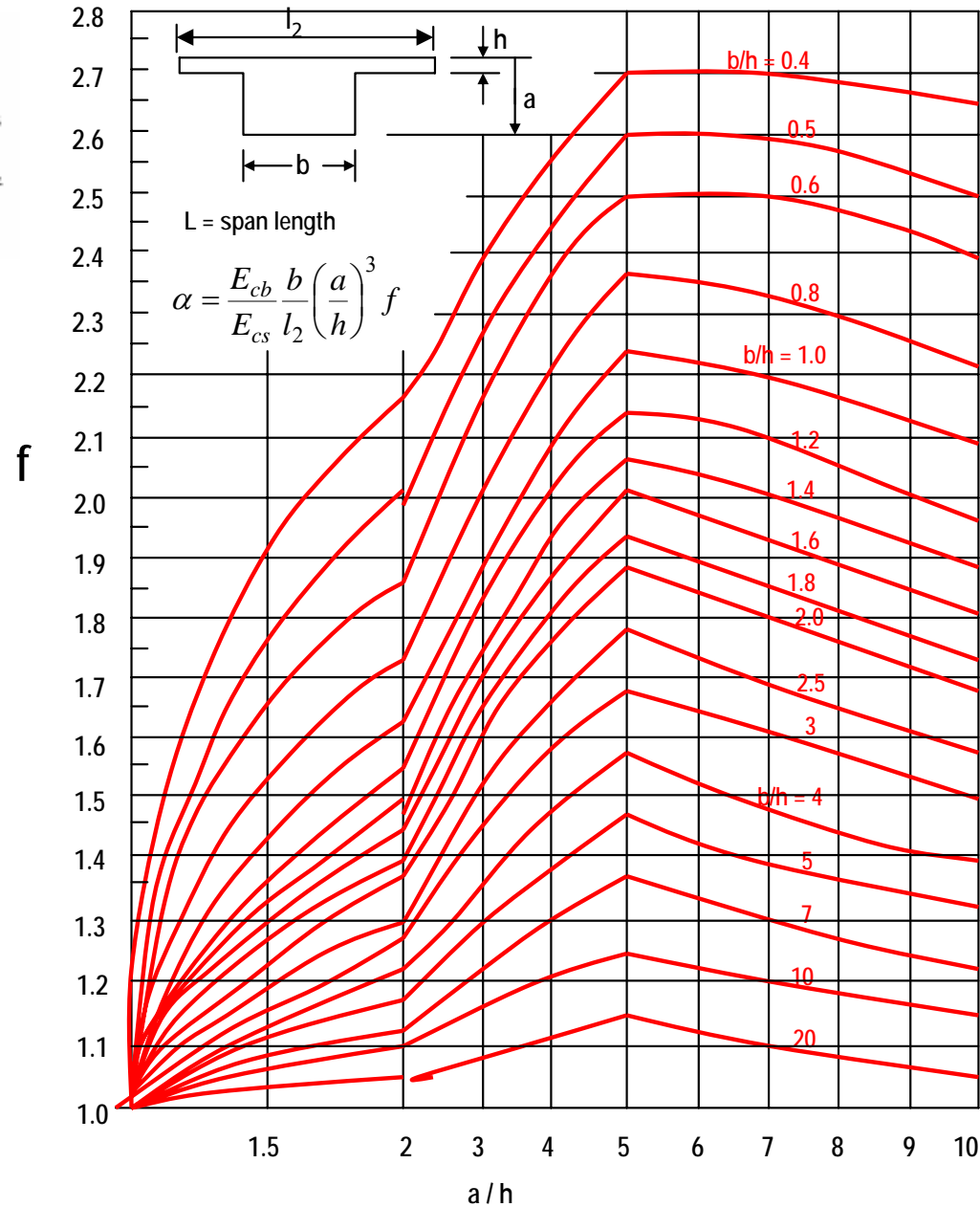


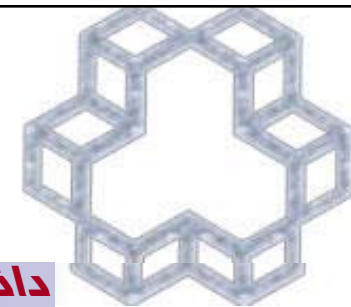


$$I_b = \frac{ba^3}{12} f$$



$$I_b = \frac{ba^3}{12} f$$





پخش لنگر استاتیکی کل

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

لنگر استاتیکی کل M_0

که:

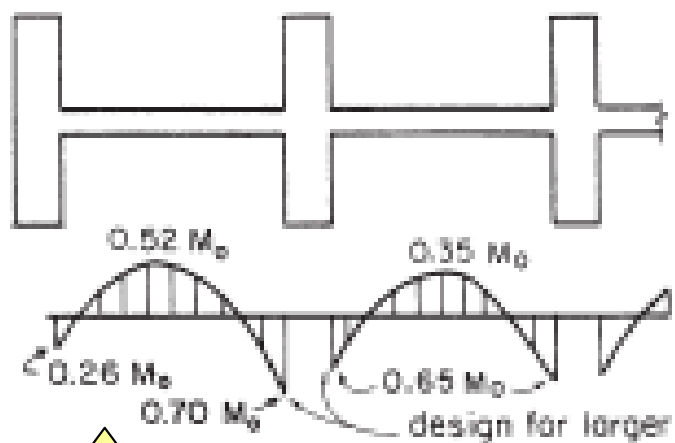
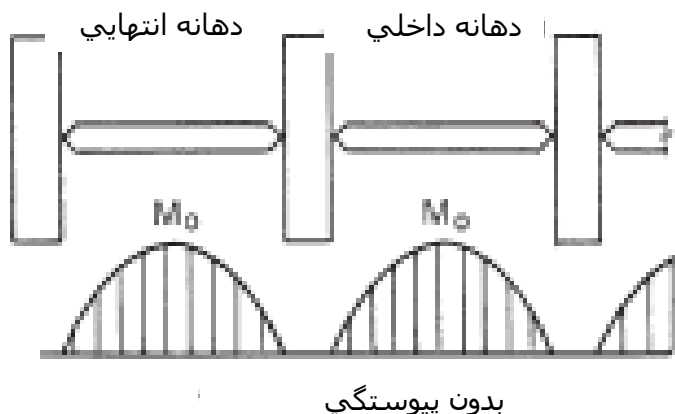
w_u = بار ضریب دار در واحد سطح

L_2 = پهنای نوار در جهت عمود

L_n = طول آزاد دهانه فاصله بر تابر بین ستونها، سرستونها، کتیبه ها یا دیوارهای تکیه گاهی است.

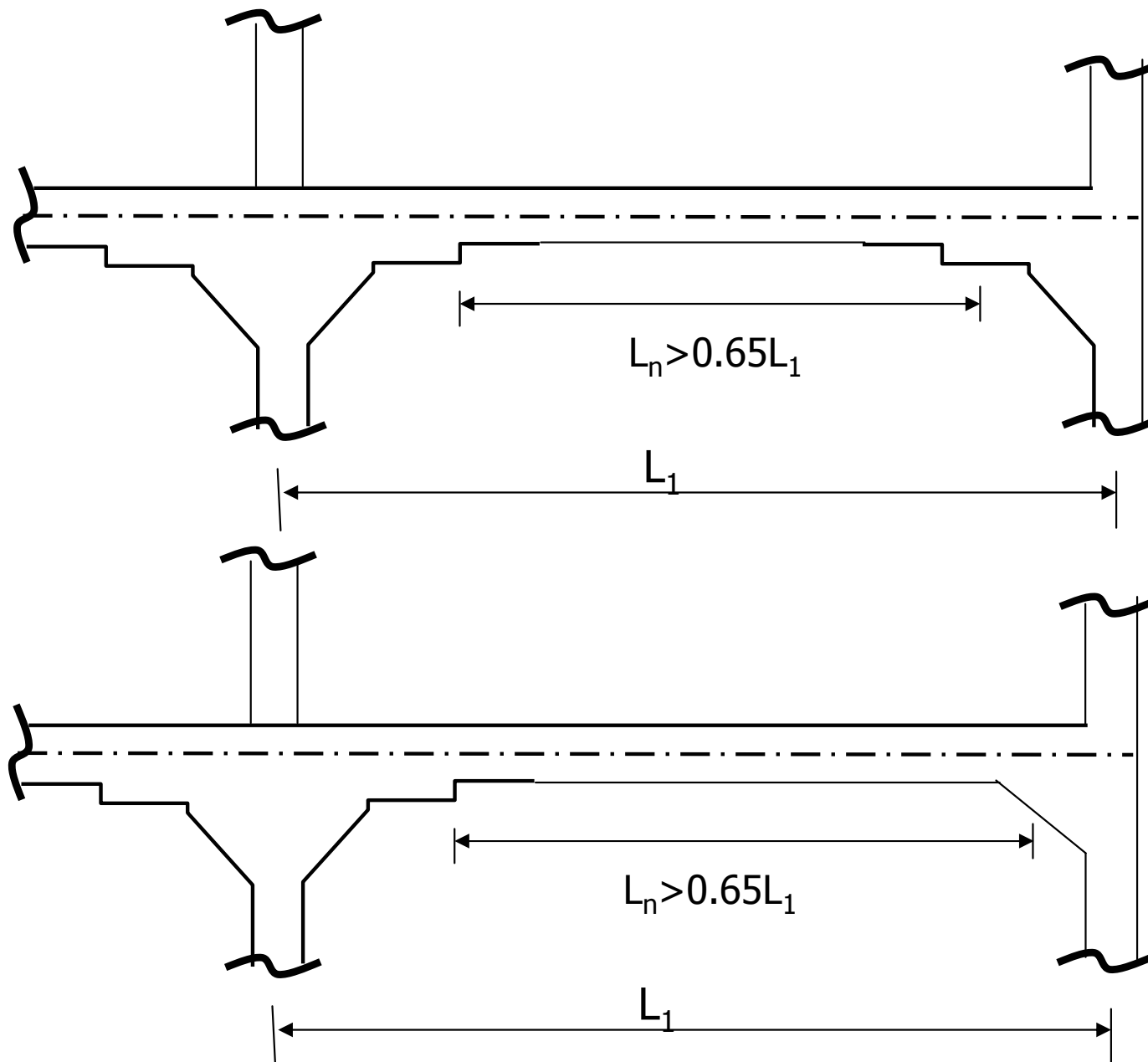
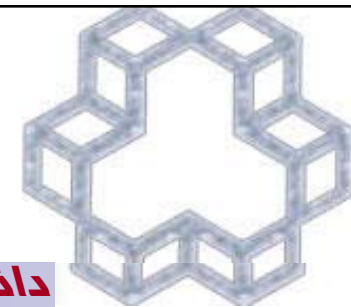
طول دهانه آزاد نباید از 0.65 آکس دهانه کمتر گرفته شود (وقتی پیش می آید که مقدار C_1 زیاد باشد)، (در آیین نامه آبا مقدار فوق به اشتباه 0.85 ذکر شده است).

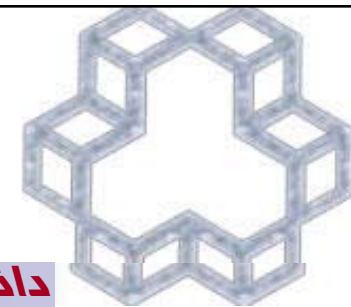
لنگر M_0 بر این اساس به لنگر مثبت $+M$ و منفی $-M$ تقسیم می گردد.



پیوستگی ایجاد می شود

دال تخت
بدون تیر

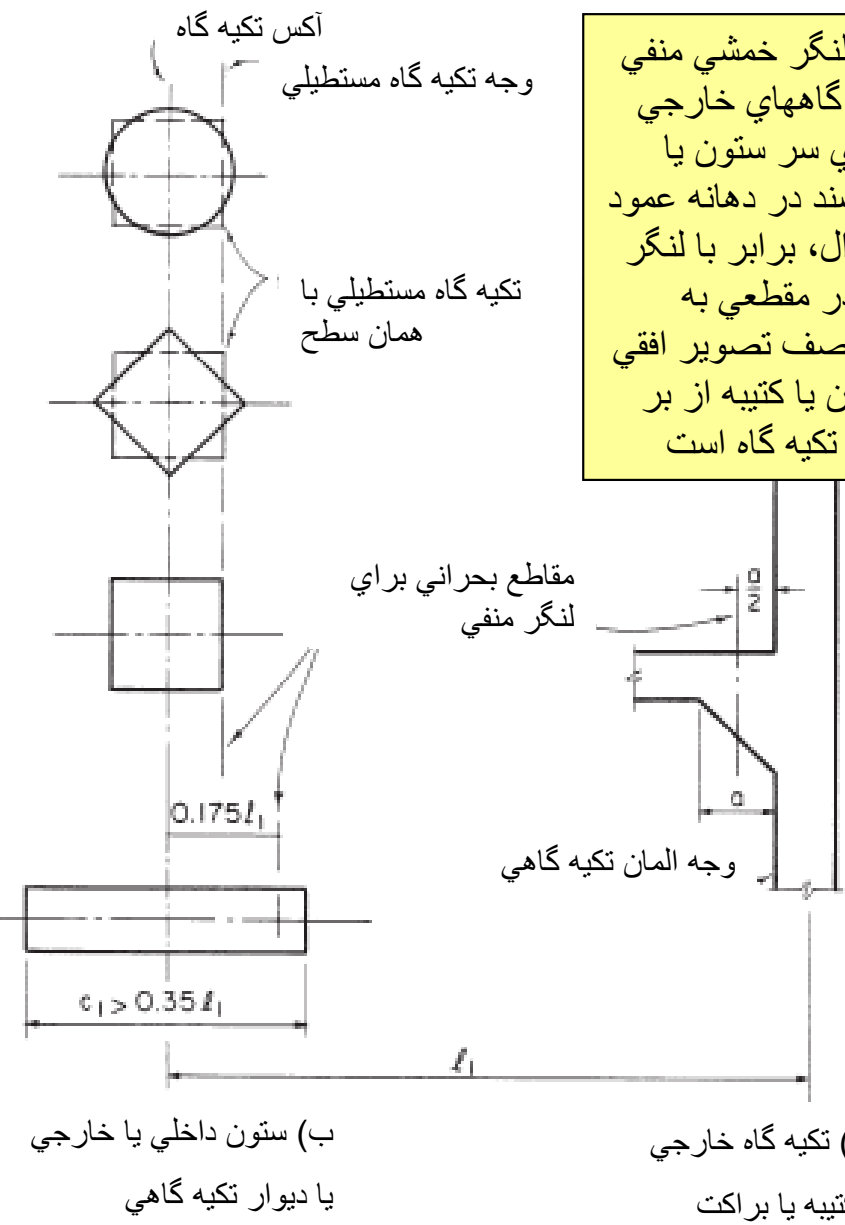




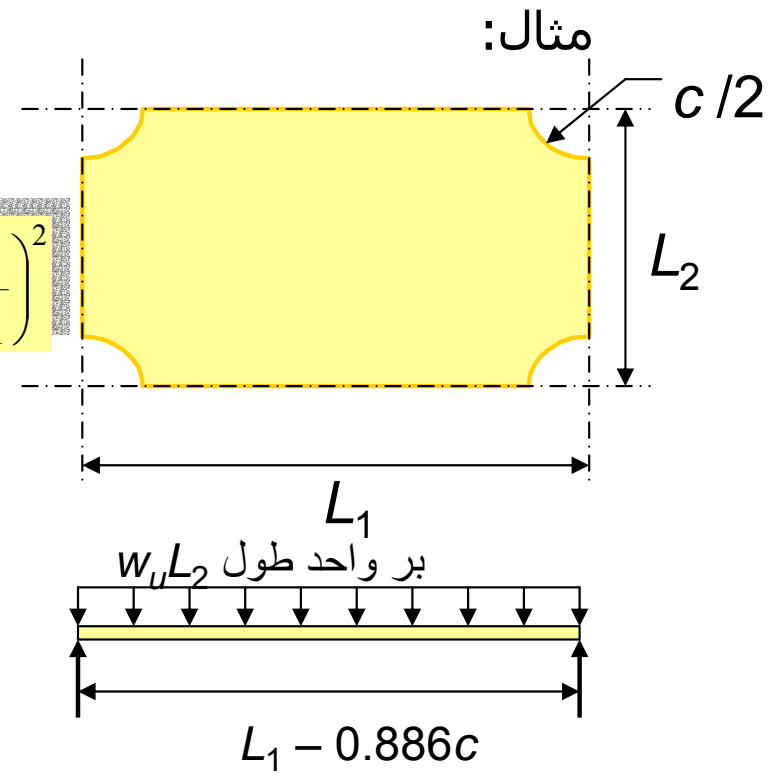
مقاطع بحرانی برای محاسبه لنگر منفی

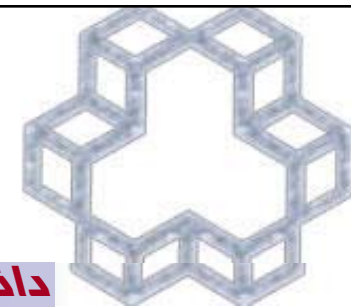
لنگرهای منفی در بر تکیه گاهها (ستون، سرستون یا دیوار) و لنگر مثبت در وسط دهانه معرفی می گردند. در صورت غیر مستطیلی بودن شکل مقطع ستون می باید نسبت به جایگزینی آن با ستون مربعی هم سطح اقدام نمود.
(برای ستونهای دایره ای از ستون معادل مربع $h=0.886d_c$)

حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه گاههای خارجی که دارای سر ستون یا کتیبه باشند در دهانه عمود بر لبه دال، برابر با لنگر خمشی در مقطعی به فاصله نصف تصویر افقی سر ستون یا کتیبه از بر ستون یا تکیه گاه است



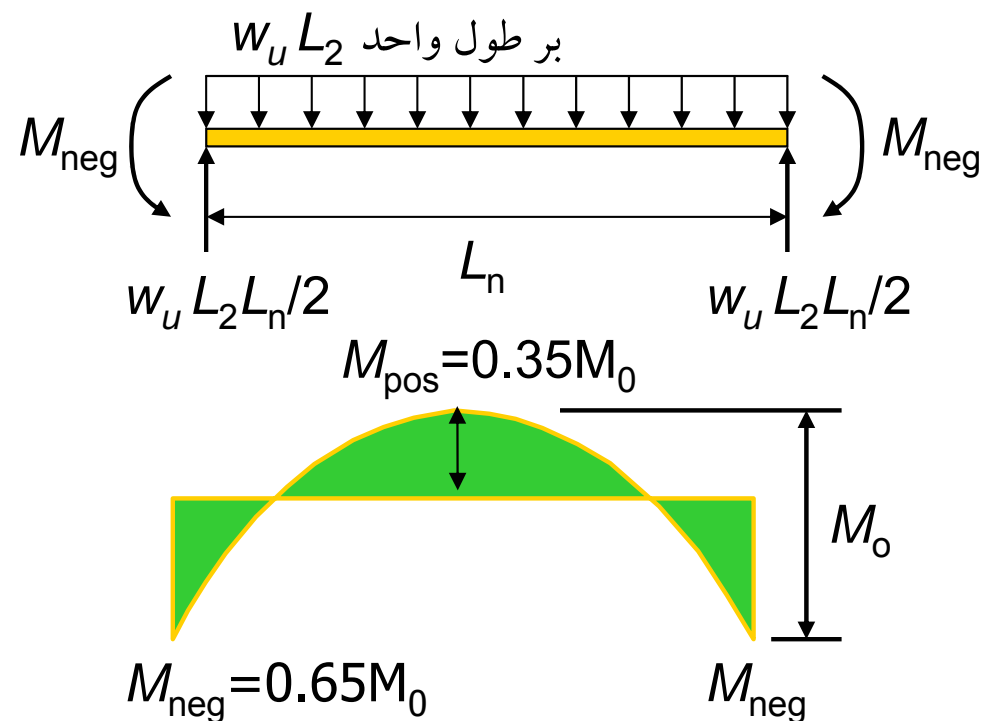
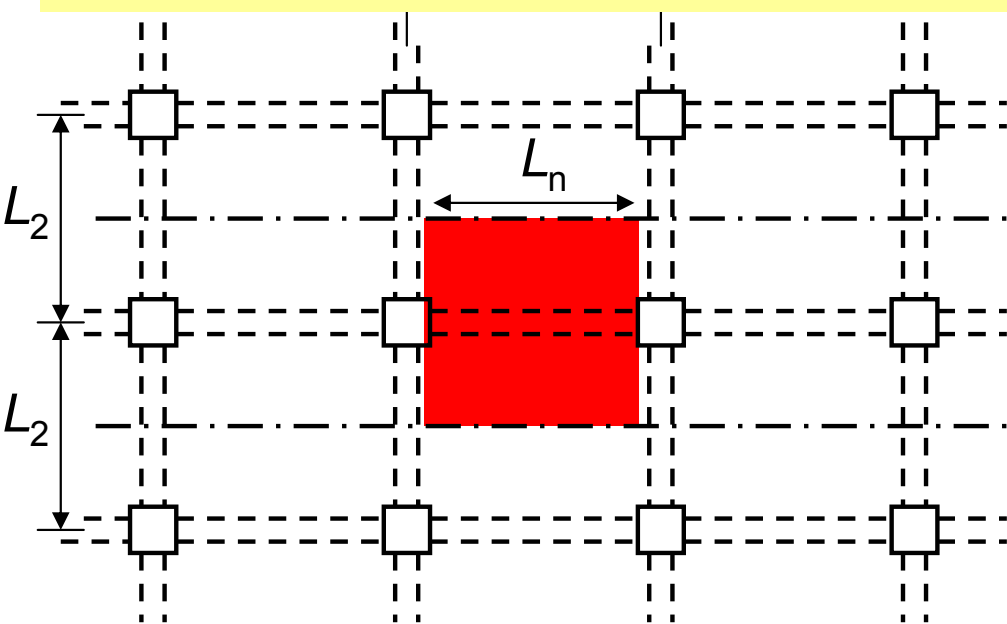
$$M_0 = \frac{w_u L_2 L_1^2}{8} \left(1 - 0.886 \frac{c}{L_1} \right)^2$$





تقسیم لنگر استاتیک کل ضریب دار دهانه داخلی به لنگرهای مثبت و منفی در پانل

برای یک پانل داخلی، کل لنگر استاتیک بدون لحاظ نمودن نوع دال به لحاظ با تیر یا بدون تیر، به لنگر مثبت $0.35M_0$ و لنگر منفی $0.65M_0$ تقسیم می‌گردد

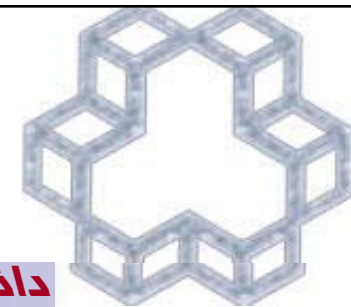


$$Wl^2/12 = \underbrace{2/3}_{0.65} \times wl^2/8$$

$$Wl^2/24 = \underbrace{1/3}_{0.35} \times wl^2/8$$

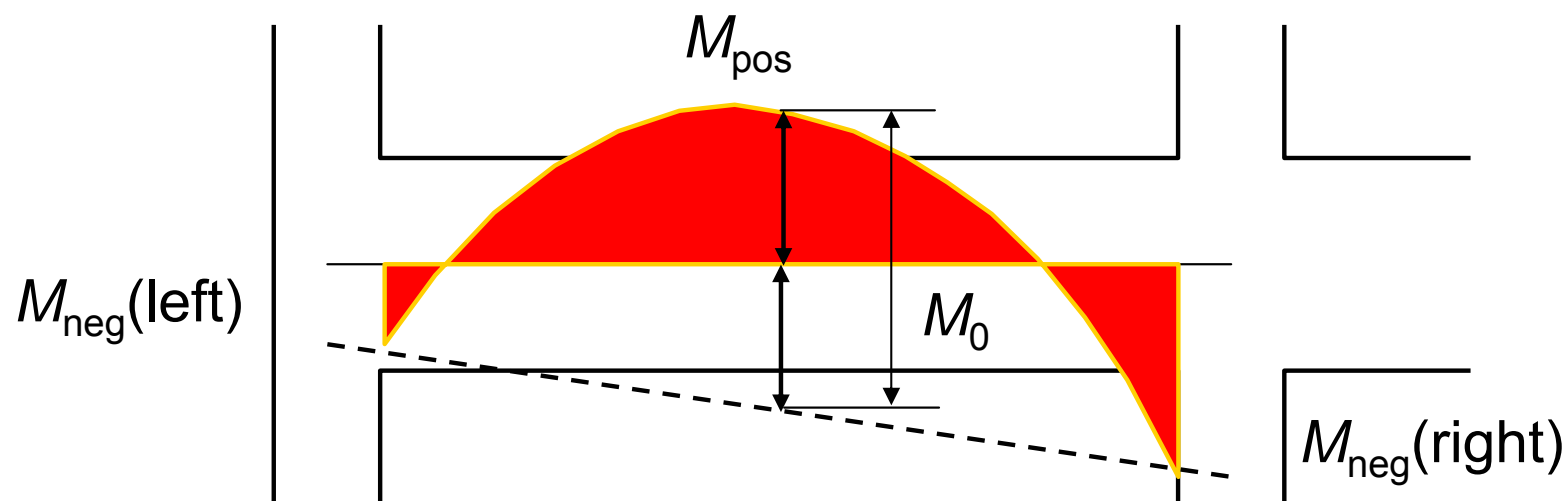
تقسیم لنگر به نسبت همان لنگرهای مثبت و منفی در تیر دو سرگیردار است.

$$M_0 = M_{neg} + M_{pos} = \frac{w_u L_2 L_n^2}{8}$$

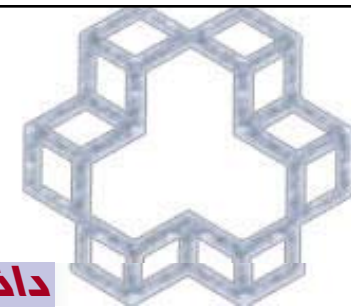


تقسیم لنگر استاتیک کل ضریب داردهانه خارجی به لنگرهای مثبت و منفی در پانل

در پانل خارجی پخش لنگر در جهت طولی بستگی به نوع دال و وجود یا عدم وجود تیر لبه انتهایی دارد (به شرایط مرزی و نوع دال) بستگی دارد.



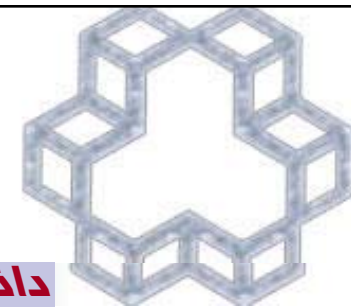
$$\frac{M_{\text{neg}}(\text{left}) + M_{\text{neg}}(\text{right})}{2} + M_{\text{pos}} = \frac{w_u L_2 L_n^2}{8}$$



جدول تقسیم لنگر استاتیکی کل ضریب دار دهانه خارجی به لنگرهای مثبت و منفی در پانل

$$\frac{C_{int}^{-} + C_{ext}^{-}}{2} + C_{mid}^{+} = 1$$

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	تکیه گاه خارجی ساده	دال با تیر در چهار طرف	دال تخت		تکیه گاه خارجی گیردار
			بدون تیر لبه	با تیر لبه	
C_{int}^{-}	لنگر منفی ضریب دار داخلی				
	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
C_{mid}^{+}	لنگر مثبت ضریب دار				
	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
C_{ext}^{-}	لنگر منفی ضریب دار خارجی				
	0	0.16	0.26	0.30	0.65



پخش طولی لنگر در دال به شکل تصویری

مقادیر لنگر طولی ذکر شده برای کل قاب معادل می باشد. این لنگرها می باید در عرض دو نوار ستونی و میانی تقسیم شود.

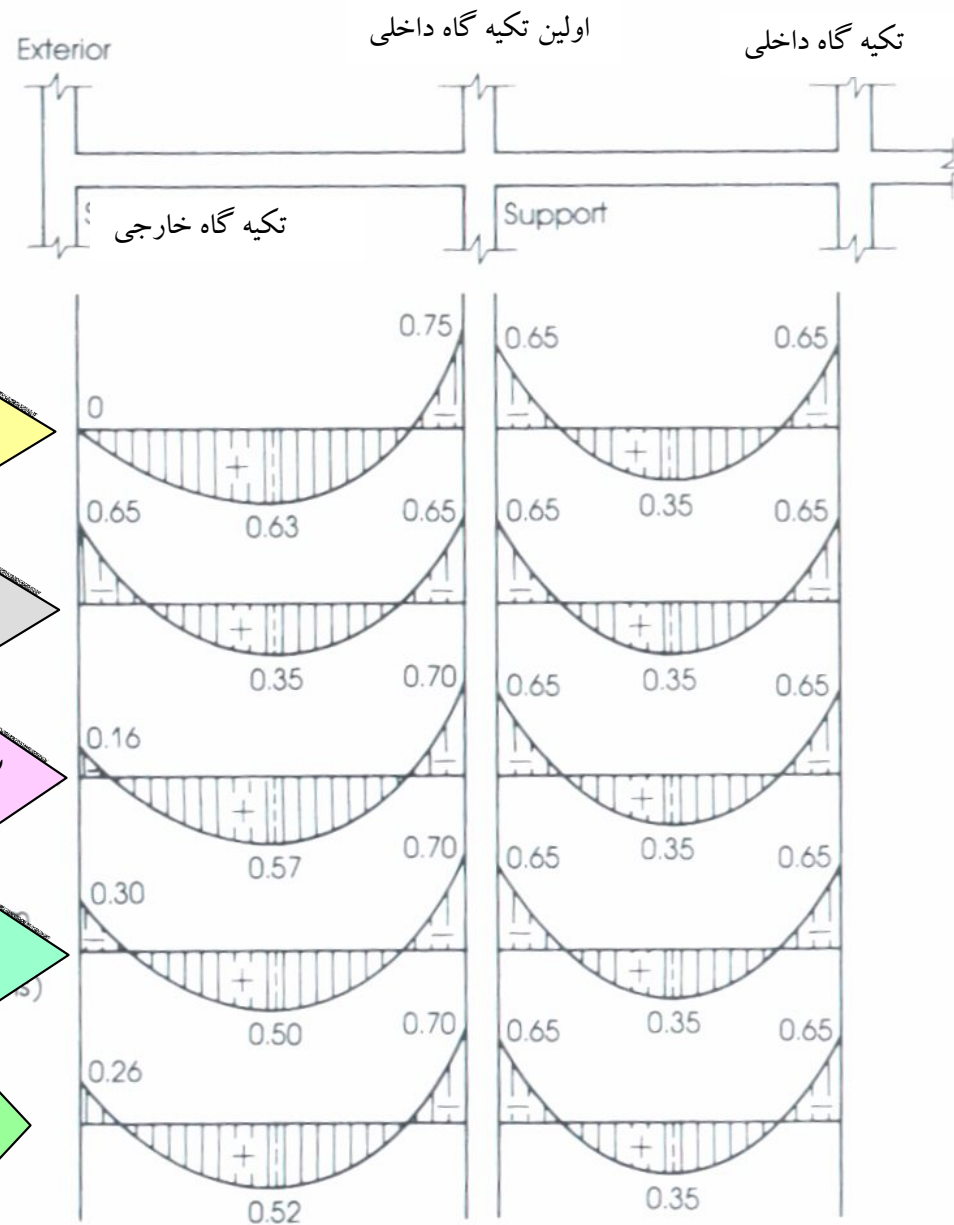
۱- تکیه گاه خارجی ساده

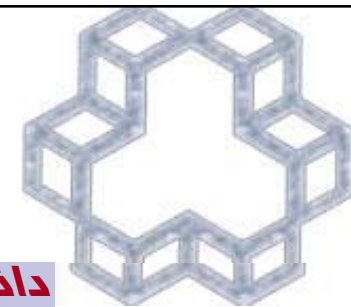
۲- تکیه گاه خارجی گیردار

۳- دال با تیر در چهار طرف

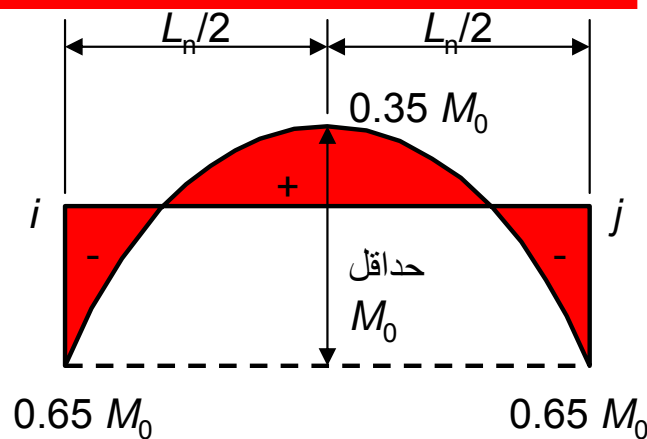
۴- فقط تیر لبه (نه تیر دیگری)

۵- بدون تیر

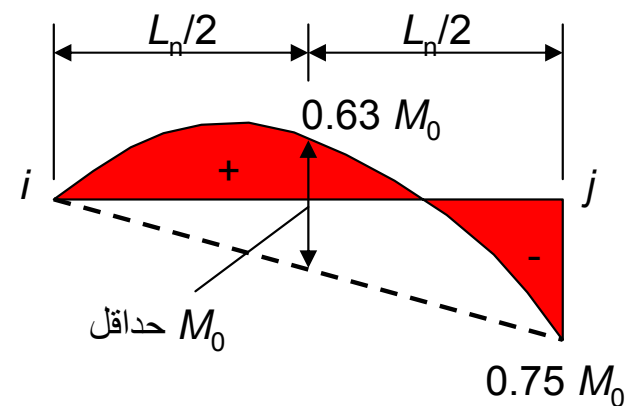
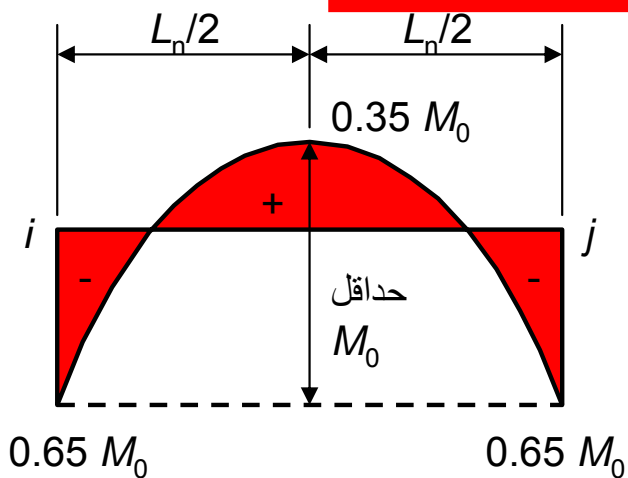




دیاگرام لنگر طولی برای دهانه داخلی

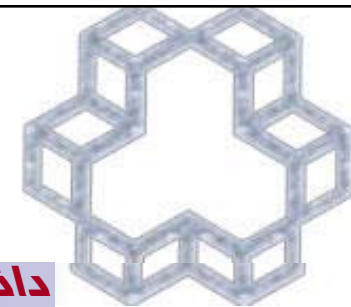


دیاگرام لنگر طولی برای دهانه خارجی

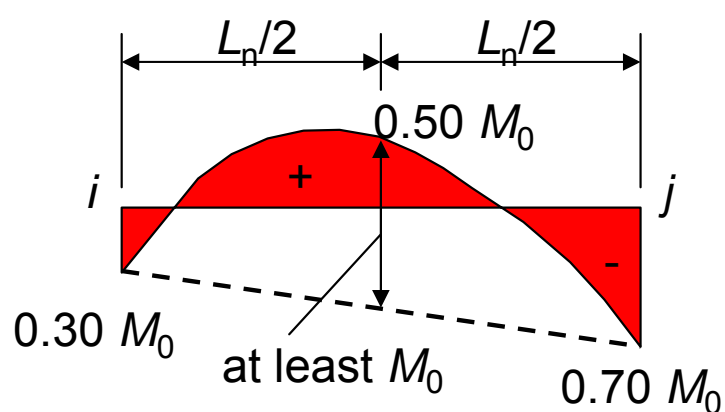


۲- تکیه گاهها انتهایی گیردار

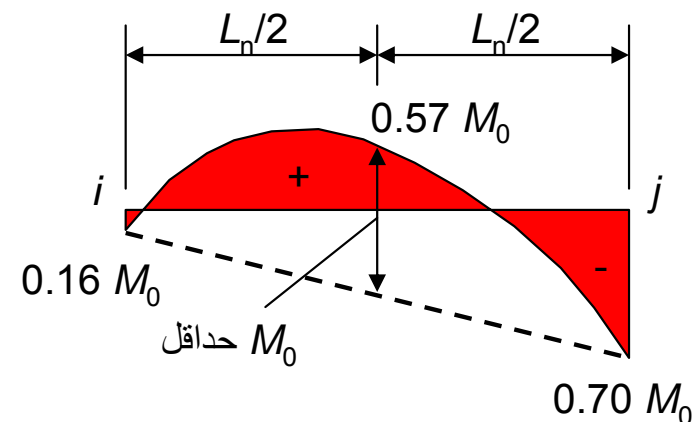
۱- تکیه گاه خارجی مفصلي



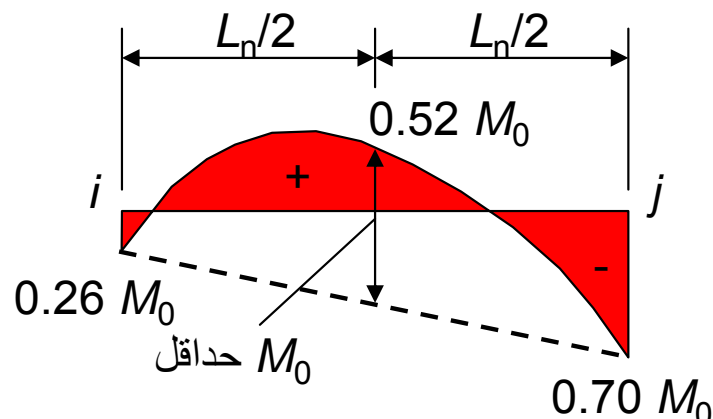
دیاگرام لنگر طولی برای دهانه خارجی (ادامه...)



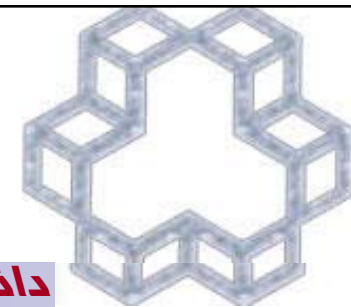
۴- فقط تیر لبه



۲- تیر بین تکیه گاهها



۵- تیر بین تکیه گاهها موجود نیست

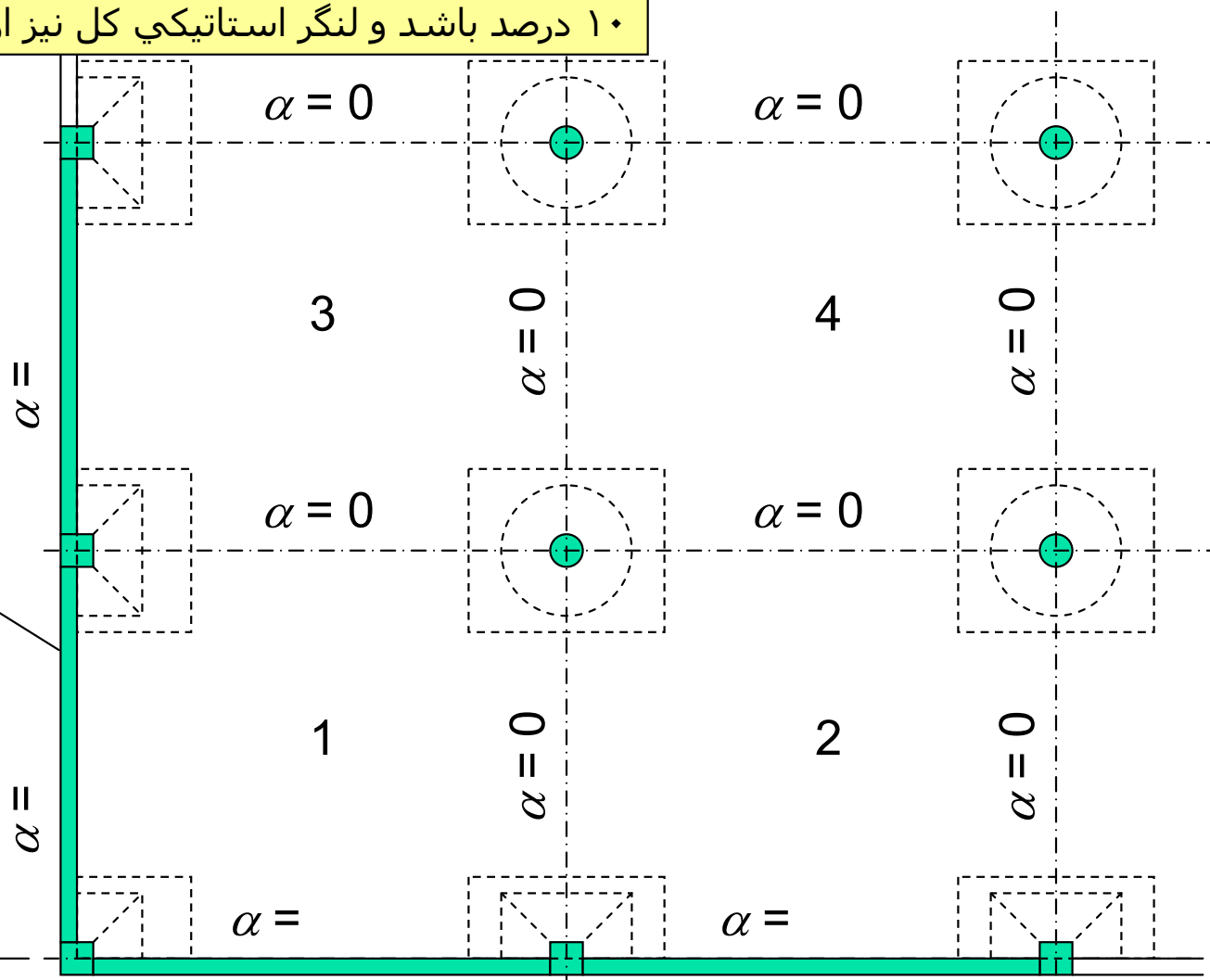


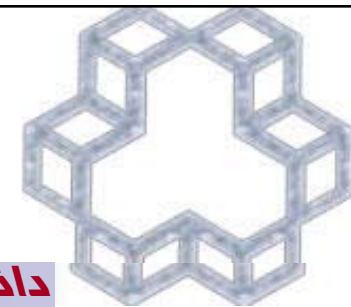
دال تخت قارچی با تیر لبه

چنانچه لنگر منفي دال در لبه خارجي سبب گردد که لنگر پيچشي در تير لبه بيشتري از $0.67Tcr$ محاسبه نمود و لذا لنگرهاي دال را بر اين اساس اصلاح نمود. البته بر اساس آبا اين تغييرات نبايد بيشتري از ۱۰ درصد باشد و لنگر استاتيكي کل نیز از مقدار M_0 کمتر نشود.

تير لبه

تير لبه مي بايد براي پيچش سازگاري حاصل از خمش دال محاسبه شود.





پخش عرضی لنگرها بین نوار ستونی و میانی

پخش لنگرهای طولی به نوارهای میانی و ستونی بستگی به $\alpha, l_2/l_1$ و β_t دارد

$$\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} > 1 \rightarrow \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} = 1$$
$$\beta_t > 2.5 \rightarrow \beta_t = 2.5$$

پس از توزیع لنگر در امتداد طولی برای نوار پوششی، نوبت به تقسیم لنگر بین نوار ستونی و نوار میانی می رسد. بسته به این که تکیه گاه داخلی/خارجی یا وسط دهانه باشد سهم نوار ستونی متفاوت می باشد. در تکیه گاه خارجی، سختی پیچشی تیر لبه در توزیع لنگر موثر می باشد. در هر نوار ستونی یا میانی لنگر خمشی در عرض نوار ثابت فرض می شود. البته اگر تیر در نوار ستونی موجود باشد، اکثر لنگر خمش نوار ستونی نصیب تیر می شود.

سهم نوار ستونی از لنگر منفی تکیه گاه داخلی

$$= 75 + 30 \left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

سهم نوار ستونی از لنگر منفی تکیه گاه خارجی

$$= 100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

سهم نوار ستونی از لنگر مثبت

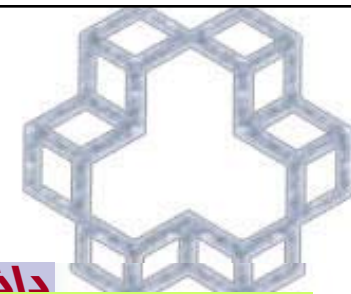
$$= 60 + 30 \left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

α_1 = نسبت سختی تیر به دال در جهت l_1

β_t = نسبت سختی پیچشی تیر لبه به سختی خمشی دال (گیرداری نسبی تیر لبه)

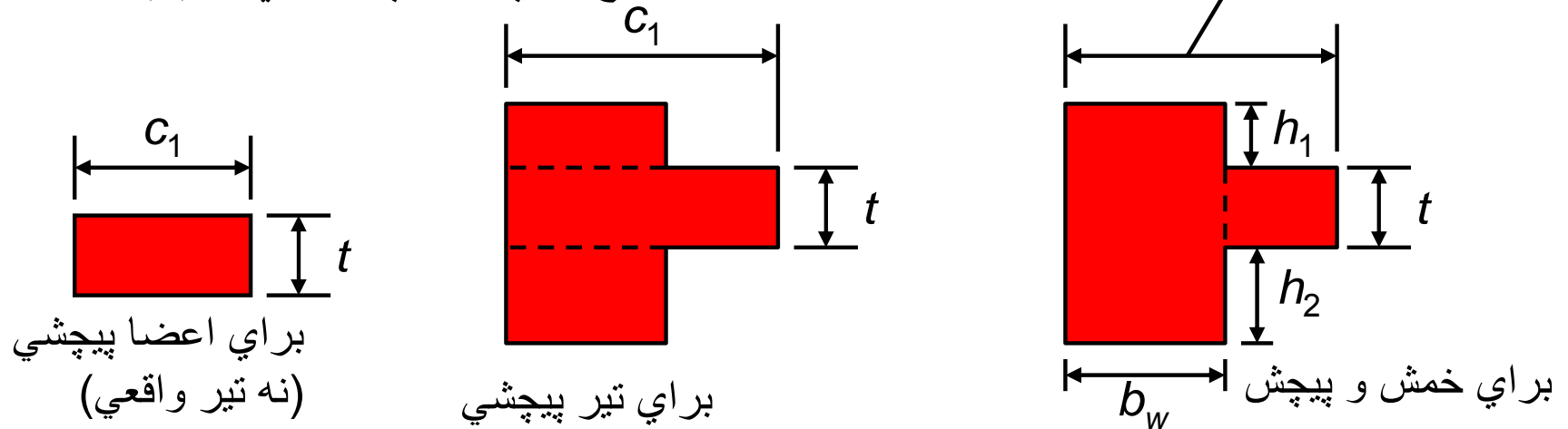
$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$



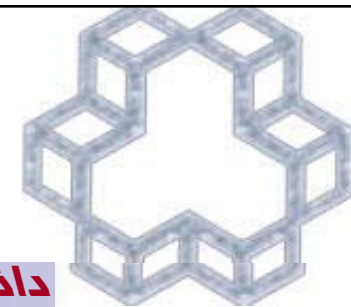
ثابت پیچشی C تیر عرضی

تعریف مقاطع برای تیرهای عرضی در پیچش

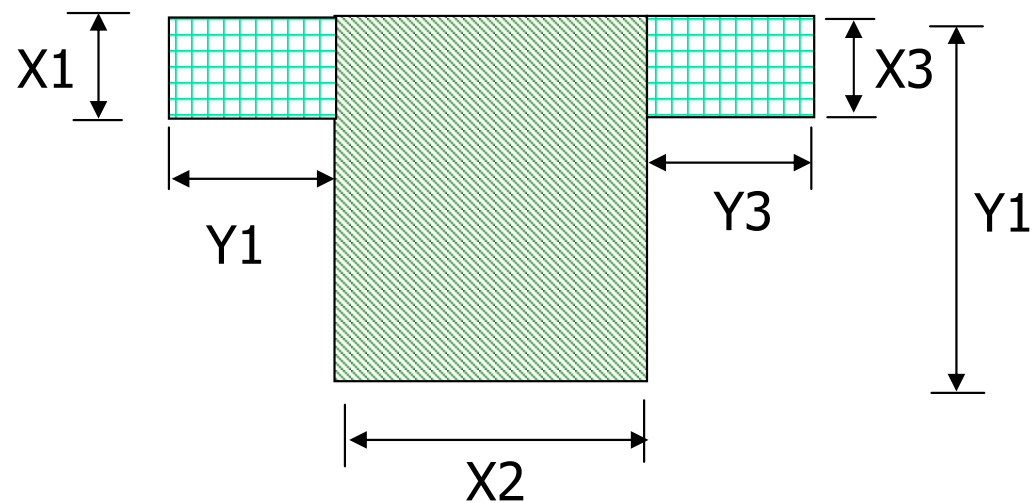
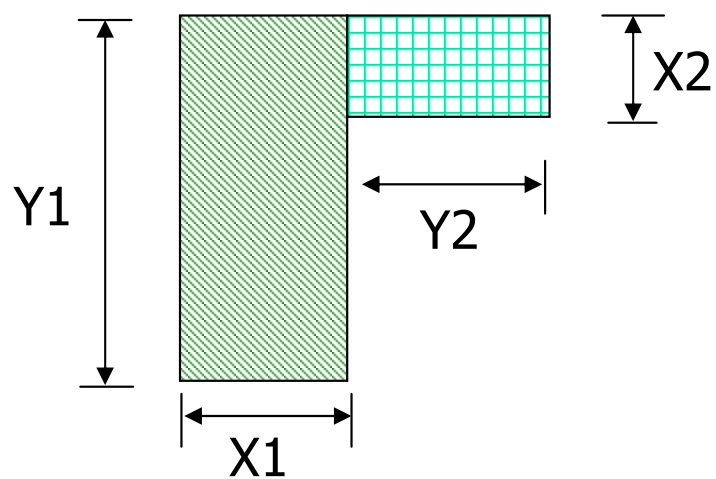
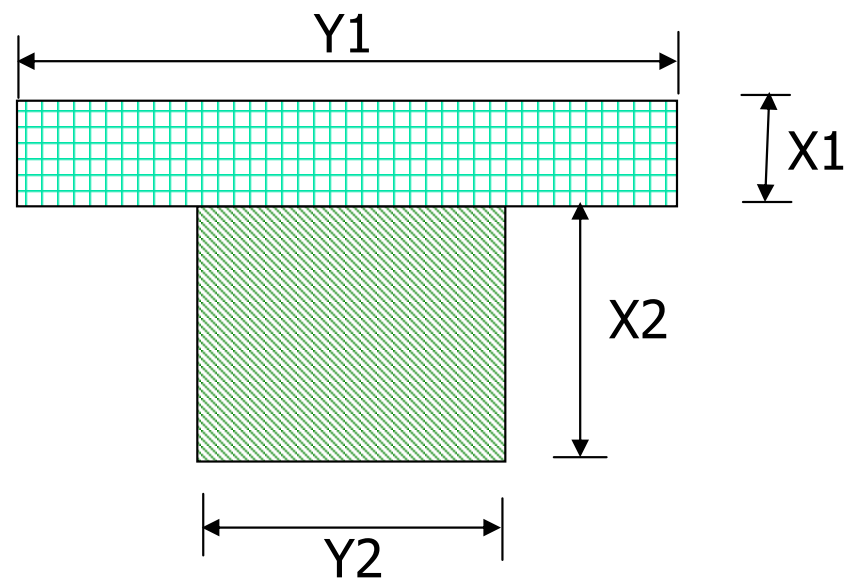
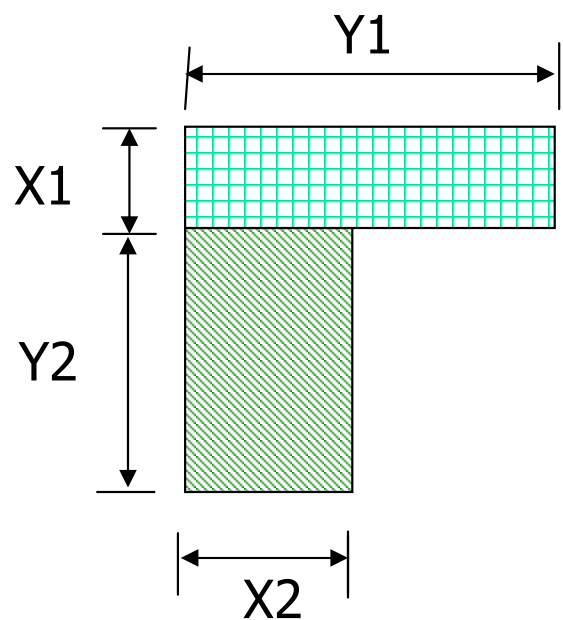


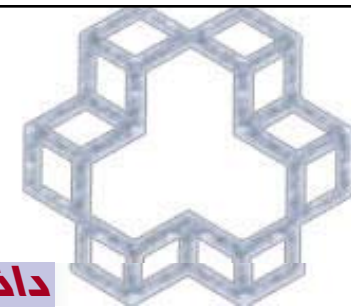
$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \left(\frac{x^3 y}{3} \right)$$

تقسیم بندی مستطیلی که منجر به بزرگترین مقدار C شود مورد نظر است



تقسیم اعضای لبه برای محاسبه C

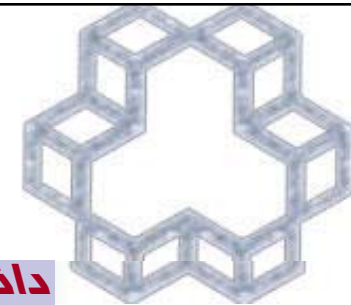




لنگرهای ضریب دار در پانل خارجی

درصد لنگر نوار ستونی در پانل خارجی

	$\alpha_1 l_2 / l_1$	β_t	Aspect Ratio l_2 / l_1		
			0.5	1.0	2.0
لنگر منفی در تکیه گاه خارجی	0	0	100	100	100
		≥ 2.5	75	75	75
	≥ 1.0	0	100	100	100
		≥ 2.5	90	75	45
لنگر مثبت در وسط دهانه	0		60	60	60
	≥ 1.0		90	75	45
لنگر منفی در تکیه گاه داخلی	0		75	75	75
	≥ 1.0		90	75	45



سهم نوار میانی و تیر از کل لنگر استاتیکی

■ سهم نوار میانی:

آن قسمت از لنگرهای منفی و مثبت که به وسیله نوارهای ستونی تحمل نمی شود، می باید به تناسب به دو نیم نوار میانی مجاور نوار ستونی داده شود.

نوار میانی و موازی با یک لبه که بوسیله یک دیوار نگهداری می شود، می باید برای تحمل دو برابر لنگر تخصیص یافته به نیم نوار میانی مربوط به اولین ردیف تکیه گاههای داخلی طراحی شود.

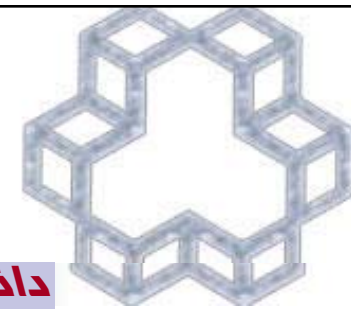
هر نوار میانی متعلق به یک چشمه باید برای مجموع لنگرهای خمشی منظور شده برای دو نیم نوار میانی آن طراحی شوند. در مواردی که تکیه گاهها از دیوارهایی تشکیل شوند که در طولی حداقل مساوی سه چهارم عرض l_2 گسترده اند، لنگر خمشی منفی نوار پوششی در این تکیه گاهها به صورت یکنواخت در طول l_2 تقسیم شوند.

■ سهم تیرها از سهم مربوط به نوار ستونی:

در صورتی که $\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \geq 1$ باشد، ۸۵ درصد از لنگر خمشی در نوار ستونی متعلق به تیر است. برای مقادیر $\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}$ بین ۰ و

۱، نسبتی از نوار ستونی که بوسیله تیرها تحمل می شود، باید بوسیله درون یابی خطی بین ۰ و ۸۵% بدست آیند.

بعلاوه تیرها باید برای تحمل کلیه لنگرهای ناشی از بارهای خط که مستقیماً به آنها وارد می شود منجمله وزن قسمت برآمده جان تیر در بالا و یا زیر دال طراحی شوند.



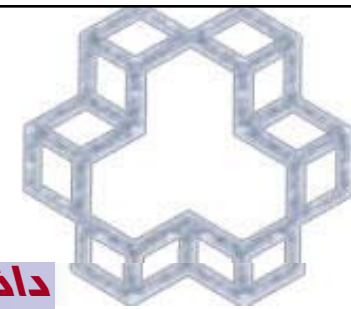
مثال: لنگرهای ضریب دار در پانل داخلی دال بدون تیر

با استفاده از جدول صفحه قبل و یا از روابط ارائه شده می توان سهم نوارهای ستونی و میانی دهانه داخلی بدون تیر را از کل لنگر استاتیکی چنین محاسبه نمود

درصد لنگر در دالهای بدون تیر در دهانه داخلی ($\alpha_1 = 0$)

$$\text{Total design moment} = M_o = (w_u l_2) \left(\frac{l_{nl}^2}{8} \right)$$

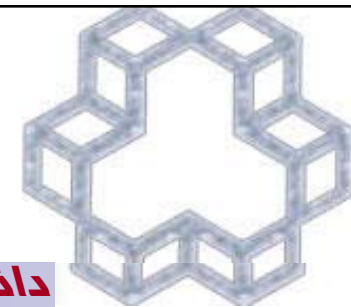
	Negative Moment	Positive Moment
Longitudinal moments in one panel	$-0.65M_o$	$+0.35M_o$
Column strip	$0.75(-0.65M_o) = -0.49M_o$	$0.60(0.35M_o) = 0.21M_o$
Middle strip	$0.25(-0.65M_o) = 0.16M_o$	$0.40(0.35M_o) = 0.14M_o$



مثال: لنگر ضریب دار در پانل خارجی دال تخت بدون تیر لبه

به همین ترتیب می توان سهم نوارهای ستونی و میانی پانل خارجی بدون تیر میانی و تیر لبه (با هر نسبت 12/11) را از کل لنگر استاتیکی چنین محاسبه نمود

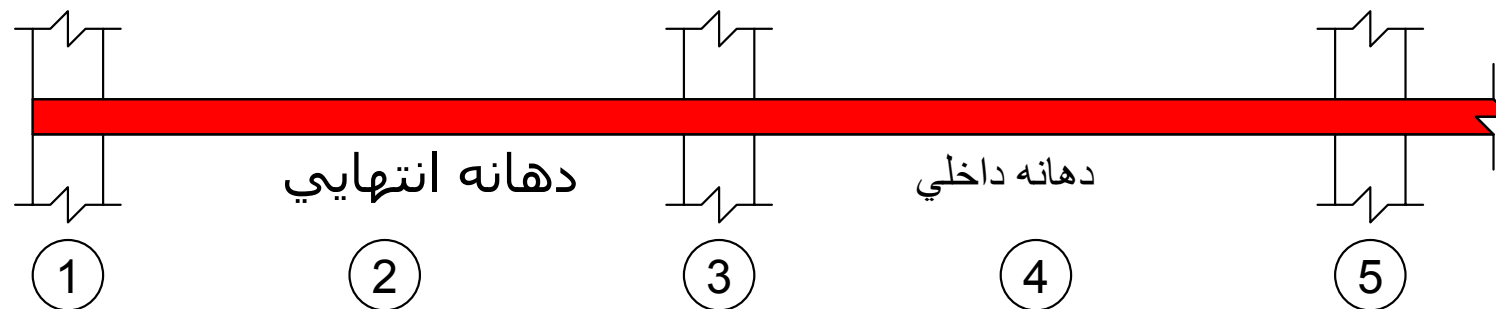
	%	Column Strip	Middle Strip
Negative moment at exterior support	100	$0.26M_o$	0
Positive moment ($0.6 \times 0.52M_o$)	60	$0.312M_o$	$0.208M_o$
Negative moment at interior support ($0.75 \times 0.70M_o$)	75	$0.525M_o$	$0.175M_o$



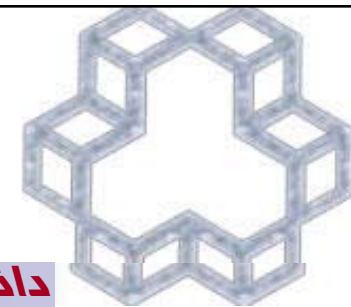
جداول کمک طراحی دالها به روش مستقیم

برای سادگی محاسبات ضرایب لنگر بر اساس کل لنگر استاتیکی محاسبه می شود

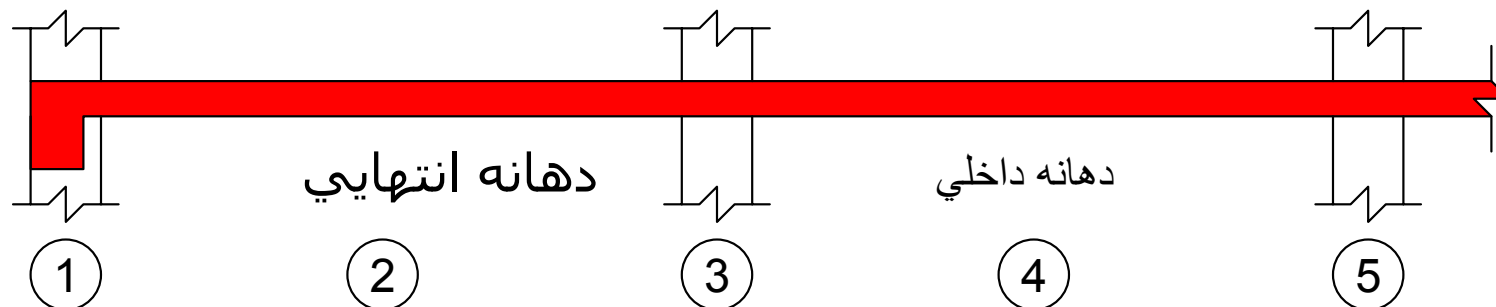
جدول ۱: دال تخت مستقیماً بر روی ستونها تکیه دارد



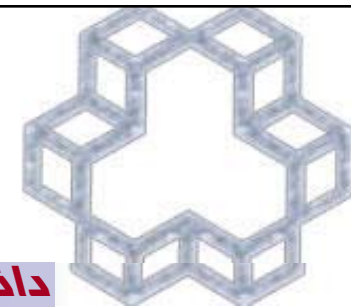
لنگرهای دال	دهانه انتهایی			دهانه داخلی	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	منفی خارجی	مثبت	منفی در اولین تکیه گاه	مثبت	منفی داخلی
کل لنگر	$0.26M_0$	$0.52M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
نوار ستونی	$0.26M_0$	$0.31M_0$	$0.53M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
نوار میانی	0	$0.21M_0$	$0.17M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$



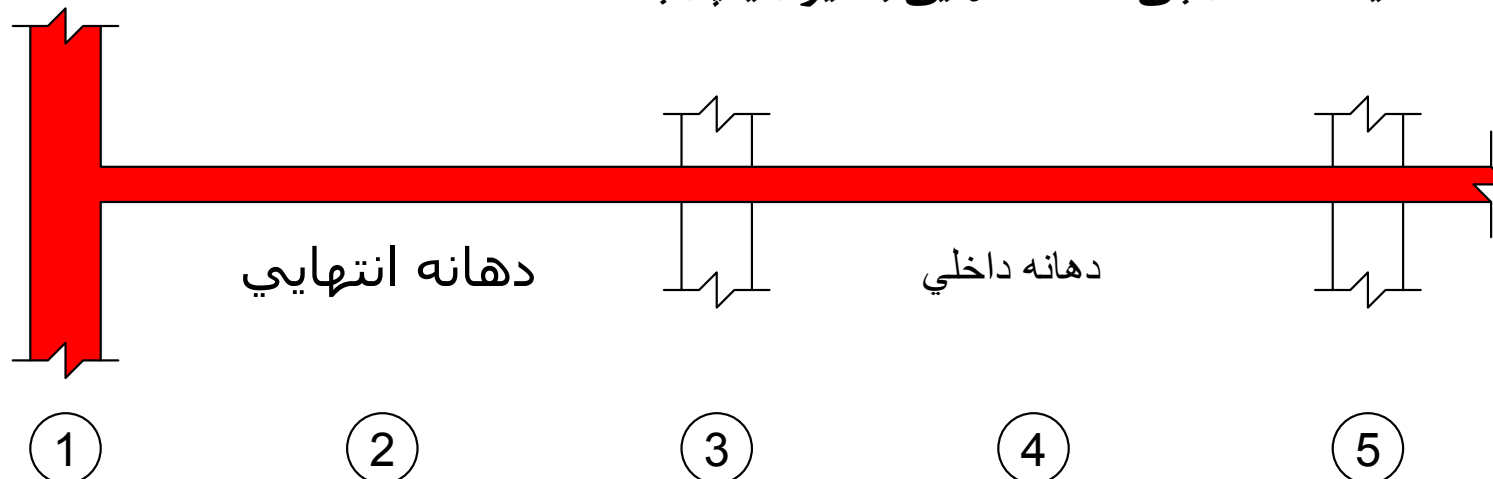
جدول ۲: دال تخت با تیر لبه



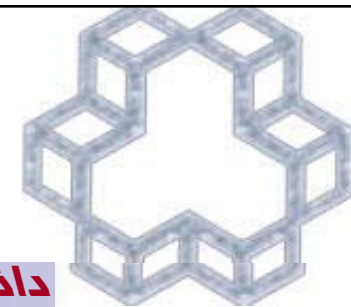
لنگرهای دال	دهانه انتهایی			دهانه داخلی	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	منفی خارجی	مثبت	منفی در اولین تکیه گاه	مثبت	منفی داخلی
کل لنگر	$0.30M_0$	$0.50M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
نوار ستونی	$0.23M_0$	$0.30M_0$	$0.53M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
نوار میانی	$0.07M_0$	$0.20M_0$	$0.17M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$



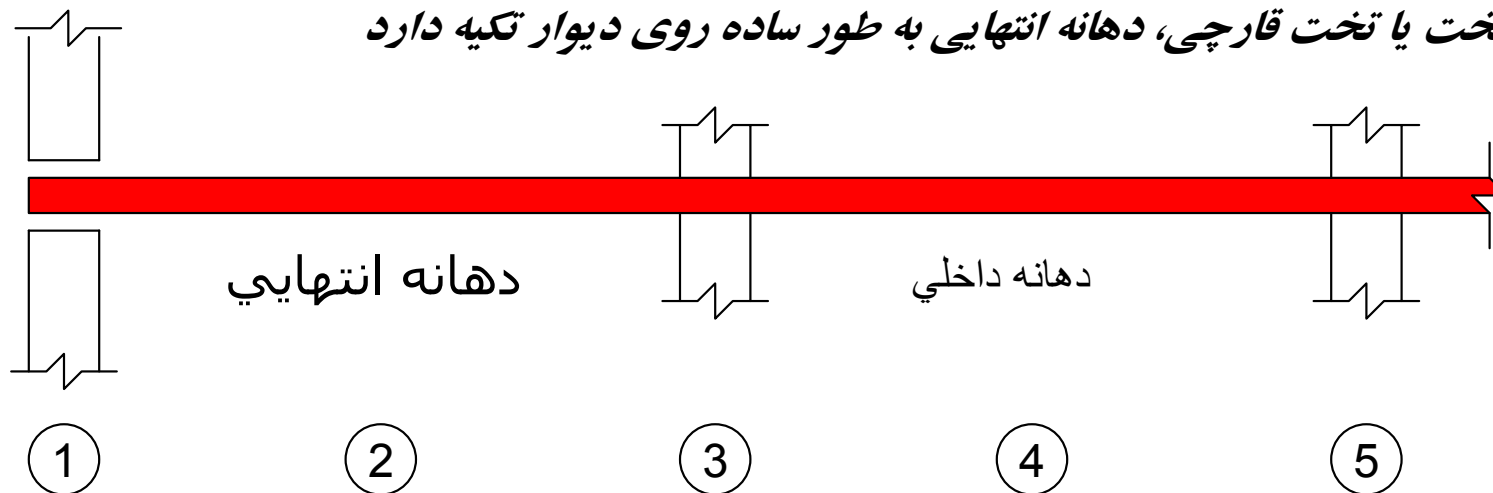
جدول ۴: دال تخت یا تخت قارچی، دهانه انتهایی با دیوار یکپارچه است



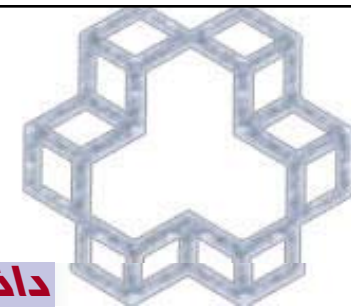
لنگرهای دال	دهانه انتهایی			دهانه داخلی	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	منفی خارجی	مثبت	منفی در اولین تکیه گاه	مثبت	منفی داخلی
کل لنگر	$0.65M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
نوار ستونی	$0.49M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
نوار میانی	$0.16M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$



جدول ۴: دال تخت یا تخت قارچی، دهانه انتهایی به طور ساده روی دیوار تکیه دارد

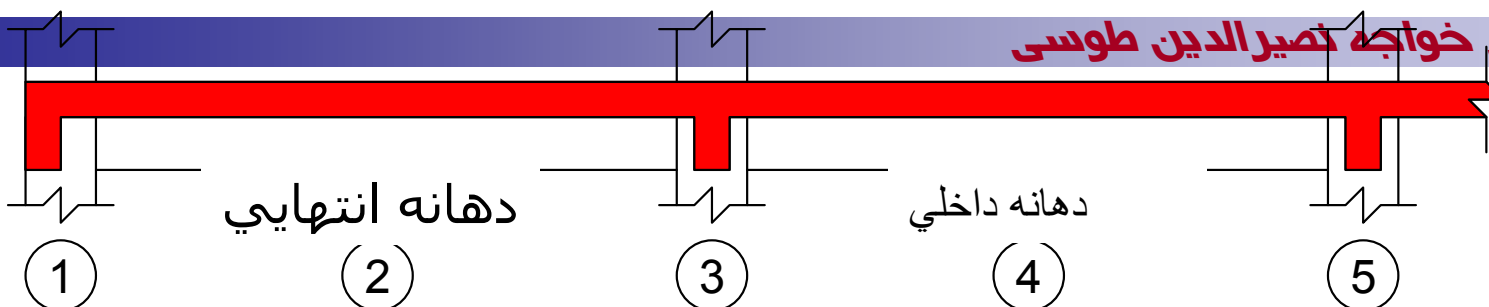


لنگرهای دال	دهانه انتهایی			دهانه داخلی	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	منفی خارجی	مثبت	منفی در اولین تکیه گاه	مثبت	منفی داخلی
کل لنگر	0	$0.63M_0$	$0.75M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
نوار ستونی	0	$0.38M_0$	$0.56M_0$	$0.21M_0$	$0.49M_0$
نوار میانی	0	$0.25M_0$	$0.19M_0$	$0.14M_0$	$0.16M_0$

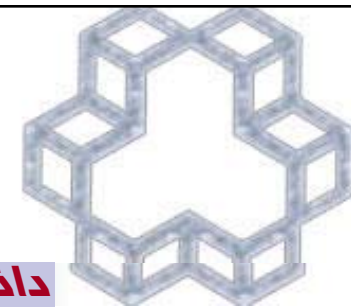


جدول ۵: تیر با دال

Note: $\beta_t > 2.5$ and $\alpha_1 L_2/L_1 > 1.0$



نسبت دهانه L_2/L_1	لنگرهای دال و تیر	دهانه انتهایی			دهانه داخلی	
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
		منفی خارجي	مثبت	منفی در اولین تکیه گاه	مثبت	منفی داخلی
	لنگر کل	$0.16M_0$	$0.57M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$
0.5	تیر نوارستونی	$0.12M_0$	$0.43M_0$	$0.54M_0$	$0.27M_0$	$0.50M_0$
	دال نوار میانی	$0.02M_0$	$0.08M_0$	$0.09M_0$	$0.05M_0$	$0.09M_0$
1.0	تیر نوارستونی	$0.10M_0$	$0.37M_0$	$0.45M_0$	$0.22M_0$	$0.42M_0$
	دال نوار میانی	$0.02M_0$	$0.06M_0$	$0.08M_0$	$0.04M_0$	$0.07M_0$
2.0	تیر نوارستونی	$0.06M_0$	$0.22M_0$	$0.27M_0$	$0.14M_0$	$0.25M_0$
	دال نوار میانی	$0.01M_0$	$0.04M_0$	$0.05M_0$	$0.02M_0$	$0.04M_0$
	نوار میانی	$0.09M_0$	$0.31M_0$	$0.38M_0$	$0.19M_0$	$0.36M_0$



چیدمان بارگذاری و ضوابط ACI برای چیدمان

چند نکته در این باره:

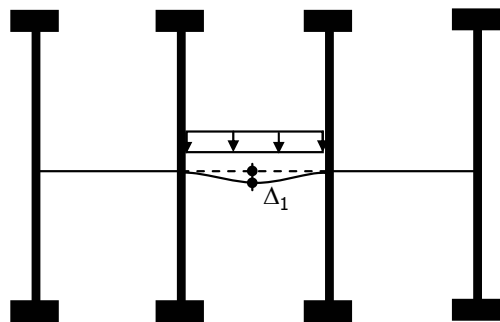
(الف) نسبت بالای سختی ستون به دال-تیر باعث کاهش اثر چیدمان می گردد. چراکه اتصال گیردار شده و لنگرهای دهانه کمتر تحت تاثیر دهانه مجاور می باشد.

(ب) نسبت بالای بار زنده به مرده سبب افزایش اثر چیدمان می گردد.

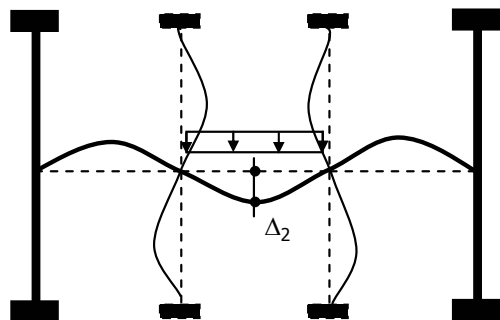
(ج) لنگرهای خمشی ماکزیمم و مینیمم در مقاطع بحرانی با قرار دادن بارهای زنده در چیدمانی خاص قابل محاسبه می باشند. قرار دادن بار زنده در تمام دهانه ها متضمن ایجاد لنگرهای خمشی ماکزیمم مثبت و منفی نیست.

(د) ماکزیمم لنگرهای مثبت در وسط دهانه بیشتر تحت تاثیر چیدمان بارگذاری است.

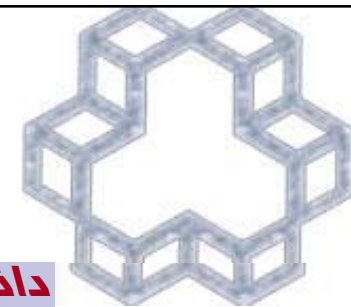
از آنجا که چیدمان بارگذاری در این روش مطرح نمی باشد (لنگرها همواره بر اساس بارگذاری همان دهانه محاسبه شده و ربطی به بار دهانه مجاور ندارد). چنانچه سختی ستونهای بالا و پایین نسبت به سختی دال-تیر کمتر از دو برابر بار مرده) می توان ادعا نمود که لنگر دهانه متأثر از بارگذاری دهانه مجاور بوده و بدین منظور لنگر وسط دهانه را در ضریبی ضرب می کنیم.



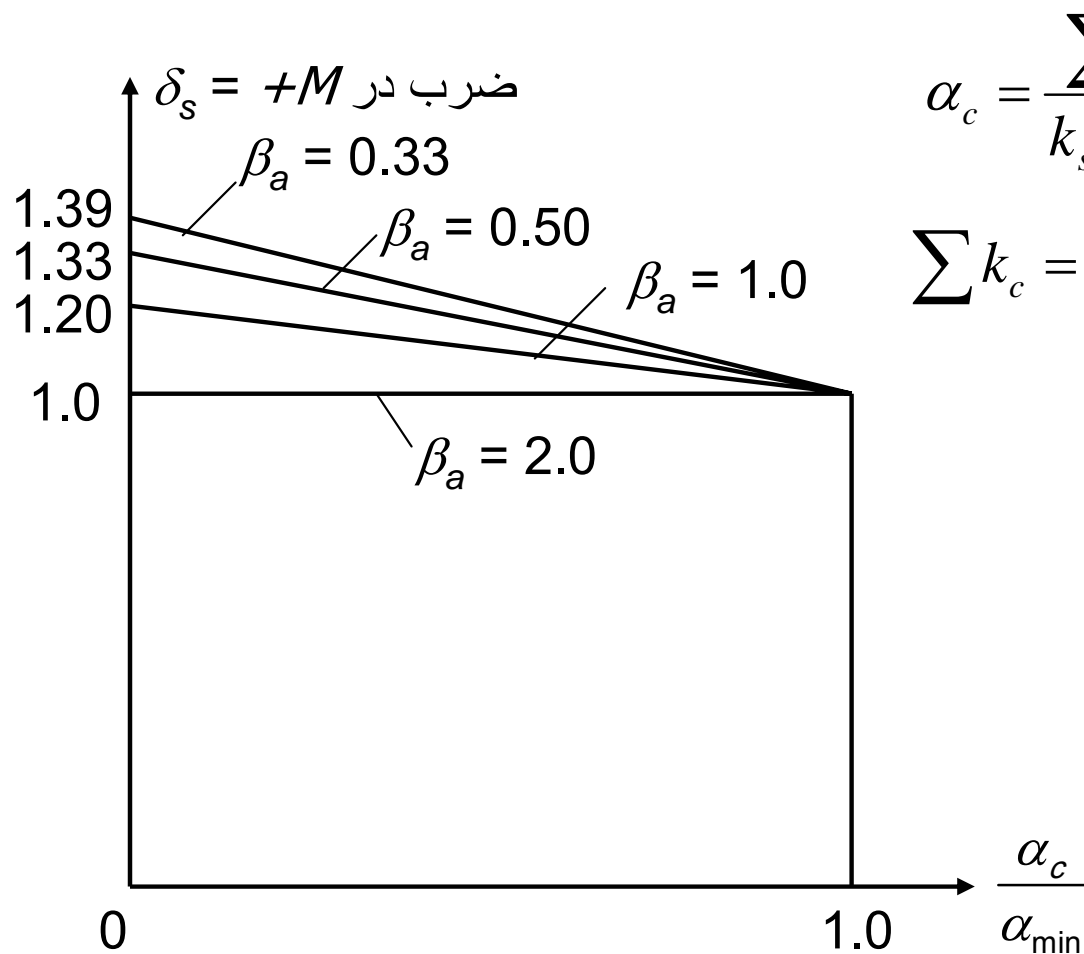
(الف) خیز کم با سختی بیشتر ستونها



(ب) خیز بزرگ با نرمی بیشتر ستونها



وقتی که نسبت بار مرده به زنده یعنی β_a کمتر از ۲ و سختی ستون به دال تیر از حد مشخصی $\alpha_c < \alpha_{min}$ کوچکتر باشد لنگر وسط دهانه را با ضریب δ_s افزایش می دهیم



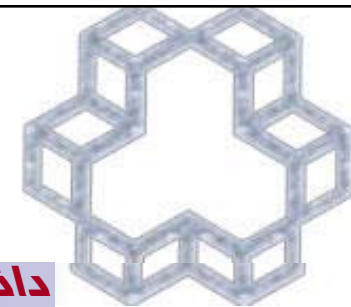
$$\alpha_c = \frac{\sum k_c}{k_s + k_b} \quad ; \quad k_s = \frac{4EI_s}{l_1} \quad ; \quad k_b = \frac{4EI_b}{l_1}$$

$$\sum k_c = k_{cT} + k_{cB} = \frac{4EI_{cT}}{L_{cT}} + \frac{4EI_{cB}}{L_{cB}}$$

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

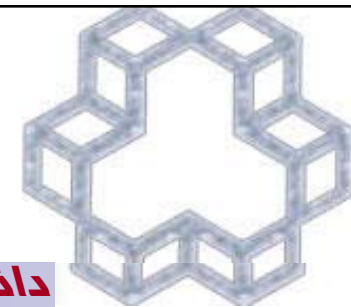
$$\beta_a = \frac{DL}{LL} = \frac{\text{بار مرده بدون ضریب}}{\text{بار زنده بدون ضریب}}$$

$$\alpha_c = \text{نسبت سختی ستون به (تیر+دال)}$$



جدول مقادیر α_{\min}

$\beta_s = \frac{DL}{LL}$	$\frac{L_2}{L_1}$	α = سختی نسبی تیر =				
		0	0.5	1.0	2.0	4.0
2.00	.5-2.	0	0	0	0	0
	1.0	0.6	0	0	0	0
	0.8	0.7	0	0	0	0
	1.0	0.7	0.1	0	0	0
	1.25	0.8	0.4	0	0	0
	2.0	1.2	0.5	0.2	0	0
0.5	0.5	1.3	0.3	0	0	0
	0.8	1.5	0.5	0.2	0	0
	1.0	1.6	0.6	0.2	0	0
	1.25	1.9	1.0	0.5	0	0
	2.0	4.9	1.6	0.8	0.3	0
0.33	0.5	1.8	0.5	0.1	0	0
	0.8	2.0	0.9	0.3	0	0
	1.0	2.3	0.9	0.4	0	0
	1.25	2.8	1.5	0.8	0.2	0
	2.0	13.0	2.6	1.2	0.5	0.3



لنگرهای ناشی از بارهای قائم در ستونها و دیوارهای تکیه گاهی

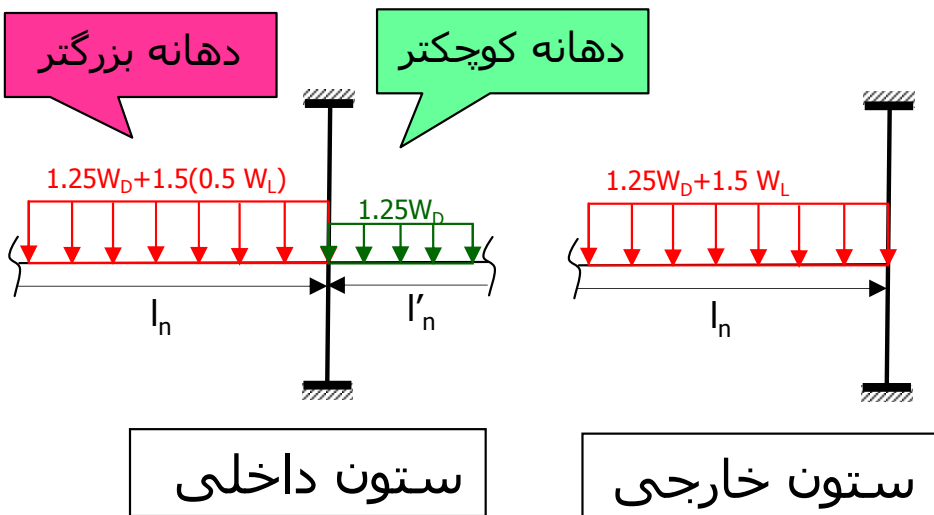
در تکیه گاه داخلی ستونهای موجود در بالا و پایین تکیه گاه باید لنگر را به نسبت مستقیم سختی تقسیم می شوند، تحمل نمایند. در این حال فرض می گردد که دهانه بزرگتر نصف بارزنده به همراه بار مرده با ضریب و دهانه کوچکتر فقط بار مرده ضریب دار را تحمل می کند.

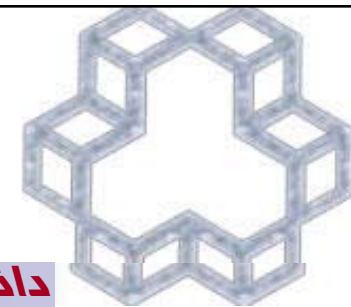
$$M = 0.65 \left[\frac{(w_D^u + 0.5w_L^u)l_n^2}{8} - \frac{w_D^u l_n^2 (l_n')^2}{8} \right]$$

$$M = 0.07 \left[(w_D^u + 0.5w_L^u)l_n^2 - w_D^u l_n^2 (l_n')^2 \right]$$

که ضریب 0.65 همان ضریب لنگر منفی تکیه گاه داخلی از کل لنگر استاتیکی است. با ساده کردن رابطه داریم: (مقادیر با پریم برای دهانه کوچک است)

بر اساس آبا در تکیه گاه خارجی ستونها و دیوارها باید برای لنگر خمشی نوار پوششی در این تکیه گاه طراحی شوند. که بر اساس همان لنگرهای با ضریب تکیه گاه خارجی محاسبه می گردند. در این آیین نامه به طور مشخص معلوم نشده است که لنگر استاتیک دهانه خارجی می باید بر اساس تمام بار زنده محاسبه شود یا خیر! مدرس عقیده دارد که منظور آبا تمام بار زنده می باشد. در کتاب سالمون این لنگر بر اساس سهم لنگر تکیه گاه خارجی و با در نظر گرفتن نیمی از لنگر بار زنده مدنظر قرار گرفته است!





محاسبه فولاد

۴-۴-۷-۱۵ مقاطع مجاور تکیه گاه‌های میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه گاه طراحی شوند.

۵-۴-۷-۱۵ تیرهای لبه یا لبه های دال باید برای لنگر پیچشی برابر با لنگر خمشی منفی سهم دال در تکیه گاه کناری طراحی شوند.

بعد از آنکه سهم نوارهای ستونی و میانی از کل لنگر استاتیکی

مشخص گردید، از روابط معمول مقدار آرماتورها قابل محاسبه است.

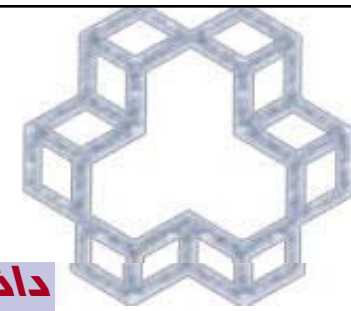
$$f_{cd} = \phi_c f'_c = 0.6 f'_c$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 f_y$$

$$R = \frac{M_u}{bd^2} \quad ; \quad m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

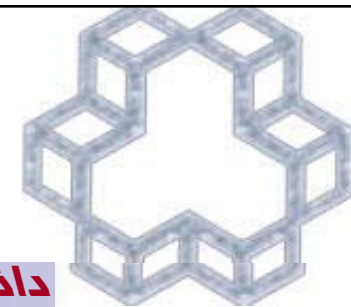
$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_{yd}}} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f'_c \leq 30 \text{ Mpa} & : \beta_1 = 0.85 \\ 30 \leq f'_c \leq 55 \text{ Mpa} & : \beta_1 = 0.85 - 0.008(f'_c - 30) \\ f'_c \geq 55 \text{ Mpa} & : \beta_1 = 0.65 \end{array} \right\}$$



حداقل طول میلگرد گذاری در دال بدون تیر

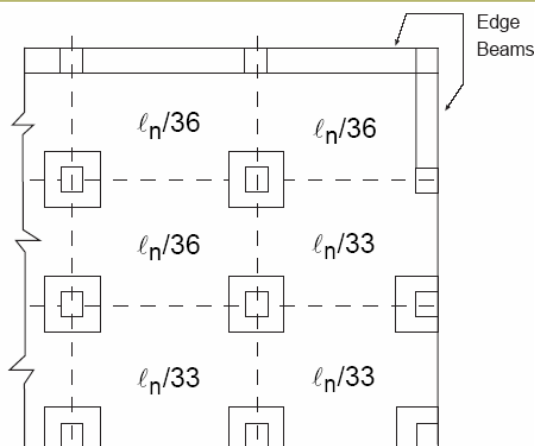
STRIP	LOCATION	MINIMUM PERCENTAGE _s AT SECTION	WITHOUT DROP PANELS	WITH DROP PANELS
COLUMN STRIP	TOP	50 Remainder		
	BOTTOM	100		
MIDDLE STRIP	TOP	100		
	BOTTOM	50 Remainder		
			<p>⊕ Exterior support (No slab continuity)</p>	<p>⊕ Interior support (Continuity provided)</p>
				<p>⊕ Exterior support ⊕ (No slab continuity)</p>



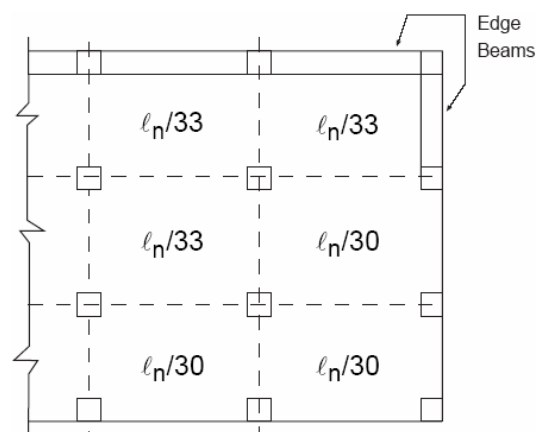
حداقل ضخامت دالهای دو طرفه تخت بر اساس آبا

-حداقل ضخامت بر اساس
ACI و ABA چنین است:
برای دال بدون کتیبه: 12.5 cm
برای دال با کتیبه: 10 cm

حداقل ضخامت دال تخت بدون تیر میانی (h_{min}) یا با تیر میانی ولی α_m مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است



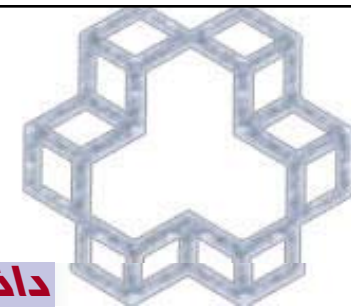
(b) Flat Slabs (with drop panels)



(a) Flat Plates (without drop panels)

با کتیبه		بدون کتیبه				نوع فولاد
پانلهای درونی	پانل های بیرونی	پانلهای درونی	پانل های بیرونی			
---	با تیر لبه	بدون تیر لبه	---	با تیر لبه	بدون تیر لبه	
$L_n/40$	$L_n/40$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/33$	S300
$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/30$	S400

L_n طول دهانه بلند است



دالهای دو طرفه با تیر با شرط $\alpha_m > 0.2$: بر اساس آبا

حداقل ضخامت دال با تیر میانی (h_{\min})

$$h_{\min} = \frac{l_n (800 + 0.6 f_y)}{36000 + 5000 \beta (\alpha_m - 0.2)} > 125 \text{ mm} \quad : \quad 0.2 < \alpha_m < 2$$

$$h_{\min} = \frac{l_n (800 + 0.6 f_y)}{36000 + 9000 \beta} > 90 \text{ mm} \quad : \quad 2 < \alpha_m$$

$$\alpha = \frac{E_{cb}}{E_{cs}} \frac{b}{l} \left(\frac{a}{h} \right)^3 f$$

که:

α = سختی نسبی تیر به دال

$\alpha_m = \alpha$ متوسط

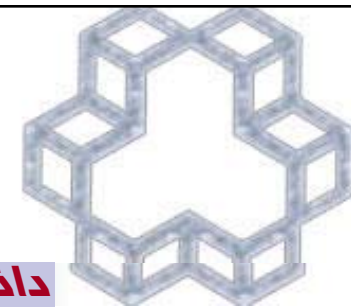
f = ثوابت بر اساس اشکال چند صفحه قبل

β = نسبت طول دهانه آزاد بزرگتر به طول دهانه آزاد کوچکتر

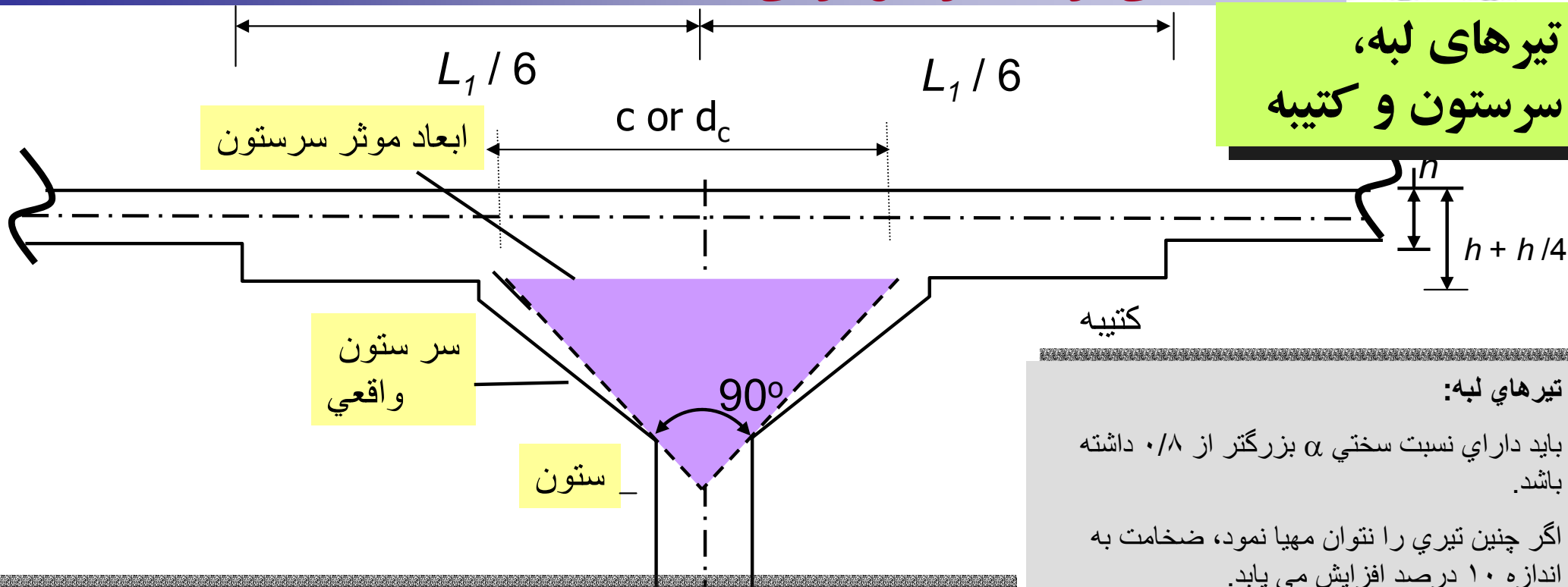
l_n = طول دهانه آزاد بزرگتر

f_y = مقاومت تسلیم فولاد بر حسب مگا پاسکال

عرض نوار طراحی (در دهانه کناری برابر نصف دهانه عمود بعلاوه نصف عرض ستون) =



تیرهای لبه، سرستون و کتیبه



تیرهای لبه:

باید دارای نسبت سختی α بزرگتر از $0/8$ داشته باشد.

اگر چنین تیری را نتوان مهیا نمود، ضخامت به اندازه ۱۰ درصد افزایش می یابد.

سرستون: برای افزایش مقاومت دال در برابر برش سوراخ کننده استفاده می شود.

بزرگترین مخروط یا هرم با زاویه مرکزی ۹۰ درجه را بر محل تماس آن با ستون محاط می کنیم قطر ۲۰-۲۵ درصد طول دهانه می باشد.

ابعاد آن در محل اتصال آن با کف دال یا کتیبه اندازه گیری می شود

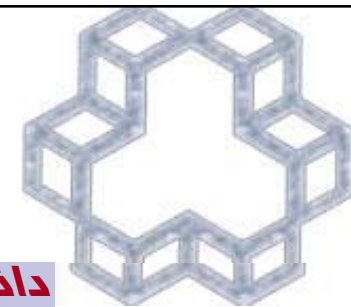
کتیبه: برای افزایش مقاومت برشی در اطراف ستون و همچنین کم کردن میلگردهای منفی روی تکیه گاه، قسمتی از دال را در اطراف ستون از زیر بصورت برجسته در می آورند که به آن کتیبه سرستون می گویند.

سعی می شود ابعاد آن در طبقه ثابت نگه داشته شود.

باید $1/4$ طول دهانه (محور به محور) از هر طرف ادامه داشته باشد.

• حداقل به اندازه $1/4$ ضخامت دال کلفت تر باشد

• برای محاسبه فولاد لازم برای دال، ضخامت برجسته کتیبه در زیر دال نباید بزرگتر از یک چهارم فاصله لبه کتیبه تا لبه ستون یا سرستون فرض گردد.



فرآیند روش مستقیم در محاسبه لنگرهای طولی

(۱) کنترل محدودیتها ۱ تا ۵ برای روش مستقیم

(۲) محاسبه ممان اینرسی دال

(۳) محاسبه ممان اینرسی تیر

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

(۴) محاسبه نسبت α - سختی خمشی تیر به دال

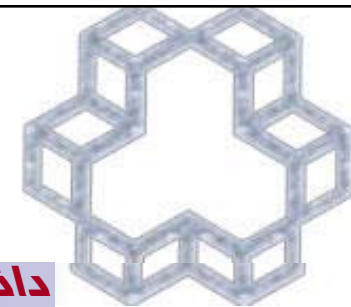
(۵) کنترل نسبت $0.2 < \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5$

(۶) محاسبه لنگر استاتیکی کل $M_0 = w_u L_2 L_n^2 / 8$

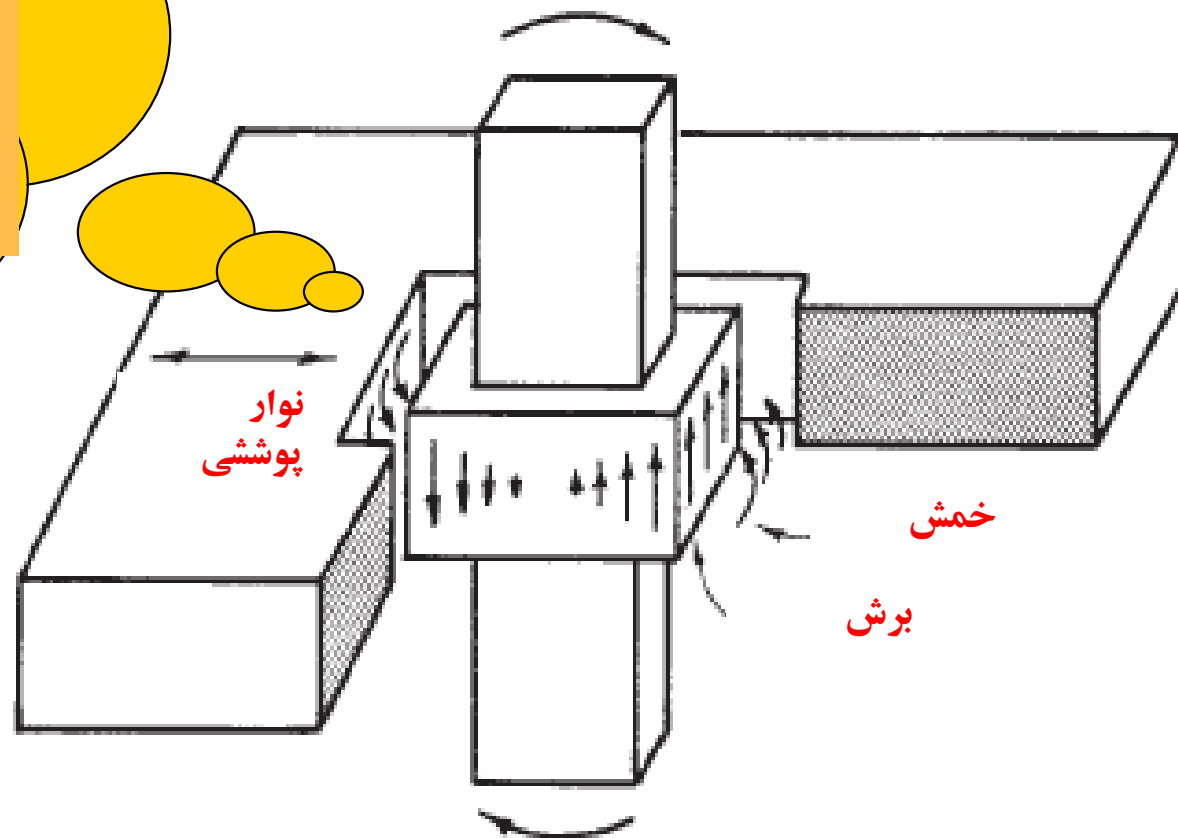
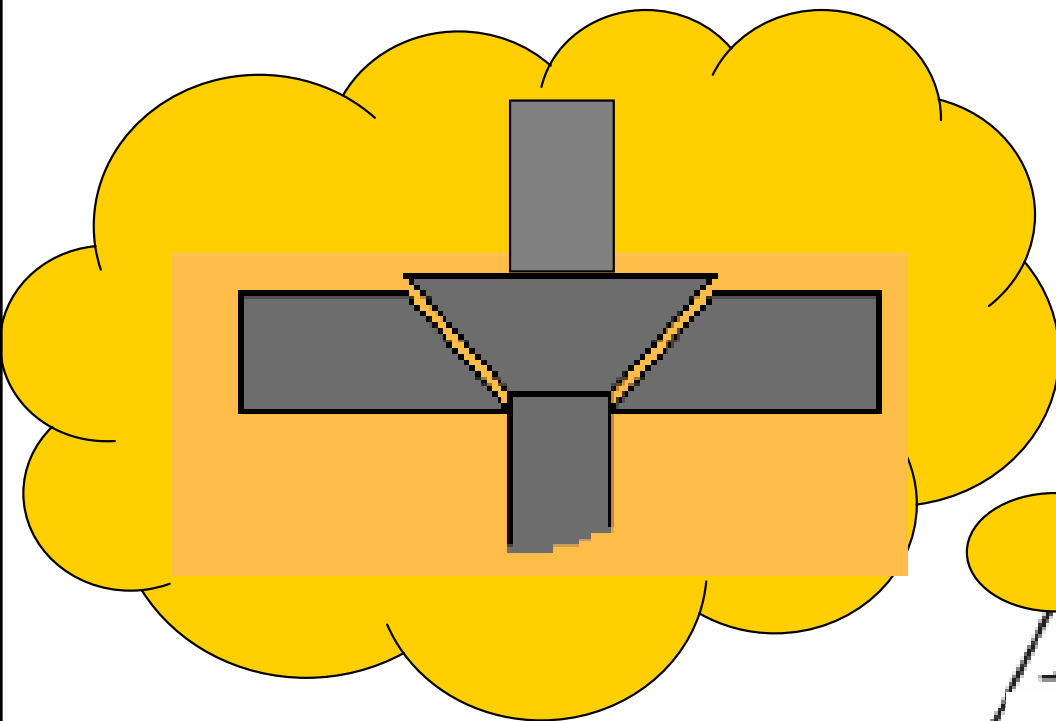
(۷) پخش لنگر در جهت طولی در دهانه داخلی و خارجی

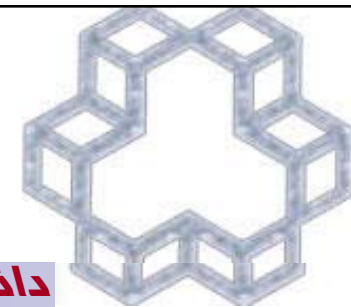
(۸) تقسیم لنگر به نوار ستونی و باقی مانده به نوار میانی

(۹) تخصیص لنگر تیر از لنگر نوار ستونی بر اساس سختی نسبی



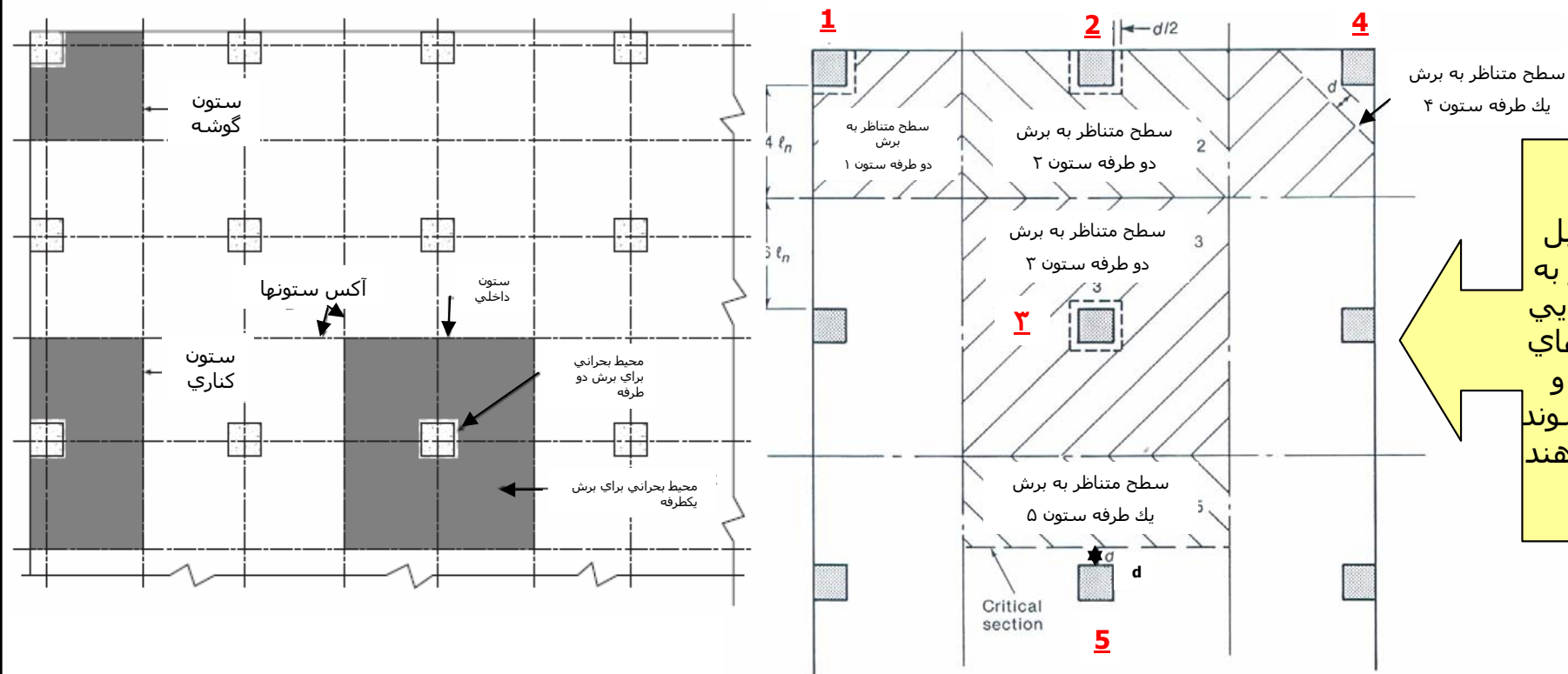
۲- کنترل برش در ناله‌ها



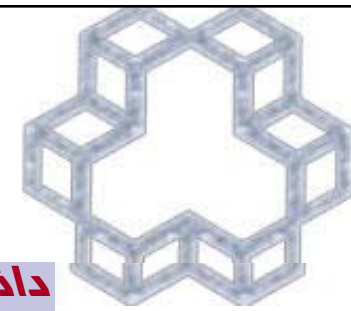


کنترل برش در دالهای تخت دو طرفه - مقاطع بحرانی

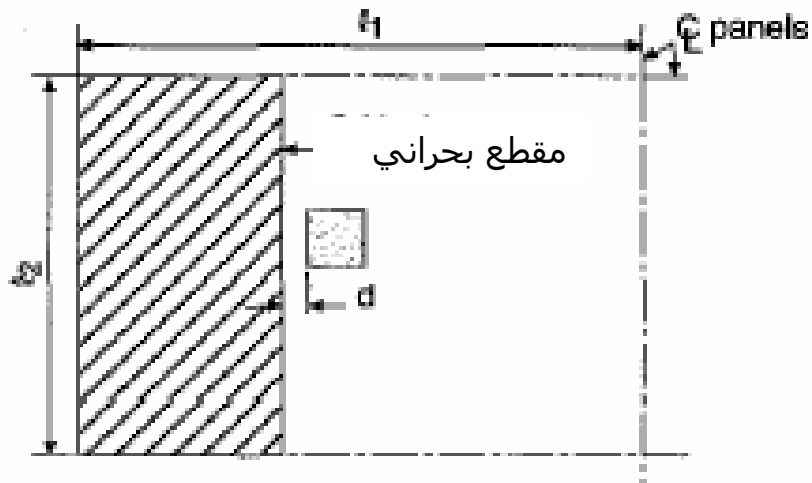
دیدیم که انهدام برشی در یک تیر در اثر ترک کج است که در اثر تنشهای برشی و خمشی توأم اتفاق می افتد. این ترک از سطح بخش کششی آغاز شده و به شکل قطری به بخش فشاری رسوخ می کند. دو نوع برش در دالهای دو طرفه ممکن است اتفاق بیافتد ۱- برش تیری یا یکطرفه ۲- برش دو طرفه یا پانچینگ معمولاً ظرفیت دال در برابر برش دو طرفه کمتر از ظرفیت برش تیری است،



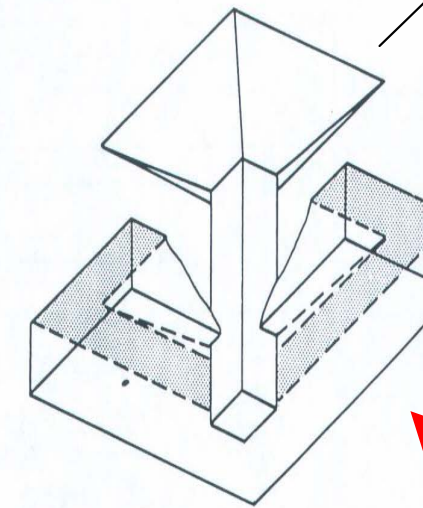
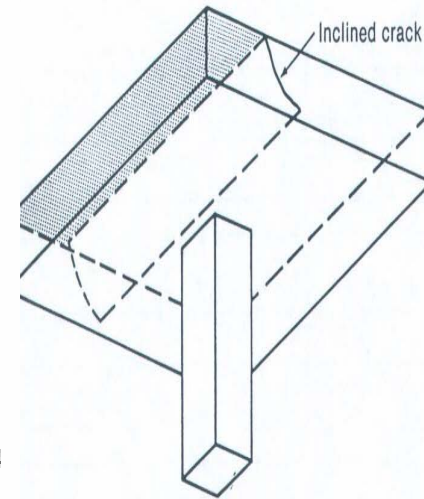
شکل‌های مقابل سطوح متناظر به محاسبه بارهایی که سبب نیروهای برشی تیری و دو طرفه می شوند را نشان می دهند



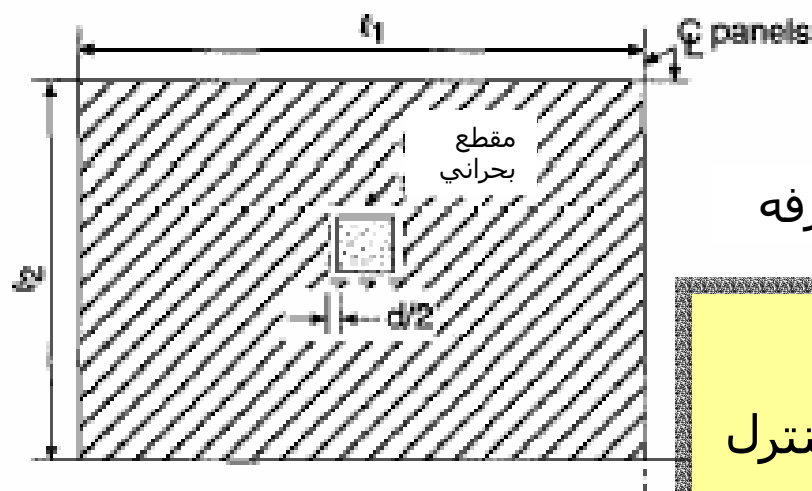
عمل پهنای تیر Wide-Beam Action



برش یکطرفه



قسمتی از دال حول ستون که از سطح تماس ستون با پایین دال شروع می شود به شکل کله قندی و یا هرمی شکل با زاویه شیبی حدود ۴۵ درجه است با ستون به جا می ماند



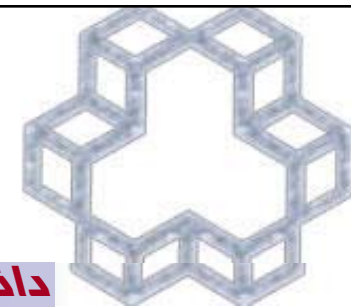
برش دو طرفه

شکست برش یکطرفه

شکست برش دو طرفه

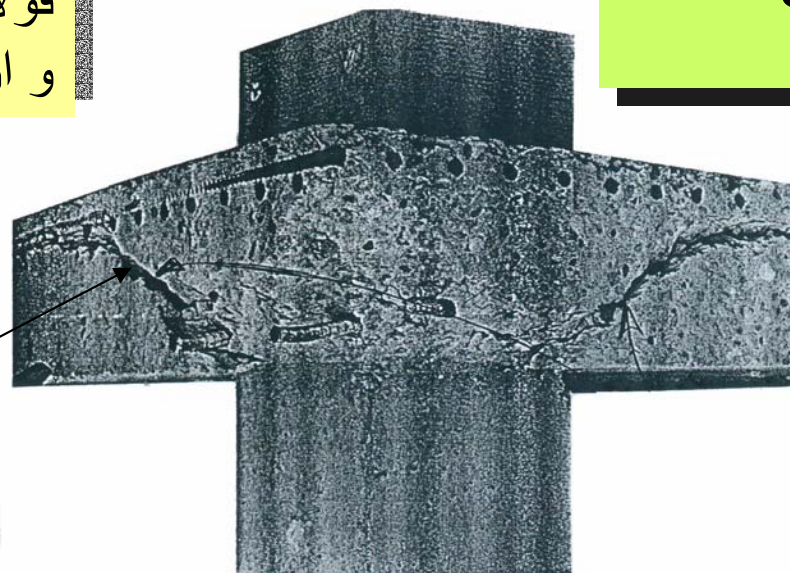
عمل دو طرفه Two-Way Action

ترك سوراخ کننده در محیط b_0 در فاصله $d/2$ خارج ستون کنترل می گردد.



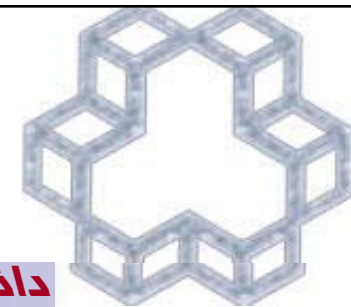
مکانیزم ترک سوراخ کننده
(پانچینگ)

فولادهای منفي (بالا) به بیرون کشیده شده
و ارتباطشان از ستون قطع می شود



ترک شیبدار

شکست برش سوراخ کننده به صورت ناگهانی و بدون خبر اتفاق می افتد. و چنانچه به وقوع به پیوندد ، ظرفیت برشی اتصال فوق بطور کامل از دست می رود. لذا اگرچه دال دوطرفه دارای شکست خمشی شکل پذیری است (به شکل خطوط گسیختگی) ولی در برابر مود شکست برشی فوق بسیار ترد است.



مقاومت برشی سیستم دالهای دو طرفه با انتقال

بارهای نامتعادل در کف یا بارهای جانبی در دالهای تخت توسط هر دو کنش برشی و خمشی به ستونها منتقل می شوند. در ستونهای داخلی در ساختمانهای مهار شده، لنگرهای منتقله کوچک بوده و می توان فرض نمود که بارها توسط برش به ستونها منتقل می شوند.

$$V_u \leq V_r$$

به جهت انتقال مطمئن بار فوق باید داشته باشیم:

که V_u برش حاصل از بارهای وارده با ضریب در مقطع بحرانی و V_r مقاومت مقطع بحرانی می باشد،

V_u بر اساس محاسبه بار وارده در سطح متناظر که مرزهای خارجی سطح فوق برشی را تحمل نمی کنند محاسبه می شود. معمولاً فرض می گردد که مرزهای فوق همان میانه آکس ستونها هستند. این فرض برای ستونهای خارجی محافظه کارانه و برای اولین ستون داخلی در جهت خلاف اطمینان است. (چرا؟)

$$V_r = V_c + V_s$$

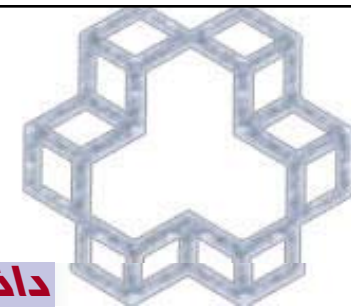
مقاومت مقطع بر اساس رابطه مقابل بدست می آید

که معمولاً ضخامت مقطع بتنی به گونه ای در نظر می گیرند که نیاز به فولاد برشی نداشته باشیم. لذا:

$$V_s = 0$$

مقاومت برش دال در برش سوراخ کننده تابع عوامل ذیل است:

- ۱- مقاومت بتن ۲- نسبت بین ابعاد ستون به ضخامت دال ۳- شکل سطح تکیه گاهی ۴- نسبت لنگر - برش در مقطع بحرانی



مقاومت برشی سیستم دالهای دو طرفه

عمل پهنای تیر یا برش یکطرفه (**Wide-Beam Action**)

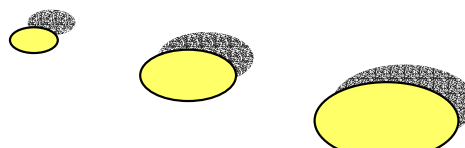
نیروی برشی مقاوم نهایی بتن چنین است:

عمل دو طرفه (**Two-Way Action**)

مقاومت نهایی بتن V_c برابر کمترین مقادیر بدست آمده از سه رابطه مقابل است:

$$v_c = 0.2\phi_c \sqrt{f'_c}$$
$$V_c = v_c b_0 d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_0 d$$
$$V_c = \left(1 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) v_c b_0 d$$
$$V_c = 2v_c b_0 d$$

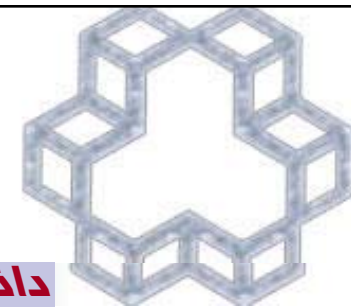


b_0 محیط مقطع بحرانی به فاصله $d/2$ از لبه ستون =

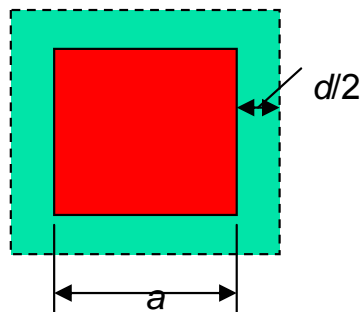
β_c نسبت ضلع بلند به ضلع کوتاه ستون =

α_s ۲۰ برای ستون میانی و ۱۵ برای ستون کناری و ۱۰ برای ستون گوشه =

ضریب β نشان دهنده انتقال از برش خمشی به برش سوراخ کننده است. برای سطوح باریک $\beta = \infty$ و لذا مقاومت برشی معادل v_c برش خمشی و وقتی $\beta = 1$ باشد (برش سوراخ کننده)، مقاومت برشی معادل $2v_c$ یعنی دو برابر مقاومت برش خمشی است

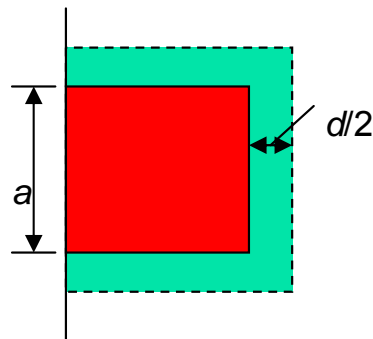


محیط بحرانی برای ستون مربع



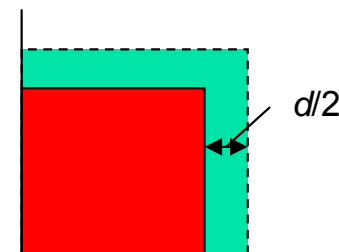
$$b_0 = 4(a + d)$$

ستون داخلی



$$b_0 = 3a + 2d$$

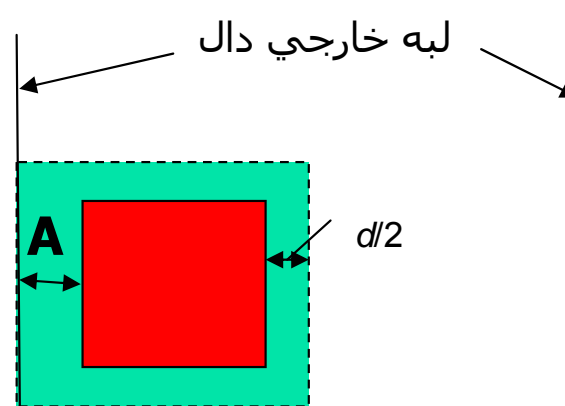
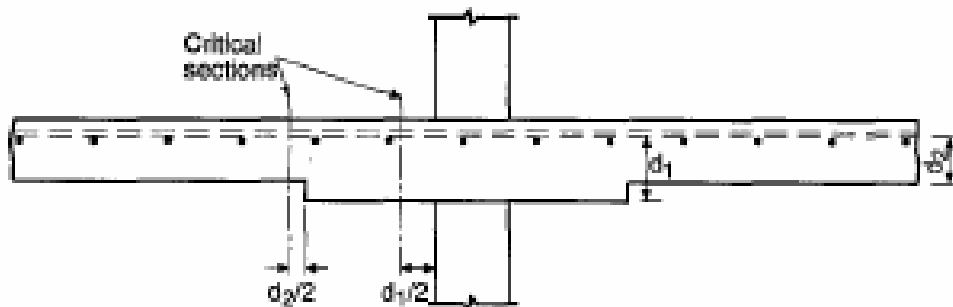
ستون کناری



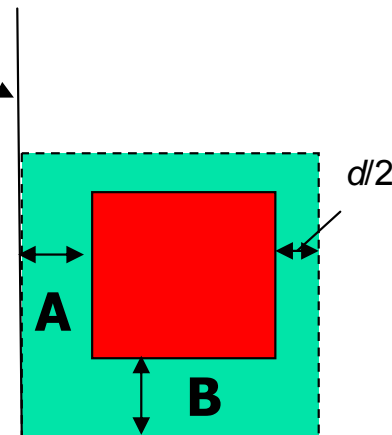
$$b_0 = 2a + d$$

ستون گوشه

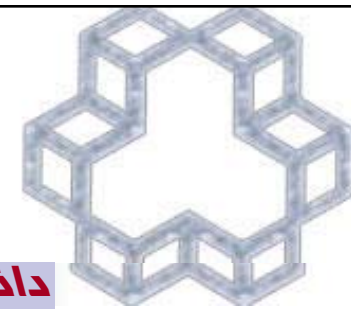
مقاطع بحرانی در دال با کتیبه



$$A < 4h$$

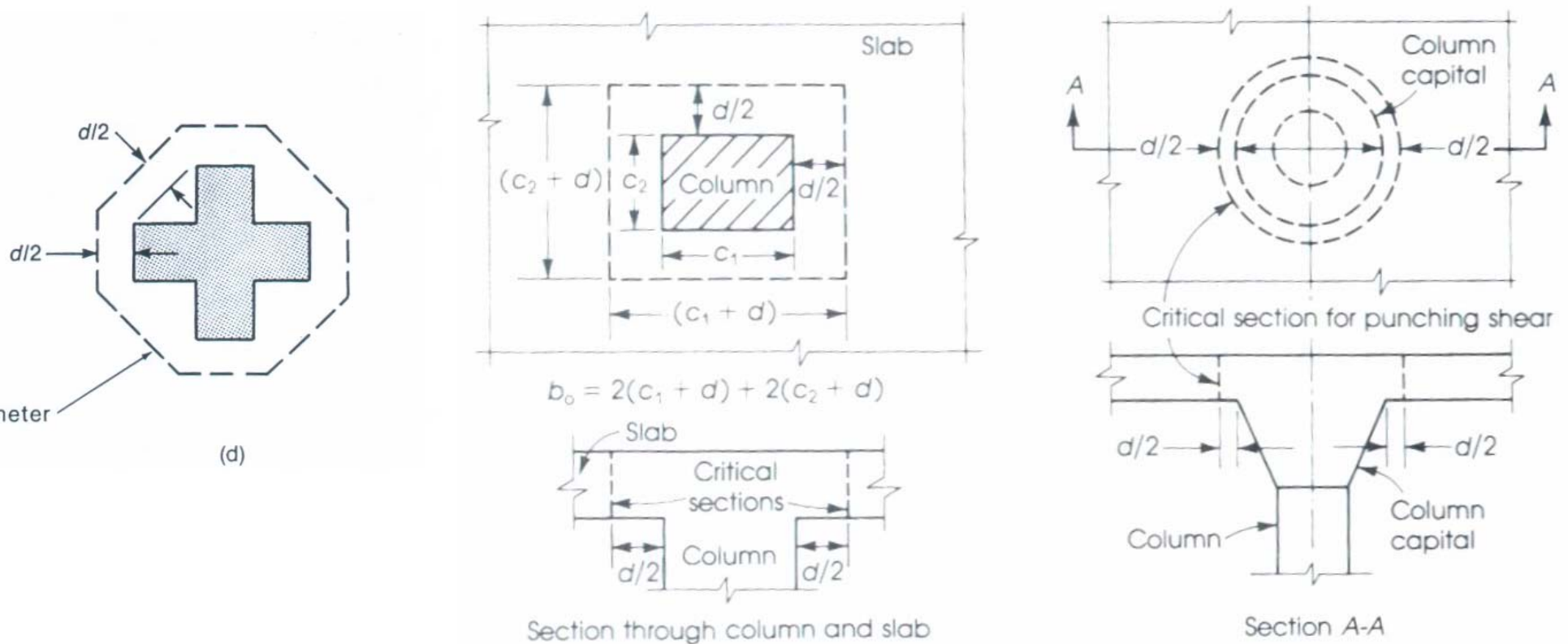


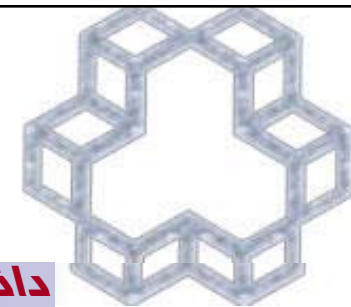
$$A < 4h, B < 4h$$



مقاومت برشی دال

برش دو طرفه در حول مخروط ناقص و یا هرم حول ستون سبب خرابی می گردد. برش در مقطع بحرانی در فاصله $d/2$ از بر ستون، سرستون، یا کتیبه کنترل می گردد





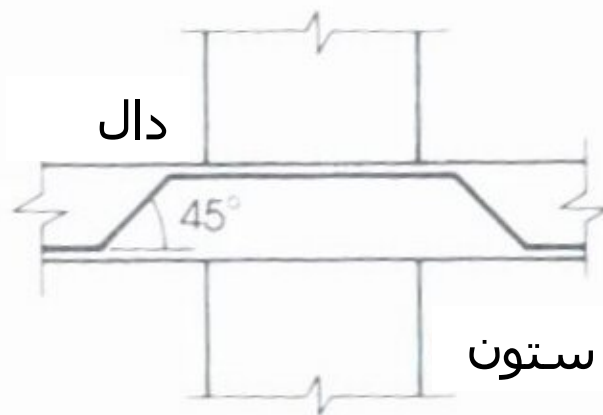
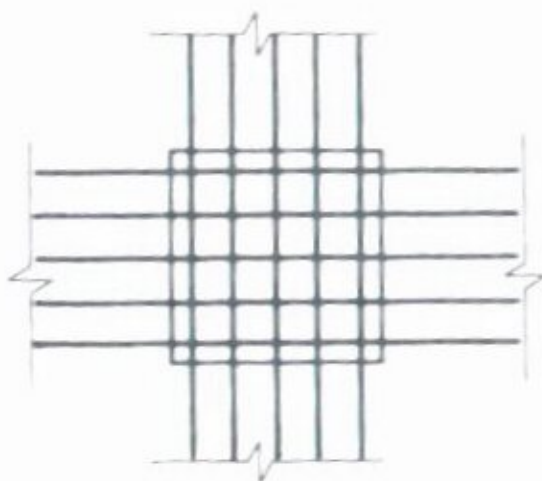
دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

تقویت برشی برای برش سوراخ کننده:

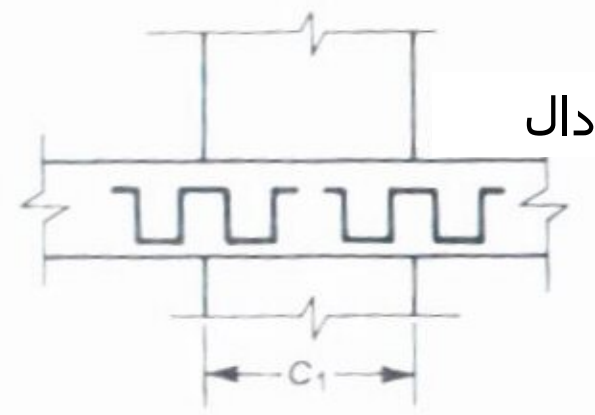
چنانچه مقاومت برشی مقطع بحرانی کمتر از مقدار نیاز باشد، به روشهای ذیل مقاومت را افزایش می دهیم: ۱- افزایش ضخامت دال ۲- افزایش ضخامت دال در اطراف ستون (کتیبه) ۳- اضافه نموده سر ستون ۴- افزایش ابعاد ستون ۵- اضافه کردن فولاد برشی

میلگردهای مهاری:

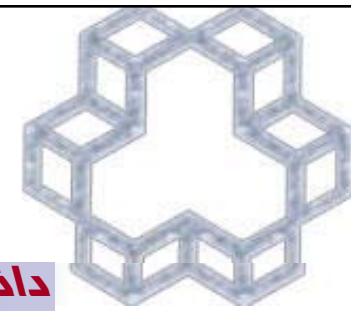
شامل میلگردهای فولادی یا مستقیم یا خمیده است



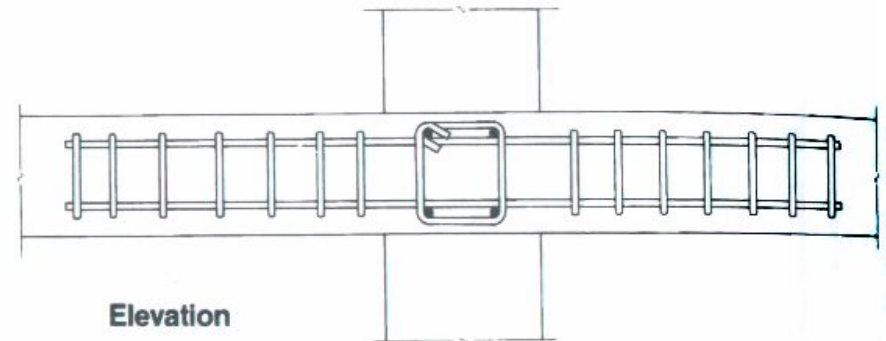
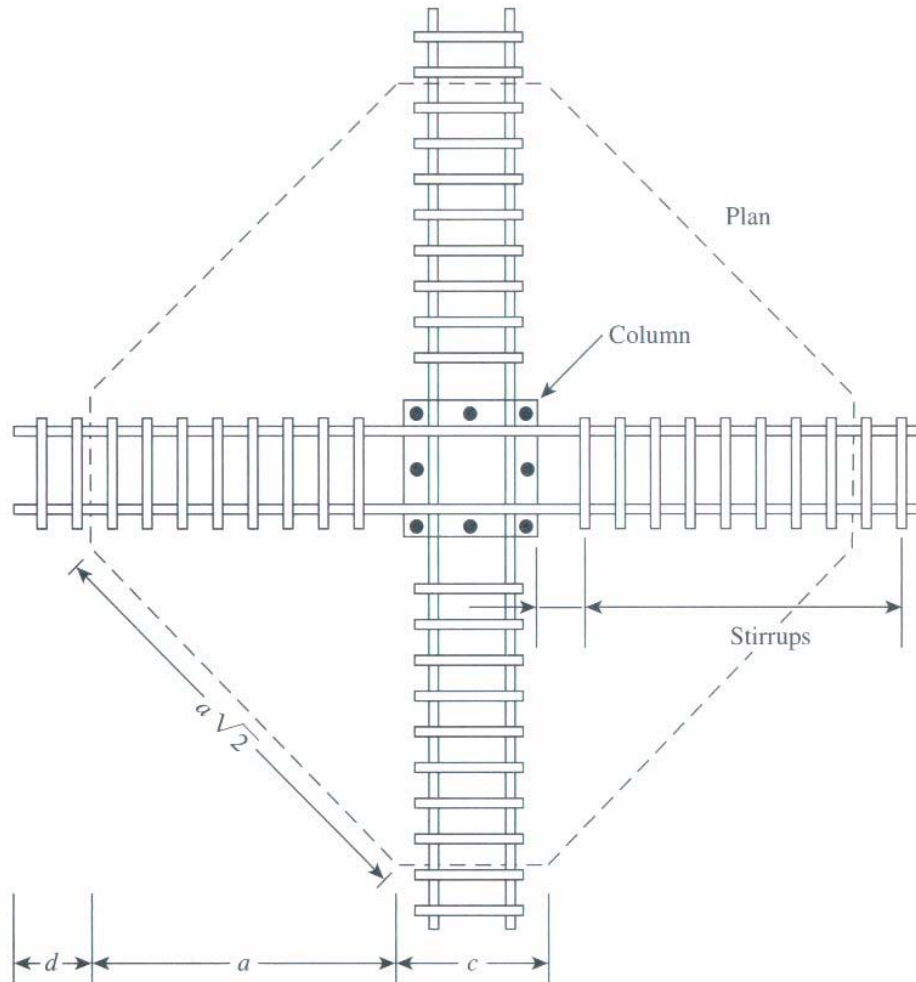
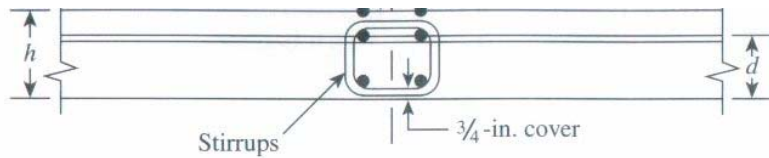
میلگرد خمیده

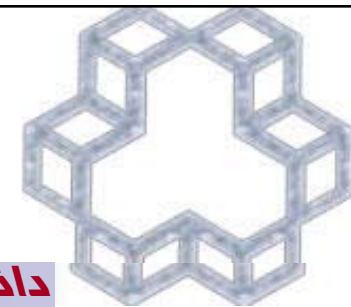


میلگرد های مسلح کننده



قفسهای ساخته شده با خاموت



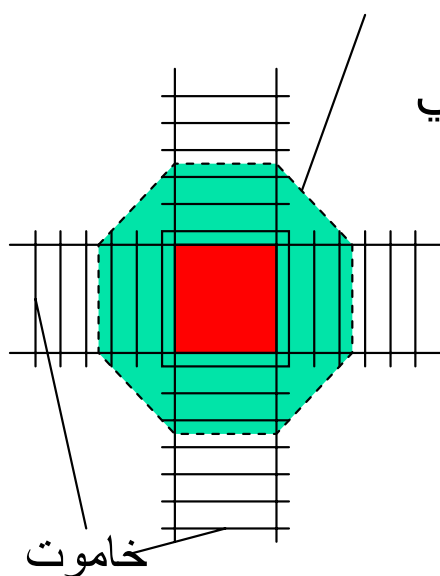


فولاد برشی در دالهای تخت

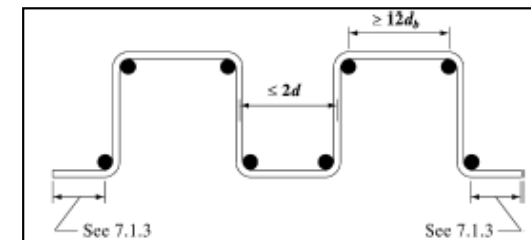
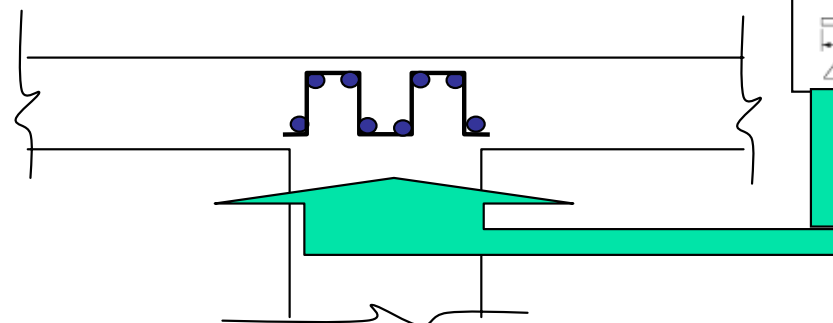
اگر از سر ستون و کتیبه نتوان استفاده کرد، از فولادهای برشی باید استفاده نمود. در این دالها چنانچه از آرماتور برشی بصورت میلگرد یا شبکه جوشي برای تامین مقاومت برشی استفاده شود، نیروهای برشی مقاوم نهایی V_r چنین محاسبه می شود.

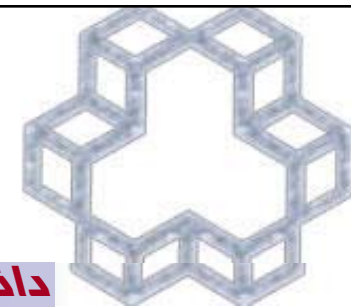
$$V_r = V_c + V_s = 0.2\phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d + \frac{A_v f_{yd} d}{s} \leq 3v_c b_0 d$$

مقطع
بحرانی



خاموت U شکل مضاعف V_c





کلاهک برشی:

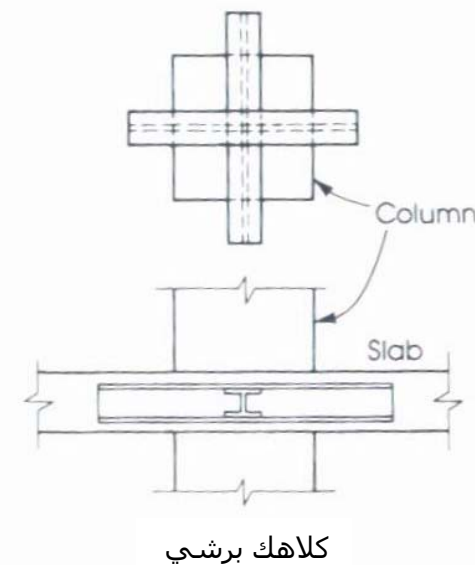
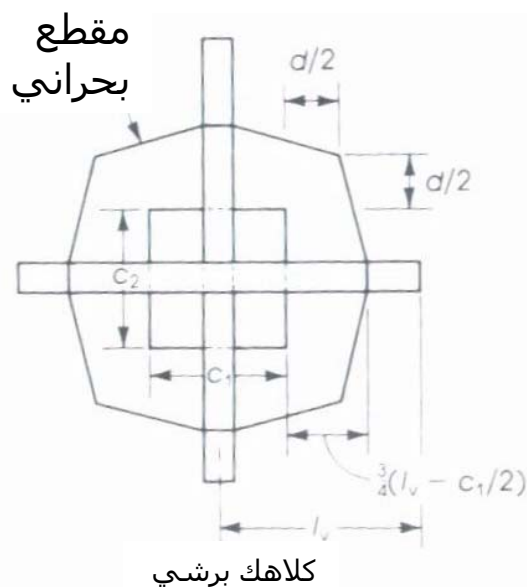
شامل تیرهای I شکل فولادی یا ناودانی جوش داده شده در چهار بازو که در دال در بالای ستون قرار داده می شوند. نمی تواند در ستونهای خارجی به علت بارهای جانبی و پیچش استفاده شود. در این دالها مقاومت برشی نهایی مقطع V_r بر اساس کمترین مقادیر روابط زیر محاسبه می گردد:

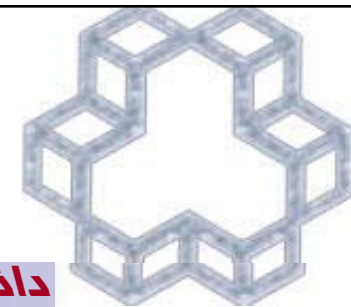
$$V_r = 3.5v_c b_0 d$$

$$V_r = 2v_c b_{0m} d$$

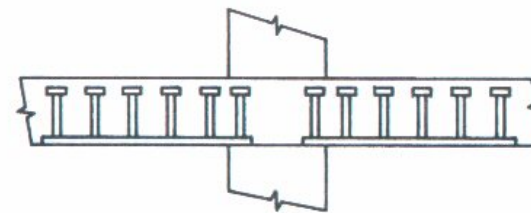
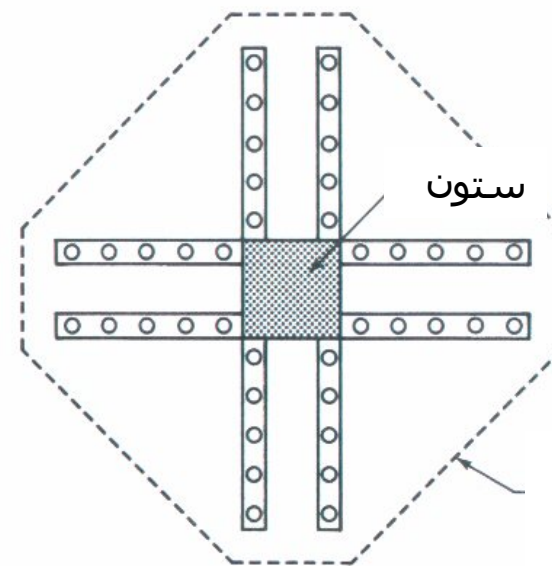
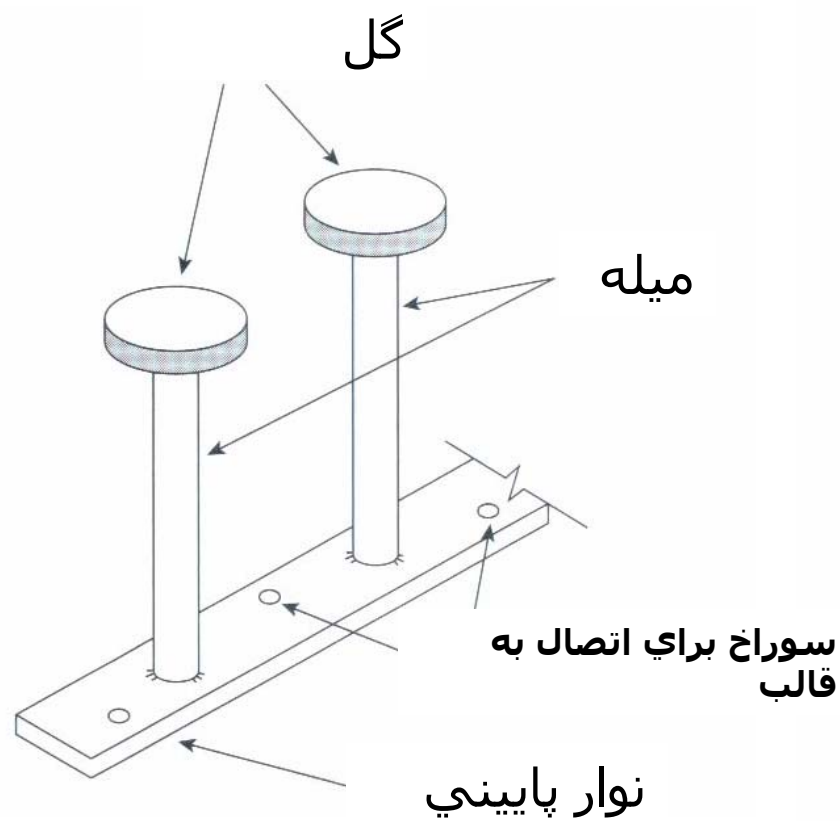
b_0 = محیط مقطع بحرانی که در فاصله $d/2$ از بر ستون

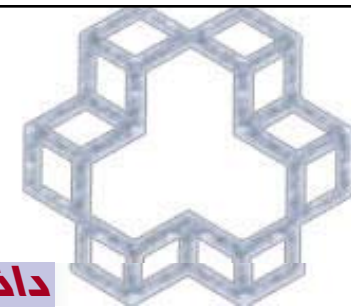
b_{0m} = محیط مقطع بحرانی خاص که در دالهای با کلاهک برشی برای کنترل مقاومت برشی نهایی مقطع مورد استفاده قرار میگیرد



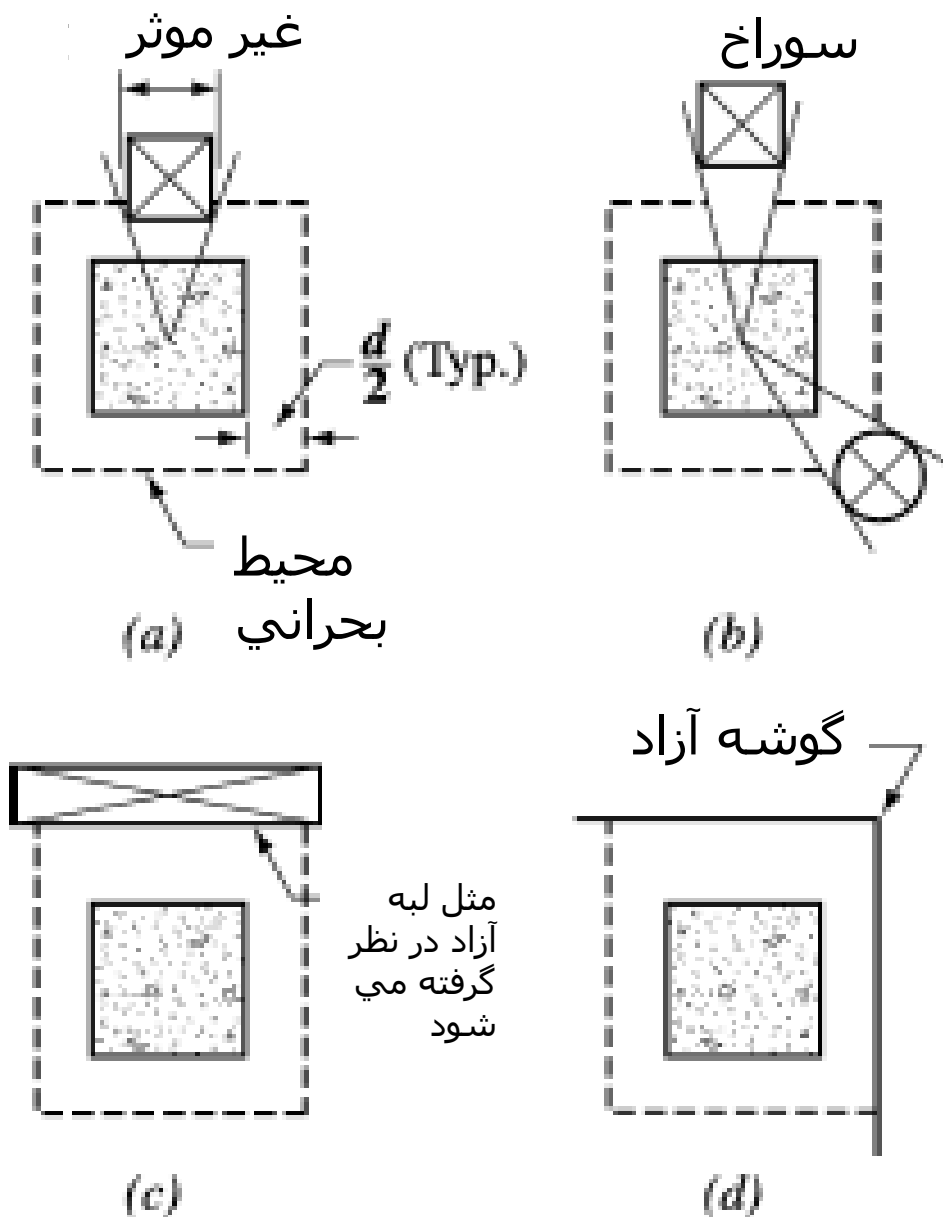


نوارهای فلزی برش گیر

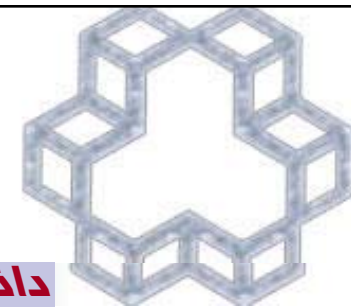




اثر برش در دالهای با سوراخ



چنانچه سوراخ به فاصله کمتر از ۱۰ برابر ضخامت دال به محل بار متمرکز (مانند ستونها)، در محاسبه محیط بحرانی b_0 نباید مطابق شکل قسمتی از آن به حساب آید. چنانچه از کلاهدک برشی استفاده کرده باشیم مقدار فوق را نصف در نظر می گیریم



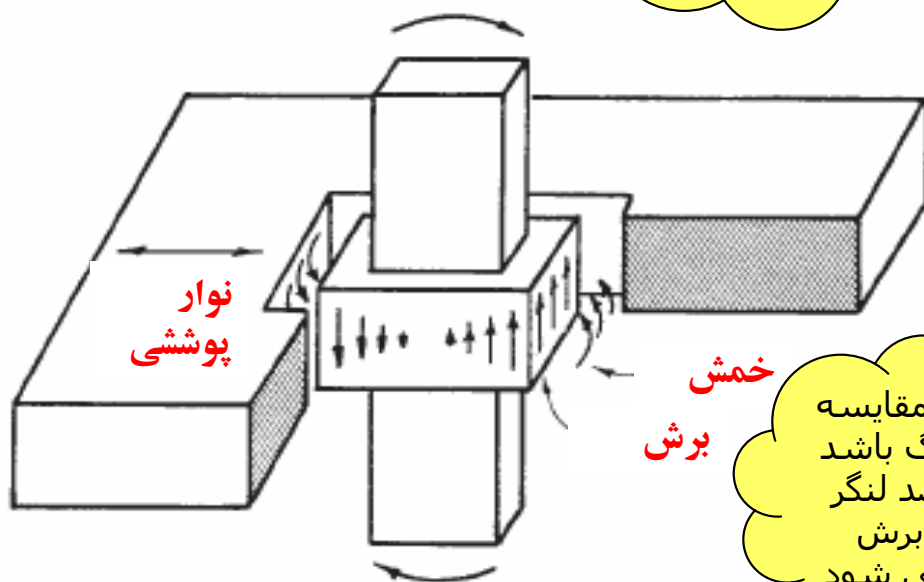
برش ناشی از انتقال لنگر به ستون

عوامل:

- لنگر ناشی از بارهای ثقلی نامتعادل
- لنگر ناشی از بارهای جانبی باد یا زلزله

لنگر نامتعادل انتقالی از دال به ستون M_u توسط تنشهای خمشی M_{uf} (حدود ۶۰٪) و ما بقی توسط تنش برشی M_{uv} در مقطع بحرانی منتقل می گردد

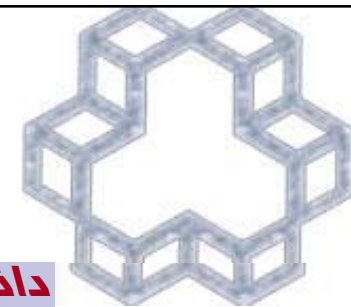
اگر c_2 در مقایسه با c_1 بزرگ باشد ۱۰۰ درصد لنگر توسط خمش منتقل می شود



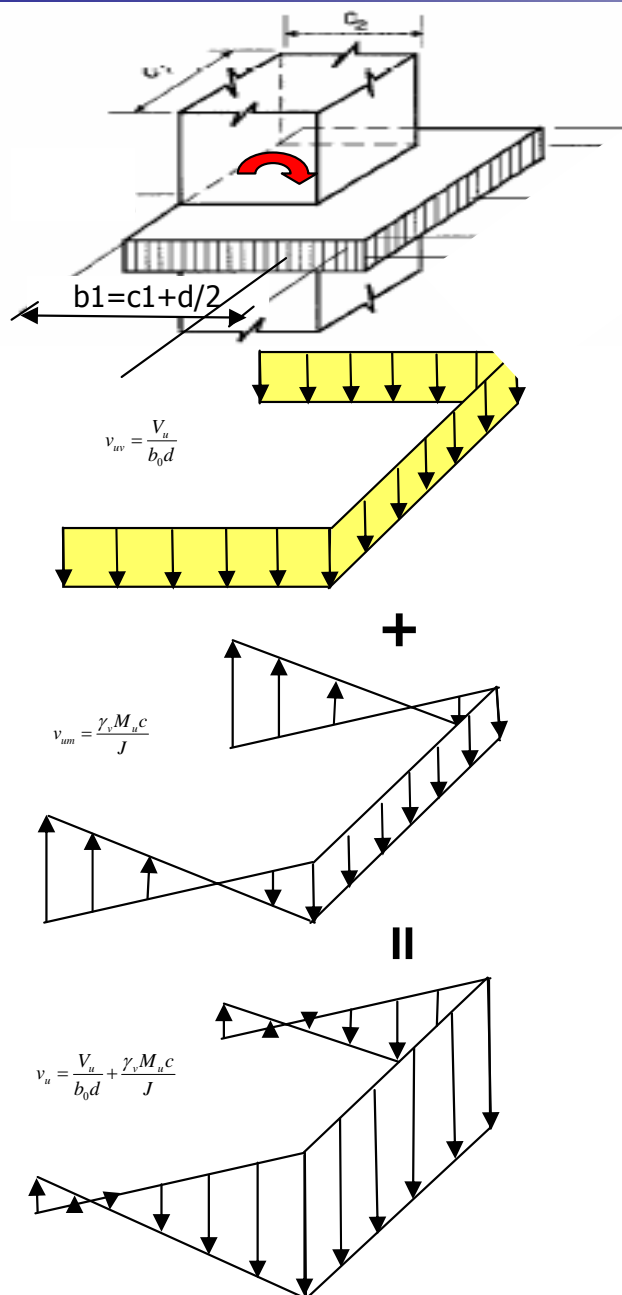
اگر c_1 در مقایسه با c_2 بزرگ باشد ۱۰۰ درصد لنگر توسط برش منتقل می شود

$$M_{uf} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} M_u = \gamma_f M_u$$

$$M_{uv} = (1 - \gamma_f) M_u = \gamma_v M_u$$



برش ناشی از انتقال لنگر به ستون خارجی

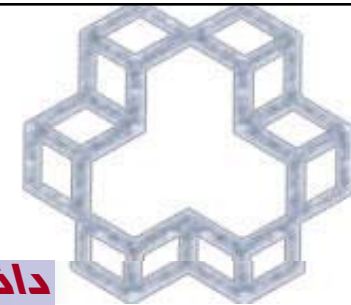


تنش برشی
حاصل برش V_u

تنش برشی
حاصل از M_u

تنش برشی
کل

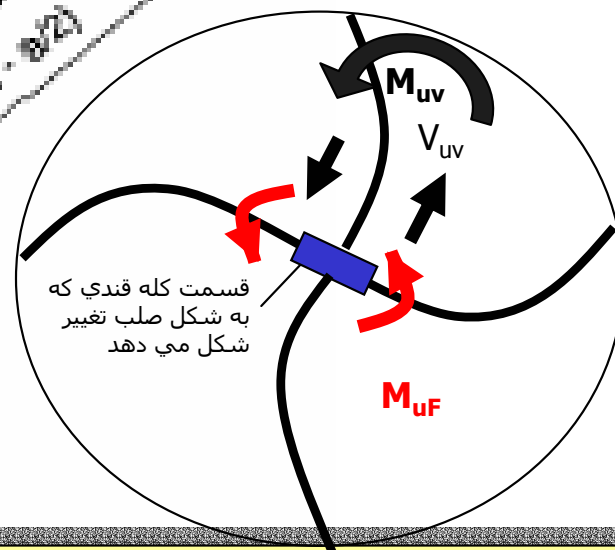
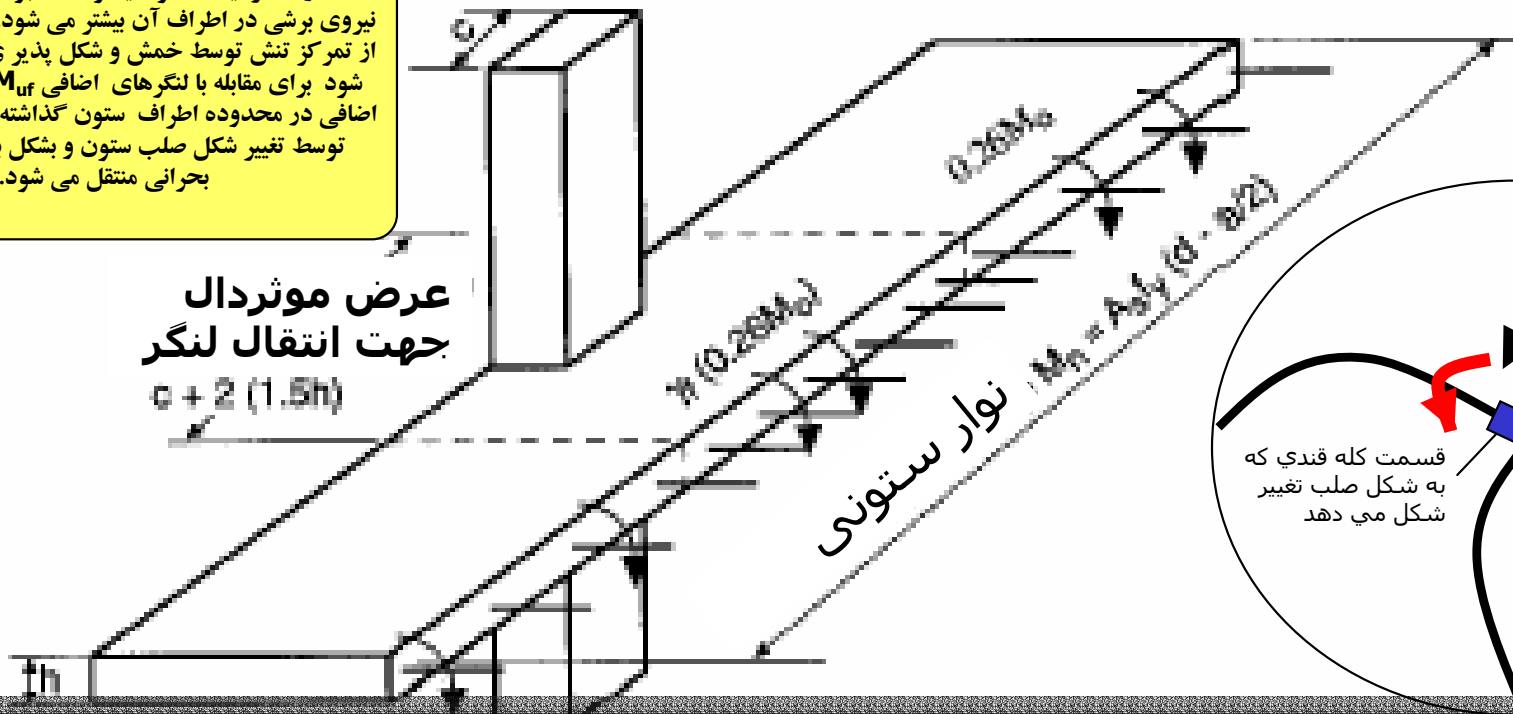
در ستونهای کناری مرکز محیط بحرانی نزدیک تر به وجه داخل ستون نسبت به وجه خارجی است. ممکن است تنشهای برشی ناشی از خمش در گوشه های خارجی ستون بزرگتر باشند. لذا اگر M_u نسبت به V_u بزرگتر باشد، تنشهای برشی منفی در نقاط فوق ایجاد میشود. بعلاوه اگر لنگر ناشی از ترکیب بار ثقلی و جانبی مثبت شود در نقاط فوق تنشهای برشی بسیار بزرگی در گوشه خارجی ستون ایجاد شود.



انتقال M_{uf} از نوار ستونی به ستون خارجی

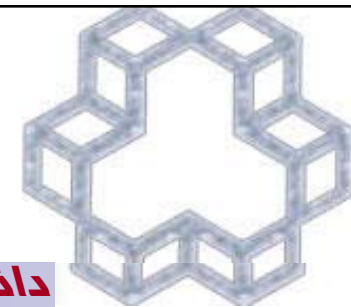
لنگر محاسبه شده در نوار ستونی بشکل یکنواخت در عرض نوار محاسبه می گردد. اما حقیقت آنستکه توزیع لنگر در محدوده نزدیک ستون یکنواخت نبوده و تمرکز لنگر و نیروی برشی در اطراف آن بیشتر می شود. در حالیکه بخشی از تمرکز تنش توسط خمش و شکل پذیری ستون منتقل می شود برای مقابله با لنگرهای اضافی M_{uf} باید میلگردهای اضافی در محدوده اطراف ستون گذاشته شود. بخشی دیگر توسط تغییر شکل صلب ستون و بشکل برش در محیط بحرانی منتقل می شود.

عرض موثر دال
جهت انتقال لنگر
 $c + 2(1.5h)$



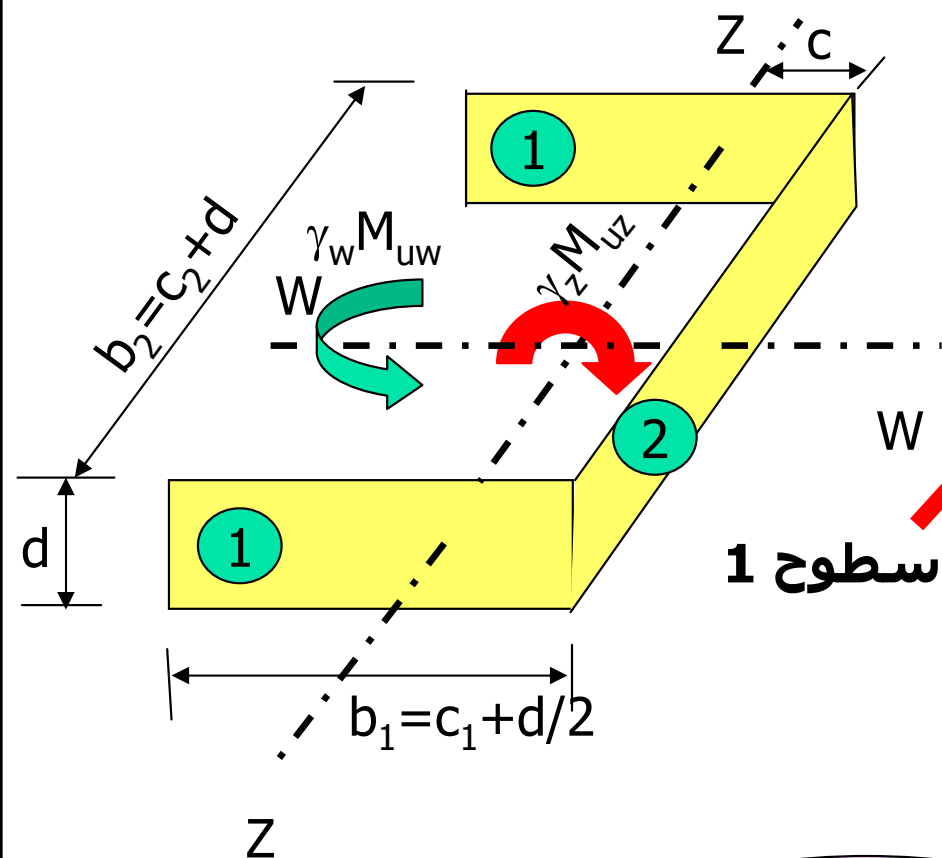
در محل انتقال لنگر به ستون می باید برای حداکثر لنگر قابل انتقال (لنگر پلاستیک) در محدوده ستون $(1.5h)$ میلگرد اضافی گذاشته شود. در ویرایشهای قبل از ۲۰۰۲ این لنگر معادل مقاومت اسمی نوار ستونی بود که در دالهای تخت حداکثر لنگر خارجی را تحمل می کرد یعنی $M_u = M_n$ که چنانچه فولاد حداقل در عرض فوق موجود بود بر اساس مقاومت اسمی فولاد اسمی محاسبه می گردید.

میلگردهای خمشی M_{uf} باید در نواری به عرض یک و نیم برابر ضخامت دال در مجاورت ستون یا سر ستون از هر طرف عرض تکیه گاه (c_2) علاوه بر میلگردهای خمش اولیه قرار داده شود. در صورتی که دال فاقد تیر لبه باشد، تمام لنگر انتهایی دال توسط نوار ستونی به ستون منتقل می شود ($0.26 M_0$). بدین شکل ابتدا کل نوار ستونی برای $0.26 M_0$ فولاد گذاری شده و سپس میلگردهای اضافی به منظور مقابله با $\gamma_f(0.26 M_0)$ تعبیه می شود.



مثال: کنترل برش در ستون کناری

لنگر حول محور Z-Z



$$J_{cz} = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{d b_1^3}{12} \right) + 2(b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - c \right)^2 + (b_2 d) c^2$$

1 سطح I_x

1 سطح I_y

1 سطح Ax^2

2 سطح Ax^2

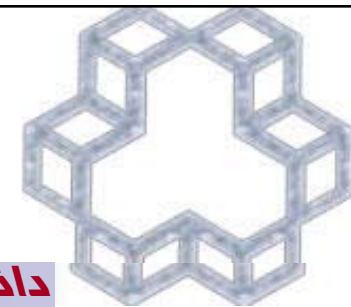
لنگر حول محور W-W

$$J_{cw} = \frac{b_2 d^3}{12} + \frac{d b_2^3}{12} + 2(b_1 d) \left(\frac{b_2}{2} \right)^2$$

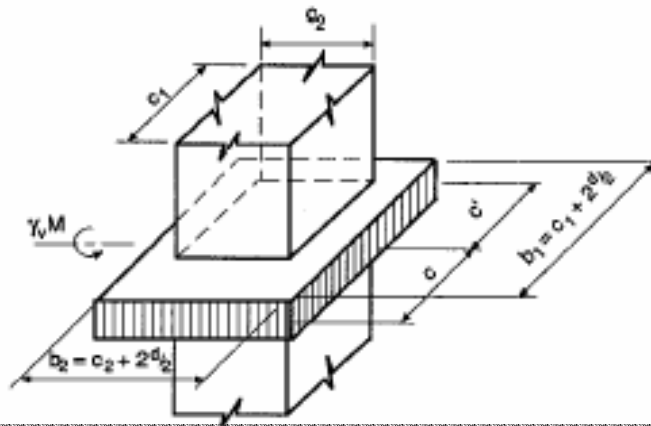
لنگر
حول محور Z-Z

لنگر منتقله به ستون
حول محور W-W

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_{vz} M_{uz} c_z}{J_{cz}} \pm \frac{\gamma_{vw} M_{uw} c_w}{J_{cw}}$$



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی



Concrete area of critical section:

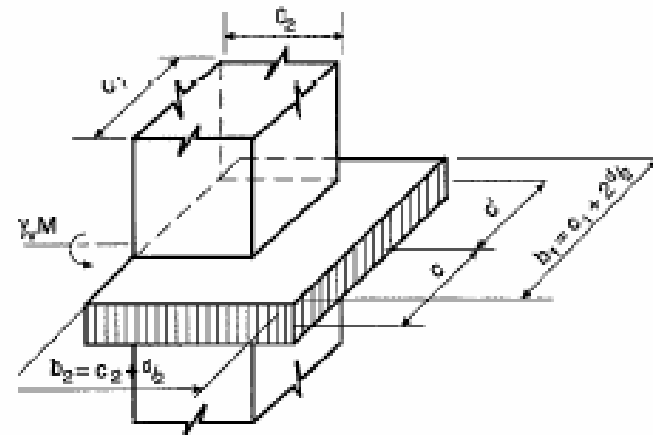
$$A_c = 2(b_1 + b_2)d$$

Modulus of critical section:

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [b_1 d(b_1 + 3b_2) + d^3]/3$$

where:

$$c = c' = b_1/2$$



Concrete area of critical section:

$$A_c = (b_1 + 2b_2)d$$

Modulus of critical section:

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [b_1 d(b_1 + 6b_2) + d^3]/6$$

where:

$$c = c' = b_1/2$$

A_c = مساحت مقطع بحرانی

c و c' = فاصله از مرکز هندسی تکیه گاه از دو طرف مقطع (عمود بر بردار لنگر)

J_c = مدول پیچشی که معادل ممان اینرسی قطبی $(I_x + I_y)$ دو سطح عمود بر بردار لنگر و Ad^2 دو سطح موازی بردار لنگر

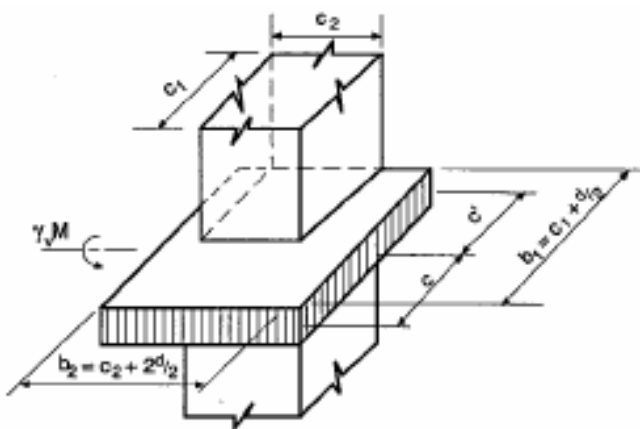
$$v_{II} = V_u/A_c + \gamma_v M_u c/J$$

$$\leq v_r = V_r/(b_0 d)$$

$$v_{II} = V_u/A_c - \gamma_v M_u c'/J$$

$$\leq v_r = 2 v_c$$

با کلاhek برشی



Concrete area of critical section:

$$A_c = (2b_1 + b_2)d$$

Modulus of critical section:

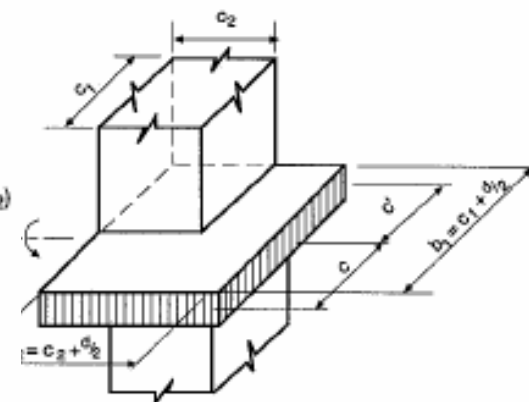
$$\frac{J}{c} = [2b_1 d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)/b_1]/6$$

$$\frac{J}{c'} = [2b_1^2 d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)]/6(b_1 + b_2)$$

where:

$$c = b_1^2/(2b_1 + b_2)$$

$$c' = b_1(b_1 + b_2)/(2b_1 + b_2)$$



Concrete area of critical section:

$$A_c = (b_1 + b_2)d$$

Modulus of critical section:

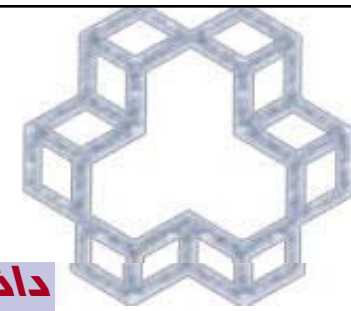
$$\frac{J}{c} = [b_1 d(b_1 + 4b_2) + d^3(b_1 + b_2)/b_1]/6$$

$$\frac{J}{c'} = [b_1^2 d(b_1 + 4b_2) + d^3(b_1 + b_2)]/6(b_1 + 2b_2)$$

where:

$$c = b_1^2/2(b_1 + b_2)$$

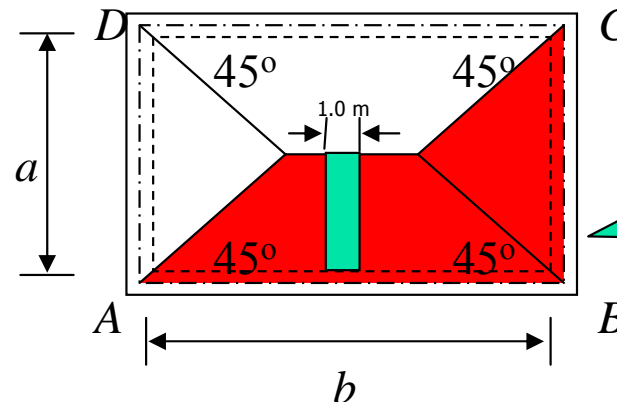
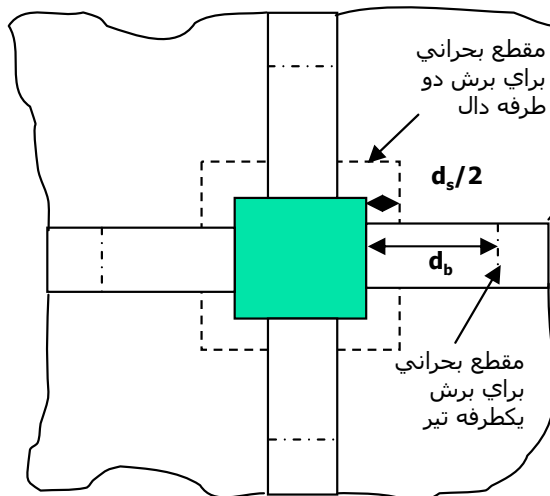
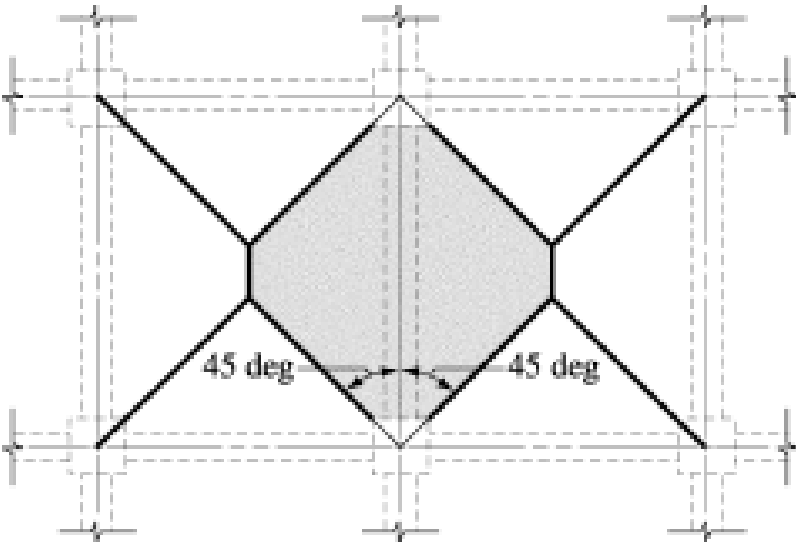
$$c' = b_1(b_1 + 2b_2)/2(b_1 + b_2)$$



کنترل برش در دالهای با تیر

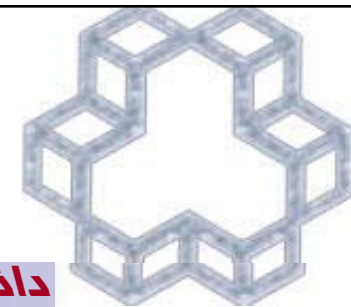
برش در فاصله d_b از لبه ستون در تیر:

تیرهای با $\alpha_1 l_2 / l_1 > 1$ باید برای برش حاصل از بارهای وارد بر ناحیه سهمیه هر تیر که توسط خطوط ۴۵ درجه از گوشه دالها تعیین می گردند بعلاوه بارهایی که مستقیماً بر آنها وارد می گردد، طراحی شود چنانچه $1 > \alpha_1 l_2 / l_1 > 0$ باشد باید برش فوق در نسبت فوق ضرب گردد. در این حالت بقیه برش مستقیماً توسط برش در دال به ستون منتقل می شود. در باره راهکار انتقال فوق ACI سکوت اختیار نموده است. ولی می توان استنتاج نمود که بقیه برش فوق بصورت دو طرفه به فاصله $d/2$ بین برش یکطرفه به فاصله d و لبه ستون قرار دارد.



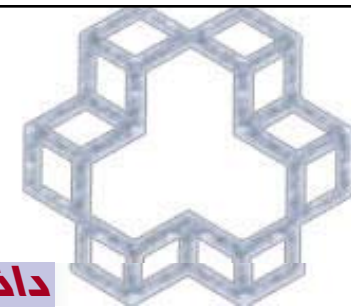
در جهت اطمینان اتصال دال به تیر بصورت برش یکطرفه برای نواری به عرض واحد محاسبه می گردد. که به جهت اثر افزایش برش در اولین تکیه گاه داخلی ۱۵٪ برش فوق افزایش داده می شود.

$$V = 1.15 w_u a / 2$$



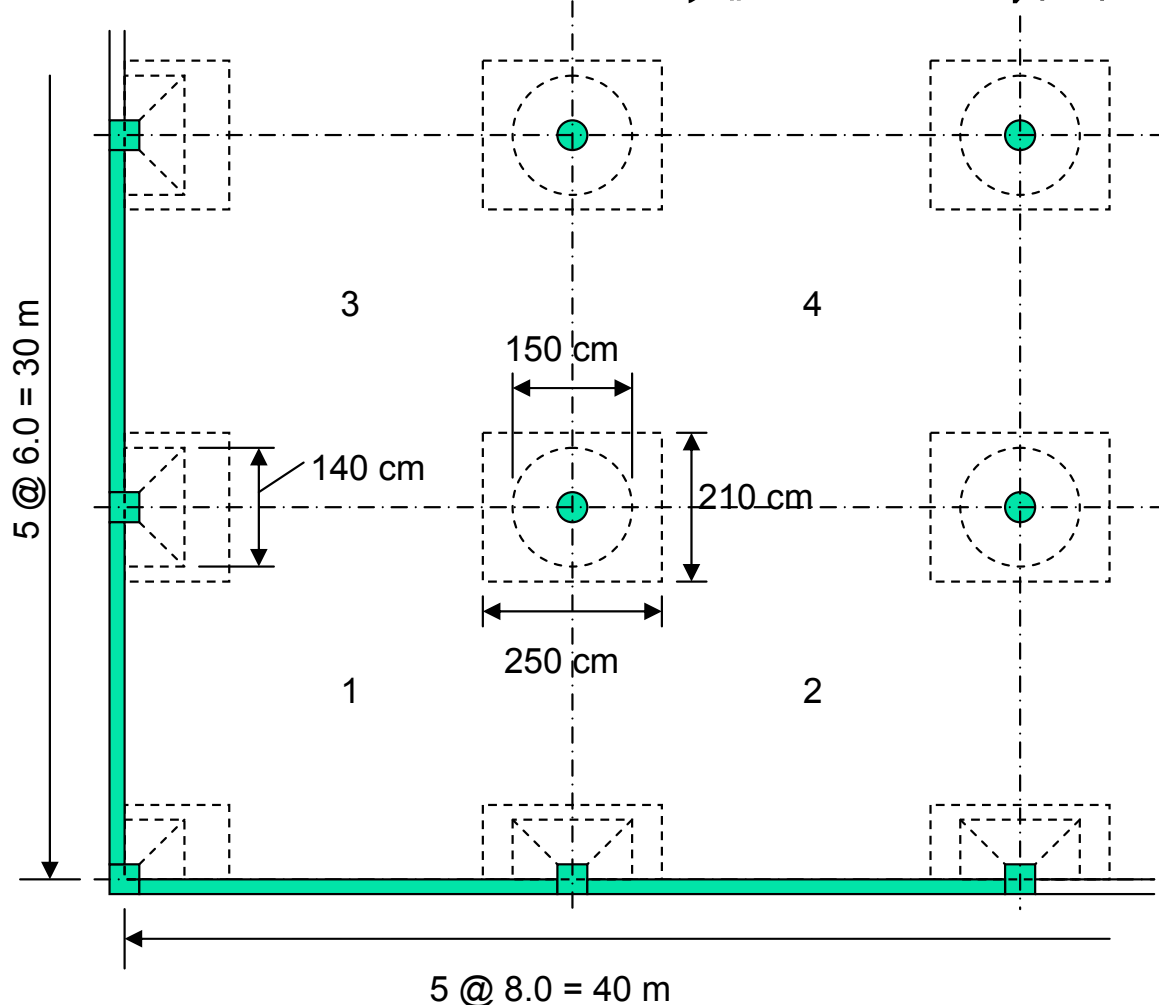
دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

مطالعه‌ی تحلیل مسکن در
مناطق مسکونی



مثال ۱: لنگرهای استاتیک دال تخت قارچی زیر را در جهت بلند و کوتاه را محاسبه نمایید

سطح ۱۲۰۰ متر مربعی به ۲۵ چشمه با ابعاد ۶X۸ تقسیم شده است.



فرضیات:

ضخامت دال = 19 cm

ضخامت کتیبه = 27 cm

تیر لبه 40 x 60 cm

ستون خارجی 40 x 40 cm

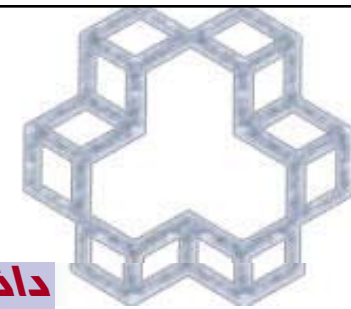
قطر ستون داخلی 50 cm

$f'_c = 21 \text{ MPa}$

$f_y = 300 \text{ MPa}$

سرویس $LL = 6 \text{ kN/m}^2$

ارتفاع طبقه = 3.5 m



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

با صرف نظر کردن از وزن کتیبه، بار نهایی واحد سطح چنین است:

$$\begin{aligned}w_u &= 1.25w_D + 1.5w_L \\ &= 1.25(0.19 \times 25) + 1.5(6) \\ &= 5.94 + 9.00 = 14.94 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

محاسبه لنگر استاتیکی کل بر اساس فاصله لب به لب ستون (دهانه آزاد)

امتداد بلند:

$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_1^2 \left(1 - \frac{2c}{3L_1}\right)^2 = \frac{1}{8} (14.94)(6.0)(8.0)^2 \left(1 - \frac{2(1.5)}{3(8)}\right)^2 = 549.05 \text{ kN.m}$$

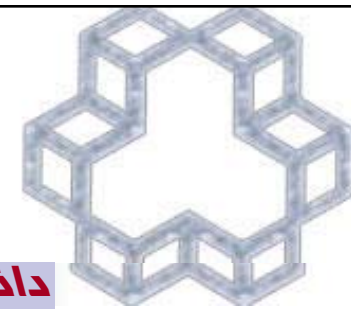
امتداد کوتاه:

$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_1^2 \left(1 - \frac{2c}{3L_1}\right)^2 = \frac{1}{8} (14.94)(8.0)(6.0)^2 \left(1 - \frac{2(1.5)}{3(6.0)}\right)^2 = 373.50 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \frac{w_u L_2 L_1^2}{8} \left(1 - 0.886 \frac{c}{L_1}\right)^2$$

$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} (14.94)(6.0)(6.671)^2 = 498.64 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} w_u L_2 L_n^2 = \frac{1}{8} (14.94)(8.0)(4.671)^2 = 325.96 \text{ kN.m}$$

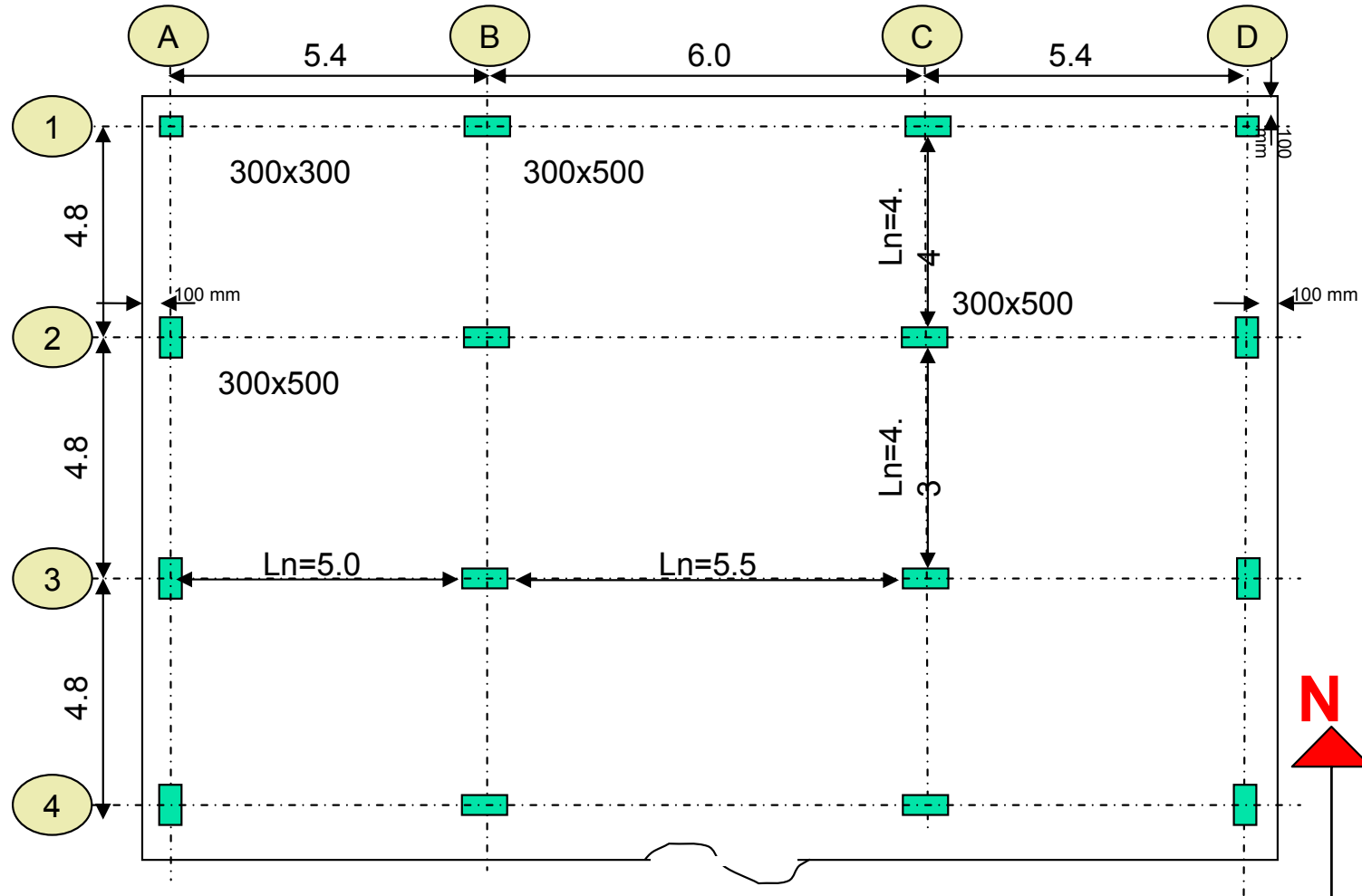


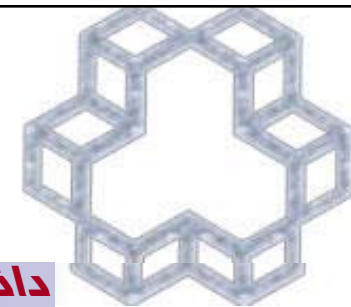
دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

شکل زیر پلان دال تخت بدون تیر کناری را نشان می‌دهد. دال فوق وزن مرده خود بعلاوه وزن کف سازی و پارتیشن بندی 1.2 KN/m^2 و بار زنده 2.0 KN/m^2 را تحمل می نماید. دال به اندازه 100 mm جهت تحمل دیوار خارجی با بار 4.5 KN/m از پشت ستونهای خارجی امتداد داده شده است. ارتفاع طبقه 2.70 m است.

$$f_y = 300 \text{ MPa} \quad f'_c = 28 \text{ MPa}$$

با انتخاب ضخامت دال مقدار میلگردهای لازم آن را محاسبه نمایید .





-کنترل شرایط استفاده از روش DDM

✓ _ از هر دو طرف حداقل سه دهانه وجود دارد

✓ _ نسبت دهانه بلند به کوتاه $\frac{6}{4.8} < 2$

✓ _ کنترل اختلاف دهانه $6 - 5.4 < \frac{1}{3} \times 6 = 2$

✓ _ ستونها همه در یک ردیف اند

✓ _ بارها همه به صورت ثقلی و گسترده اند (البته بجز بار دیوار)

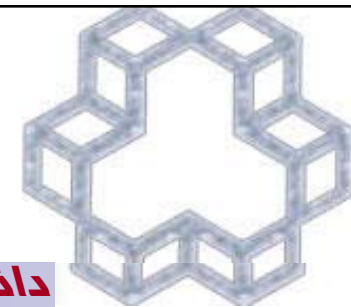
$$\frac{\ell}{36} = \frac{6000}{36} = 166 \approx 170$$

✓ _ نسبت بار زنده به مرده

$$\text{وزن مرده} = 0.17 \times 25 + 1.2 = 5.45$$

$$\frac{LL}{DL} = \frac{2.0}{5.45} < 2.0 \quad ok$$

✓ _ چون تیری وجود ندارد لازم به کنترل نسبت $\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2}$ نیست



۲- تعیین ضخامت دال

• چشمه 1-2-A-B (گوشه)

• چشمه 1-2-B-C (کناری)

$$L_n = 5.4 - (.15 + .25) = 5.0m$$

$$h = \frac{5000}{33} = 151mm \text{ حداقل}$$

$$L_n = 6.0 - 0.5 = 5.5m$$

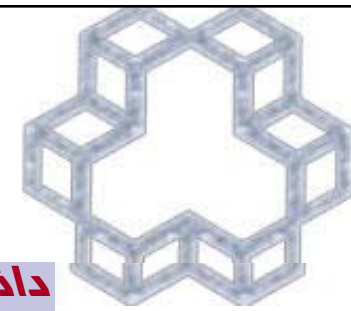
$$h = \frac{5500}{33} = 166mm$$

ضخامت اولیه $h = 170mm > 125$ فعلاً مورد قبول است

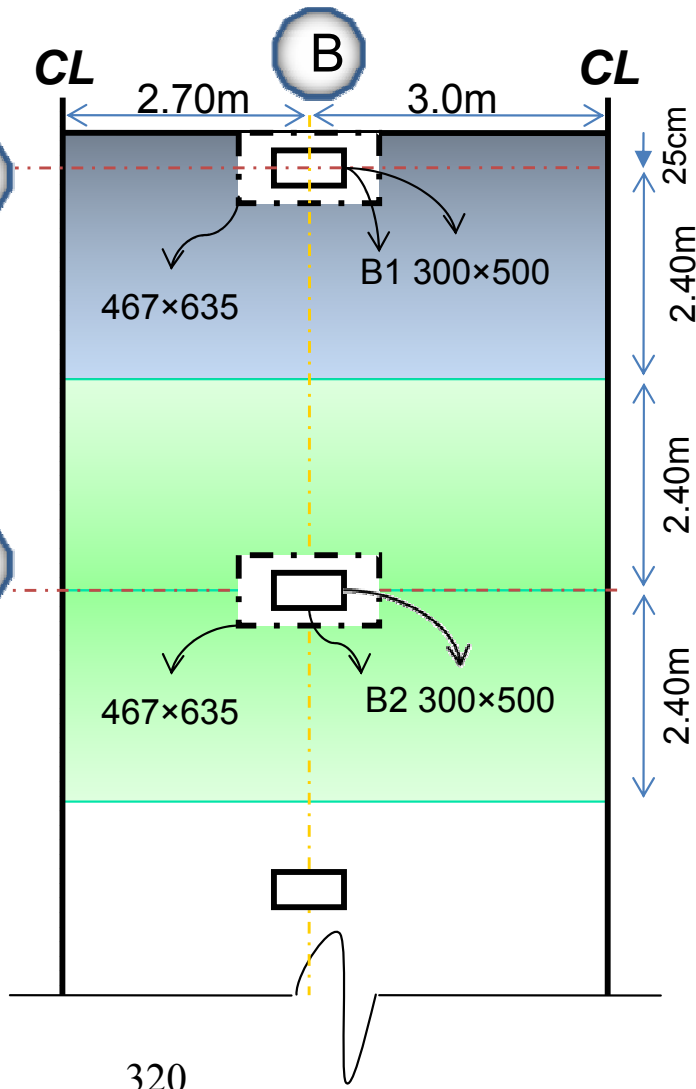
• کنترل ضخامت برای برش: ستون B_1 و B_2 را مطابق شکل زیر برای بارهای متناظر کنترل میشود

$$W_v = 1.25(0.17 \times 25 + 1.2) + 1.5(2.0) = 9.81 \text{ KN/m}^2$$

$$d \approx 170 - 35 = 135mm$$



ستون B2 :



$$b_o = 2(300 + 500 + 2 \times 135) = 2140 \text{ mm}$$

$$V_u = 9.81(4.80 \times 5.70 - 0.635 \times 0.435) = 266 \text{ KN}$$

$$b_c = \frac{\text{ستون بزرگ ضلع}}{\text{ستون کوچک ضلع}} = \frac{50}{30} = 1.67$$

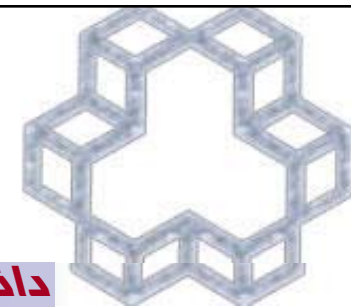
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1.69}\right) \times \frac{.2 \times .6 \times \sqrt{28} \times 2140 \times 135}{183.45} = 403 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{20 \times 135}{2140}\right) \times 183.45 = 415 \text{ KN}$$

$$\min V_c = 2 \times 183.45 = 367 \text{ KN}$$

چون برش حاصل از لنگر را در نظر نگرفتیم مقدار برش را 20% افزایش می دهیم

$$\frac{320}{1.2 \times V_u} < V_c = 367 \quad \text{ok}$$



ستون B1:

$$b_o = 2 \times 467 + 635 = 1569$$

$$V_u = 9.81[2.67 \times 5.7 - 0.635 \times 0.467] = 145.27 \text{ KN}$$

$$0.2\Phi_c \sqrt{f'_c} b.d = .2 \times .6r \sqrt{28} \times 1569 \times 135 = 135 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1.67}\right) \times 135 = 297 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{15 \times 135}{1569}\right) \times 135 = 309 \text{ KN}$$

$$\min V_c = 2 \times 135 = 270 \text{ KN}$$

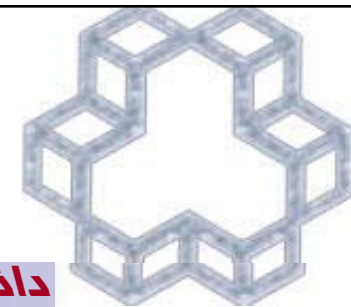
$$\frac{V_c}{V_u} = \frac{270}{146} = 1.8 \quad \text{ok}$$

حقیقت آن که ما برش حاصل از خمش را که بخصوص در ستونهای کناری بحرانی است در نظر نگرفتیم نسبت فوق می باید حدود 2 باشد لذا ضخامت را افزایش می دهیم:

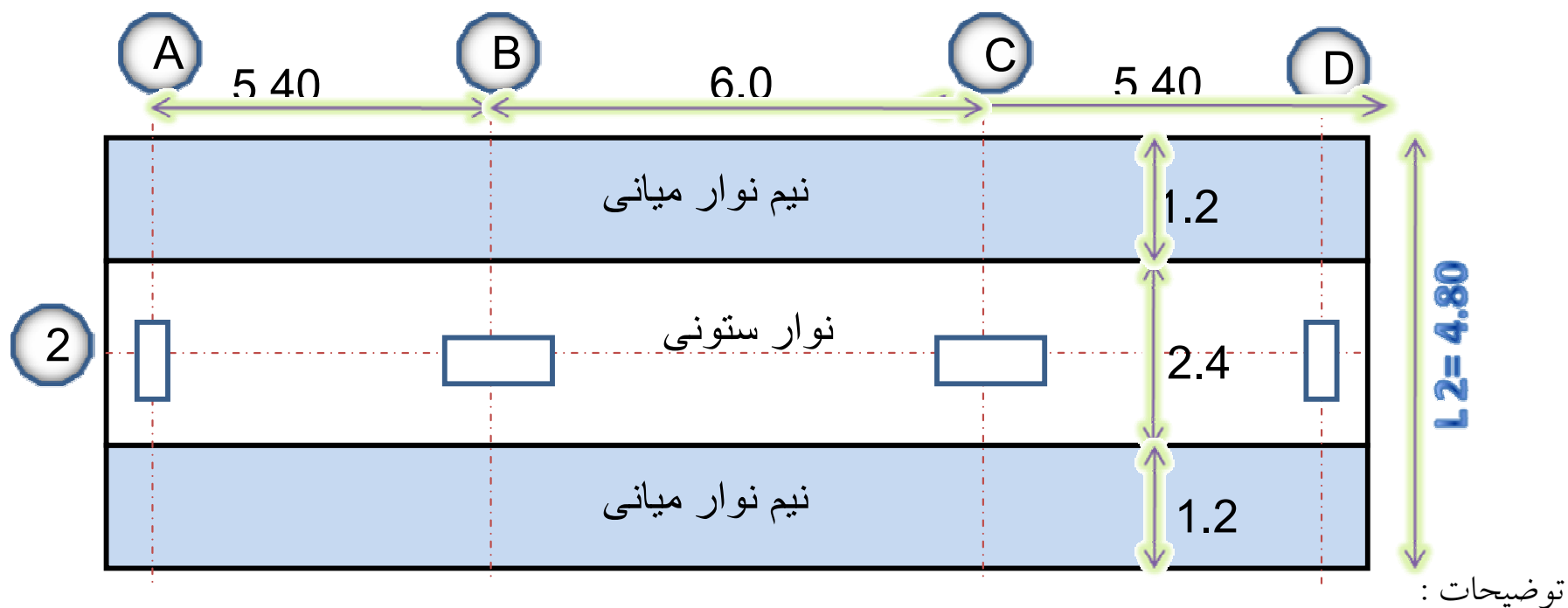
$$h = 200 \text{ mm}$$

$$W_u = 1.25 \left(\frac{6.2}{0.2 \times 25 + 1.2} \right) + 1.5 \times 2 = 10.75 \text{ m}^2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

تصحیح W_u :



3- محاسبه لنگرها در امتداد محور (۲) [در شکل صفحه بعد دال به نوارهای ستونی و میانی در دو جهت تقسیم شده است]

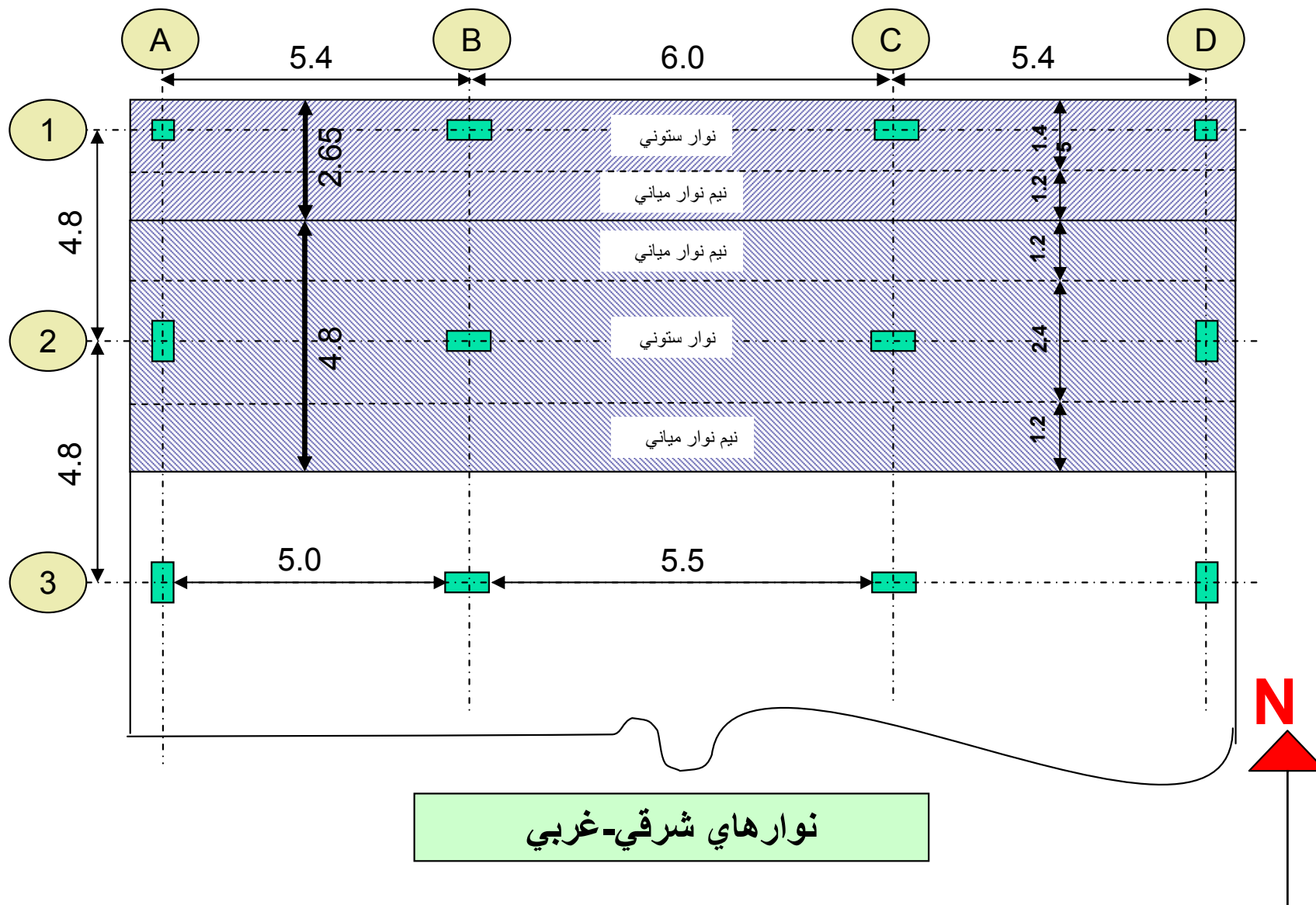
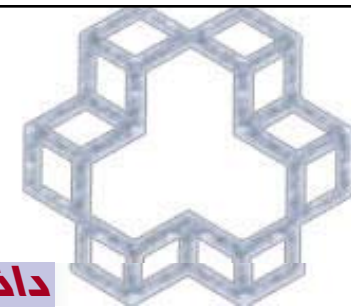


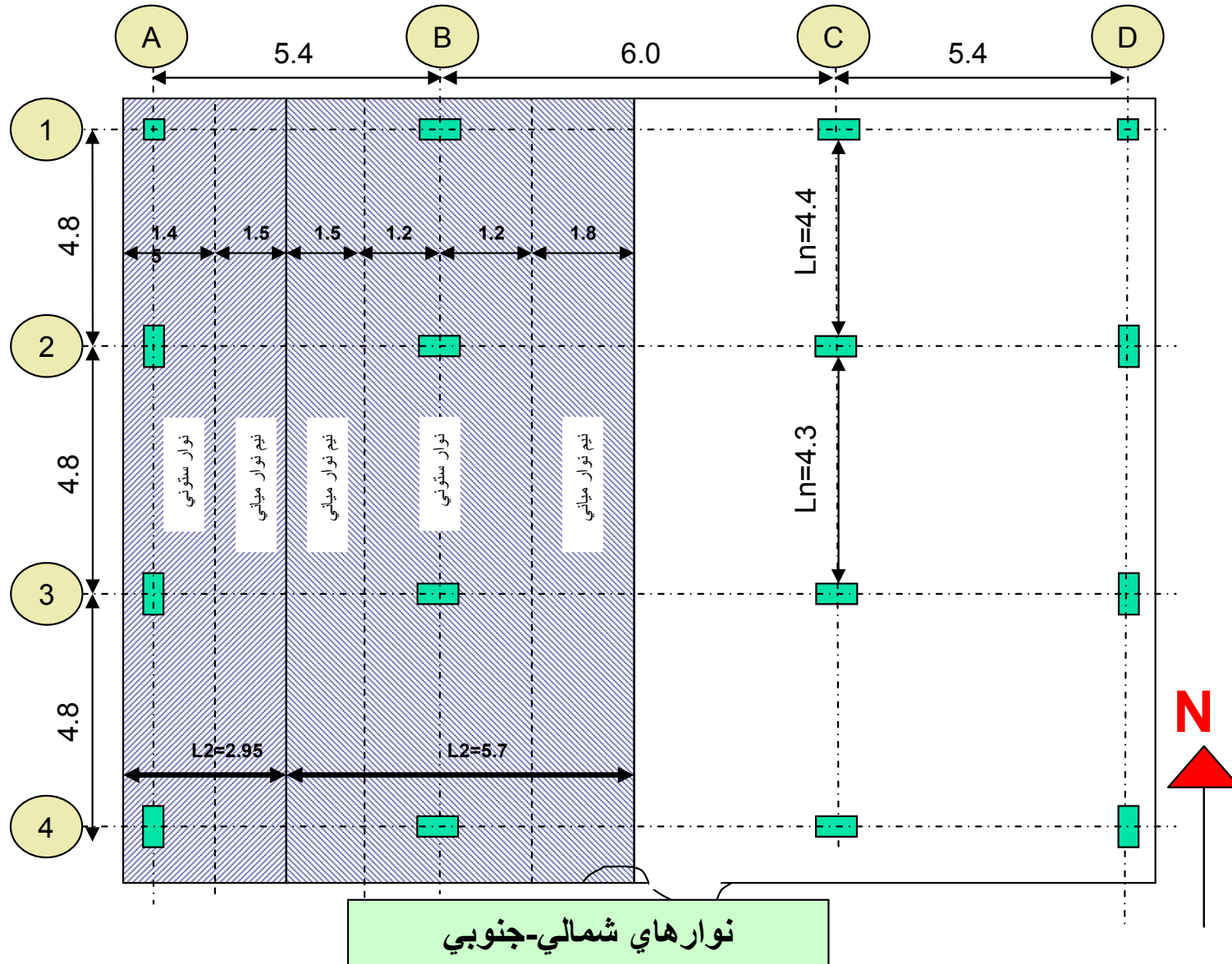
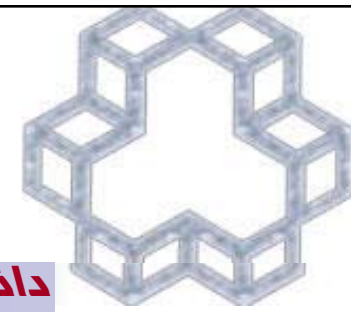
7. اگر اختلاف لنگرهای منفی کمتر از 15 تا 20 درصد باشد، دال برای لنگر بزرگی طراحی می شود ولی اگر اختلاف بیشتر بود

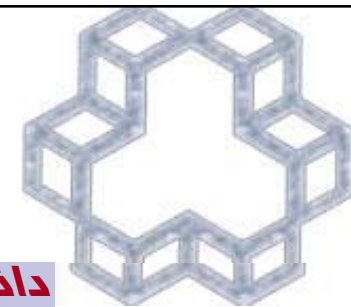
(مثلاً W_L در پانل بعلت کاهش سربار متفاوت باشد) اختلاف لنگرها با پخش لنگر متعادل میگردد

$$\beta_a = \frac{Dl}{LL} = \frac{6.2}{2} = 3.1 > 2$$

8. نیازی به در نظر گرفتن چیدمان نیست





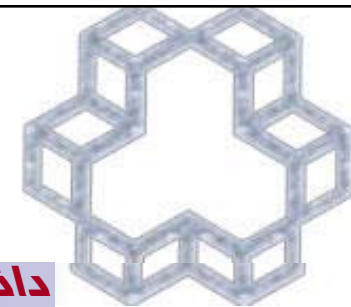


دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

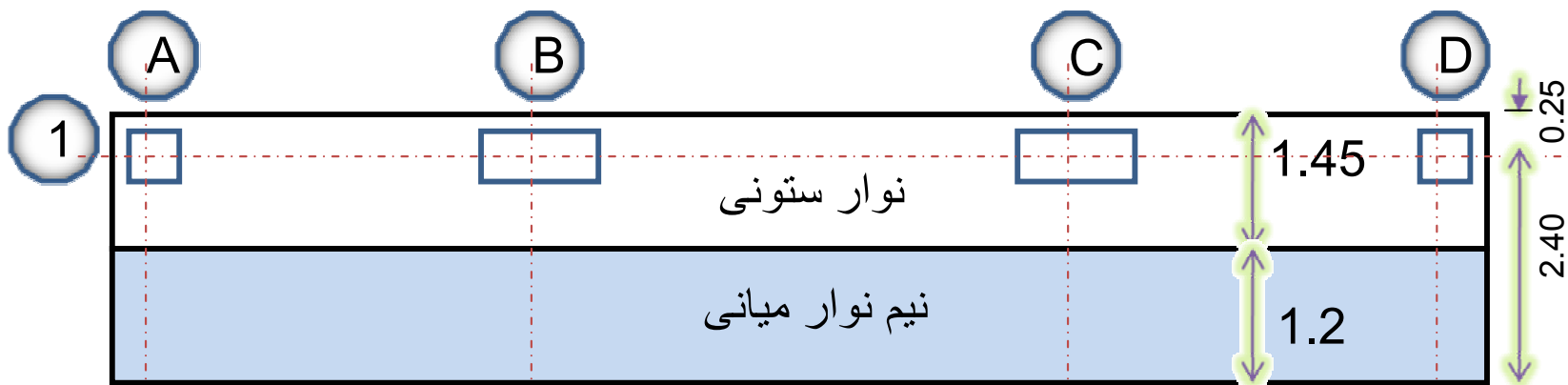
	A _r			B _r			C _r			D _r		
1) L1(m)			5.40			6.0			5.4			
2) Ln(m)			5.0			5.5			5.0			
3) L2			4.8			4.8			4.8			
4) Wu			10.75			10.75			10.75			
5) Mo=Wu*L2* Ln^2/8			161.25			195.11			161.25			
6) ضرایب لنگر		-0.26	.52	-.7		-.65	.35	-.65		-.7	.52	-.26
7) لنگرهای مثبت و منفی		-41.9	83.9	-112.9		-126.8	68.3	-126.8		-112.9	83.9	-41.9
8) اثر چیدمان شطرنجی												
9) جمع لنگرهای ستون	41.9				28.9				28.9			41.9

$$M_{col} = 0.07 \left\{ [1.25(6.2) + 1.5 \times .5 \times 2] \times 4.8 \times 5.5^2 - 1.25 \times 6.2 \times 4.8 \times 5^2 \right\} = 28.9^{KN.m} \quad .9$$

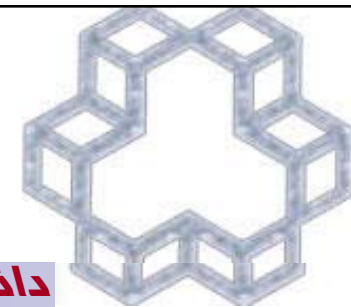
لنگر فوق به نسبت سختی ستونهای بالا و پایین تقسیم می شود.



4- محاسبه لنگرها در نوار محور 1

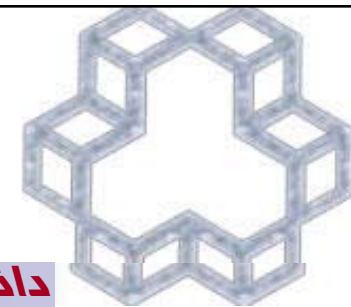


$$M_{col} = 0.07 \left\{ [1.25(6.2) + 1.5 \times .5 \times 2] \times 2.65 \times 5.5^2 - 1.25 \times 6.2 \times 2.65 \times 5^2 \right\} = 16.0 \text{ KNM}$$



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

	A1	B1			C1			D1			
1) $L1(m)$		5.40			6.0			5.4			
2) $Ln(m)$		5.0			5.5			5.0			
3) $L2$ (لبه)		2.65			2.65			2.65			
4) Wu		10.75			10.75			10.75			
5) $Mo=Wu*L2*Ln^2/8$		89.02			107.72			89.02			
6) ضرایب لنگر		-.026	.52	-.7	-.65	.35	-.65	-.7	.52	-.26	
7) لنگرهای مثبت و منفی		-23.1	46.3	-62.3	-70	37.7	-70	-62.3	46.3	-23.1	
8) اثر بارگذاری شطرنجی											
9) لنگرهای ستون	23.1				16.0			16.0			23.1
10) بار دیوار $Ww=1.25WD$		5.6			5.6			5.6			
11) دیوار $Mo=Ww*Ln^2/8$		17.5			21.2			17.5			
12) لنگر مثبت و منفی دیوار (نوار ستونی فقط تحمل میکند)		-4.5	9.1	-12.25	-13.78	7.42	-13.78	-12.25	9.1	-4.5	
13) لنگر ستون حاصل از دیوار	4.5				1.53			1.53			4.5
14) لنگر کل ستون	27.6				17.53			17.53			27.6

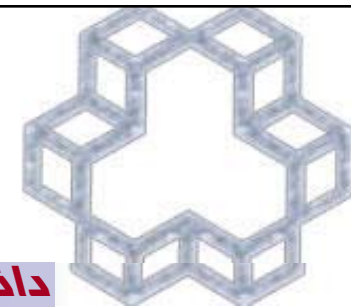


۵- محاسبه لنگر در نوار B

	B1			B2			B3	
1) $L_1(m)$			4.8			4.80		
2) $L_n(m)$			4.5			4.5		
3) L_2			5.7			5.7		
4) W_u			10.75			10.75		
5) $M_o = W_u * L_2 * L_n^2 / 8$			155.10			155.10		
6) ضرایب لنگر		-.026	.52	-.70		-.65	.35	-.65
7) لنگرهای مثبت و منفی		-40.3	80.7	-108.6		-100.8	54.3	-100.8
8) اثر بارگذاری شطرنجی								
9) جمع لنگرهای ستون	40.3			12.1				12.1

$$M_{col} = 0.07 \left\{ (1.25 \times 6.2 + 1.5 \times .5 \times 2) \times 5.7 \times 4.5^2 - 1.25 \times 6.2 \times 5.7 \times 4.5^2 \right\} = 12.1 \text{ KN.M}$$

.9

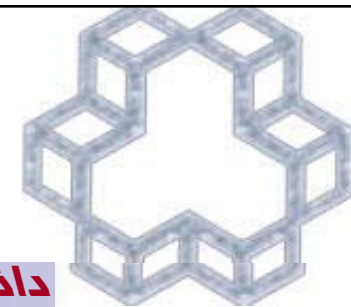


دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۶- محاسبه لنگرها
در نوار محور A

	A1				A2				A3
1) L1(m)			4.8				4.8		
2) Ln(m)			4.4				4.4		
3) L2			2.95				2.95		
4) Wu			10.75				10.75		
5) Mo=Wu*L2* Ln^2/8			76.7				73.3		
6) ضرایب لنگر		-0.026	.52	-.7		-.65	.35	-.65	
7) لنگرهای مثبت و منفی		-19.9	40	-53.7		-47.6	25.6	-47.6	
8) اثر بارگذاری شطرنجی									
9) لنگرهای ستون	19.9				7.4				7.4
10) بار دیوار Ww=1.25WD			5.6				5.6		
11) دیوار Mo=Ww*Ln^2/8			13.55				12.94		
12) لنگر مثبت و منفی دیوار (نوار ستونی فقط تحمل میکنند)		-3.5	7.04	-9.5		-8.4	4.5	-8.4	
13) لنگر ستون حاصل از دیوار	3.5				1.1				1.1
14) لنگر کل ستون	23.4				8.5				8.5

$$M_{col} = 0.07 \left\{ (1.25 \times 6.2 + 1.5 \times 5 \times 2) \times 2.95 \times 4.4^2 - (1.25 \times 6.2) \times 2.95 \times 4.3^2 \right\} = 7.4 \text{ KN.M} \quad .9$$



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

7- پخش لنگرهای مثبت و منفی به نوارهای ستونی و میانی در جهت شرقی و غربی

• تقسیم نوار پوششی به نوارهای ستونی و میانی

در هر چشمه نوار ستونی به اندازه 0.25 کوچکترین مقادیر l_1 و l_2 از دو طرف خط ستون ادامه دارد. در صفحه بعد لنگرهای مثبت و منفی نوارهای 1 و 2 به نوارهای میانی و ستونی تقسیم شده و پس از جمع لنگر دیوار در نوار ستونی میلگردها محاسبه شده اند.

$$f_y < 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\min} = .002$$

• محاسبه فولاد: به علت بزرگتر بودن دهانه در راستای شرقی و غربی میلگردها در پایین قرار می گیرد
برای عرض نوار 2.4 m و لنگر 41.9 KN.m

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_{yd}}} \right)$$

$$m = \frac{f_{yd}}{.85 f_{cd}}$$

$$R = \frac{M_u}{bd^2}$$

$$A_{\phi 14} = 154 \text{ mm}^2$$

$$d = 200 - 20 - \frac{1}{2} \times 14 = 173 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\min}} = .002 \times 2400 \times 200 = 960 \text{ mm}^2 \quad n = \frac{960}{154} = 6.2 \rightarrow 7\Phi 14 / m \quad \text{که فاصله آن برابر}$$

$$\frac{2400}{7} = 342 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$$

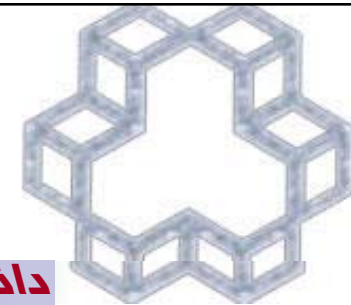
$7\Phi 14$ در عرض ۲,۴

$$m = \frac{300}{.6 \times 28} = 17.86$$

$$R = \frac{41.9 \times 10^6}{2400 \times 173^2} = .58$$

$$\rho = 2.32 \times 10^{-3} \rightarrow A_{st} 964 \quad 7\Phi 14$$

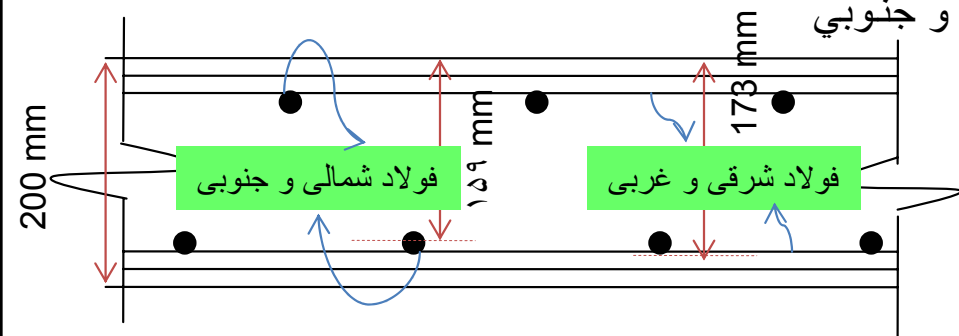
خلاصه محاسبات در صفحه 12 نشان داده شده است.



8- پخش لنگرهای مثبت و منفی در نوارهای ستونی در جهت شمالی و جنوبی

در صفحه 15 به مانند قبل لنگرها پخش شده اند در این حالت

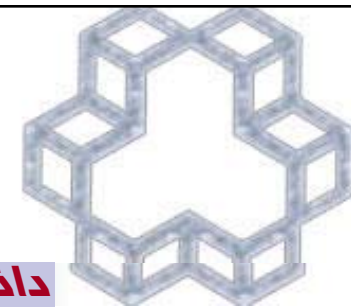
$$d = 200 - 20 - 1.5 \times 14 = 159 \text{ mm}$$



9- کنترل برش در ستونهای خارجی برای اثر مشترک برش و لنگر

$$\bar{d} = \frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{173 + 159}{2} = 166 \approx 170 \text{ mm}$$

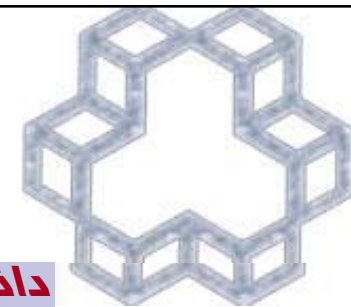
در ستون B1 محیط بحرانی به فاصله $d/2 = 85 \text{ mm}$ از سطح ستون قرار دارد.



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

تقسیم لنگر در نوارهای ستونی و میانی نوارهای پوششی غربی-شرقی

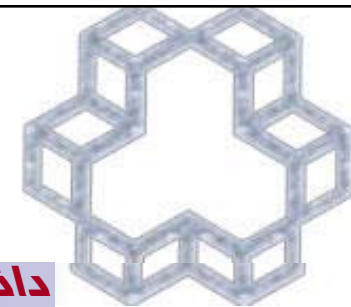
			محور ۳		محور ۲		محور ۱
			نوار ستونی	نوار میانی	نوار ستونی	نوار میانی	نوار ستونی لبه
عرض			2.4	2.4	2.4	2.4	1.45
محور A			A3		A2		A1
لنگر منفی تکیه گاه خارجی							
1	لنگر دال		-49.1		-41.9		-23.1
2	ضرایب لنگر	0	1	0+0	1	0+0	1
3	لنگر نوار ستونی و		-41.9	0	-41.9	0	-23.1
4	لنگر دیوار		0	0	0	0	-4.5
5	کل لنگر در نوار		-41.9	0	-41.9	0	-27.6
6	As لارم		946	0	964	0	629
7	حداقل As		960	960	960	960	580
8	فولاد انتخابی		7φ14	7φ14	72φ14	7φ14	5φ14
9	فولاد موجود		1078	1078	1078	1078	770
لنگر مثبت دهانه خارجی							
1	لنگر دال		83.9		83.9		46.3
2	ضرایب لنگر	0.2	0.6	0.2+0.2	0.6	0.2-0.4	0.6
3	لنگر نوار ستونی و		50.3	16.8+16.8	50.3	16.8-18.5	27.8
4	لنگر دیوار		0	0	0	0	9.1
5	کل لنگر در نوار		50.3	33.6	50.3	35.3	36.9
6	As لارم		1169	775	1169	814	847
7	حداقل As		960	960	960	960	580
8	فولاد انتخابی		8φ14	7φ14	8φ14	7φ14	6φ14
9	فولاد موجود		1232	1078	1232	1078	924



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

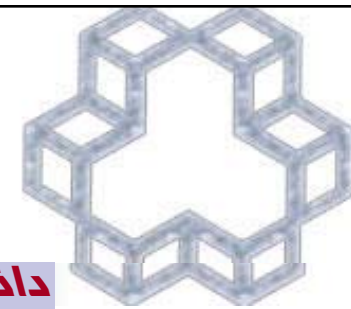
تقسیم لنگر در نوارهای ستونی و میانی نوارهای پوششی غربی-شرقی

		محور ۳		محور ۲		محور ۱
		نوار ستونی	نوار میانی	نوار ستونی	نوار میانی	نوار ستونی لبه
عرض		2.4	2.4	2.4	2.4	1.45
محور B		A3				A1
لنگر منفی اولین تکیه گاه داخلی						
1	لنگر دال	-126.8		-126.8		-70
2	ضرایب لنگر	0.75	0.125-0.125	0.75	0.125-0.25	0.75
3	لنگر نوار ستونی و	-95.1	-31.7	-95.1	-33.35	-52.5
4	لنگر دیوار	0	0	0	0	-13.8
5	کل لنگر در نوار	-95.1	-31.7	-95.1	-33.4	-66.3
6	As لارم	2266		2266		1593
7	حداقل As					
8	فولاد انتخابی	15φ14	7φ14	15φ14	7φ14	11φ14
9	فولاد موجود					
لنگر مثبت دهانه داخلی						
1	لنگر دال	68.3		68.3		37.7
2	ضرایب لنگر	0.6	0.2+0.2	0.6	0.2+0.4	0.6
3	لنگر نوار ستونی و	41	13.7+13.7	41	13.7+15.1	22.6
4	لنگر دیوار	0	0	0	0	7.42
5	کل لنگر در نوار	41	27.4	41	28.8	30
6	As لارم					
7	حداقل As					
8	فولاد انتخابی	8φ14	7φ14	8φ14	7φ14	6φ14
9	فولاد موجود					

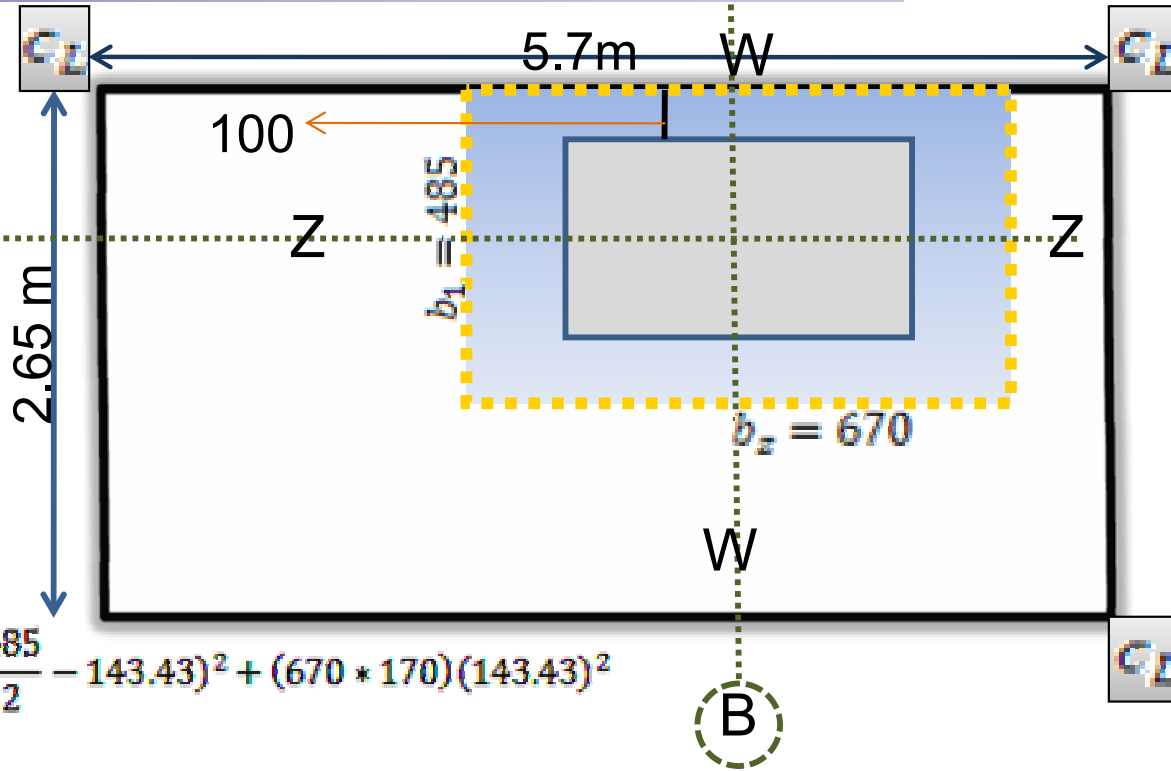


دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

تقسیم لنگر در نوار های ستونی و میانی نوار های پوششی شمالی-جنوبی			محور A		محور B		محور C	
			نوار ستونی لبه	نوار میانی	نوار ستونی	نوار میانی	نوار ستونی لبه	
عرض			1.45	3	2.4	3.6	2.4	
محور ۱			A1		B1		C1	
لنگر منفی تکیه گاه خارجی								
1	لنگر دال		-19.9		-40.3		-40.3	
2	ضرایب لنگر	0	1	0+0	1	0+0	1	
3	لنگر نوار ستونی و		-19.9	0	-40.3	0		
4	لنگر دیوار		-3.5	0	0	0		
5	کل لنگر در نوار		-23.4	0	-40.3	0		
6	As لارم		590	0	960	0		
7	حداقل As		580		1018			
8	فولاد انتخابی		4φ14		7φ14			
9	فولاد موجود		616		1078			
لنگر مثبت دهانه خارجی								
1	لنگر دال		83.9					
2	ضرایب لنگر	0.2	0.6					
3	لنگر نوار ستونی و		50.3					
4	لنگر دیوار		0					
5	کل لنگر در نوار		50.3					
6	As لارم		1149					
7	حداقل As		1056					
8	فولاد انتخابی		8φ14					
9	فولاد موجود		1232					
محور ۲			A2		B2		C2	
لنگر منفی اولین تکیه گاه داخلی								
1	لنگر دال		-126.8					
2	ضرایب لنگر		0.75					



$$C = \frac{2 \times 485 \times 485 / 2}{2 \times 485 \times 670} = 143.43 \text{ mm}$$



$$I_{zz} = 2 \left(\frac{485 \cdot 170^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{170 \cdot 485^3}{12} \right) + 2(485 \cdot 170) \left(\frac{485}{2} - 143.43 \right)^2 + (670 \cdot 170) (143.43)^2$$

$$= 0.759 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$J_{ww} = \frac{670 \cdot 170^3}{12} + \frac{170 \cdot 670^3}{12} + 2(485 \cdot 170) \left(\frac{670}{2} \right)^2 = 2/30.4 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

هر دو ستونهای و با توجه به سطح بارگذاری بحرانی می باشد.

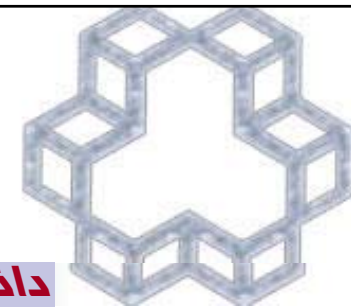
وزن دال

$$V_u = 10/75 [5/7 \times 2/65 - 0/485 \times 0/67] = 158/9 \text{ KN}$$

وزن دیوار

$$V_u = 5/6 (5/0.7 - 0/67) = 28/2 \text{ KN}$$

$$\sum V_u = 187 \text{ KN}$$



فرض بر آن است که نیروی فوق از سطح برش مقطع می‌گذرد.

لنگر حول محور Z-Z همان لنگر $M_U = 0.26M_0$ که کلا در عرض نوار ستونی به ستون منتقل می‌گردد. در آیین نامه قبل از ACI1995 بجای M_U از مقدار لنگر اسمی M_n که توسط مقطع به عرض نوار ستونی بود بجای M_U استفاده می‌شد.

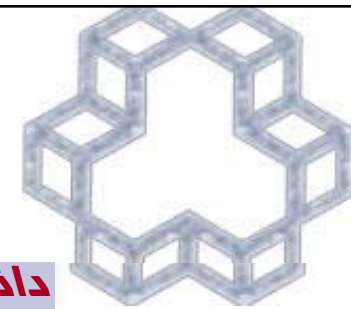
$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\rho_{\text{موجود}} = \frac{1078}{140 \times 159} = 0.0028$$

$$M_n = 0.0028 \times 2400 \times 159^2 \times 300 \left(1 - 0.59 \times 0.0028 \times \frac{300}{28}\right) = 52 \text{ kN.m}$$

این لنگر حول محور Z-Z است. لنگر دیگر لنگر قابل انتقال به ستون در B_1 در جهت شرقی غربی است. یعنی:

$$M_{ww} = 17/53 \text{ kN.m}$$



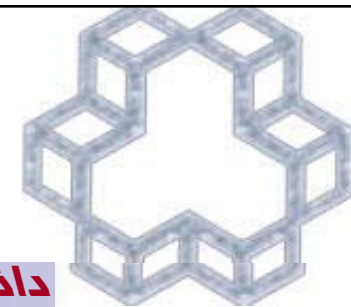
$$V_U = 187 \text{KN}$$

مثال اتصال فوق باید برای نیروها و لنگرهای ذیل محاسبه گردد

$$M_{zz} = 52 \text{KNM} \quad M_{ww} = 17.53 \text{ KN.m}$$

$$V_{fz} = \frac{1}{1 + \frac{2\sqrt{b_1}}{3\sqrt{b_2}}} = \frac{1}{1 + \frac{2\sqrt{485}}{3\sqrt{670}}} = 0.638$$

لذا لنگر معادل $M_{uf} = \gamma_f M_u = 0.638 \times 52$ باید در عرض $500 + 1.5 \times 200 = 800 \text{mm}$ انتقال یابد که به طور تقریبی $0.638 \times 7 = 4.46$ یعنی حدود ۴ میلگرد ۱۴ در عرض فوق اضافه شود چنانچه جای b_2, b_1 عوض شود.



$$\eta f_w = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{670}{785}}} = 0.561$$

$$M_{uf} = 0.561 \times 17.53 = 9.83 \text{ KN.m}$$

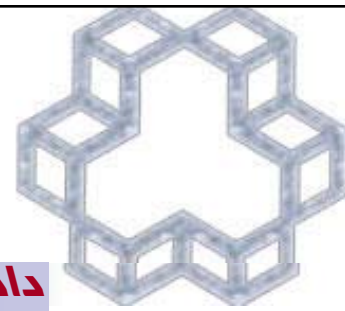
■ باید در عرض معادل $100 + 300 + 1.5 \times 200 = 700^{\text{mm}}$ منتقل شود.

$$m = 17.86$$

$$R = \frac{9.83 \times 10^6}{700 \times 173^2} = 0.45$$

$$\rho = 1.79 \times 10^{-3} \rightarrow A_s = 221$$

$\Phi 14$ = اضافه شود.



$$V_u = \frac{V_u}{b_o d} \pm \frac{\gamma_{vz} M_{uz} c_z}{J_{cz}} \pm \frac{\gamma_{bw} M_{uw} C_w}{J_{cw}}$$

 $b_o = 2(485) + 670 = 1640 \text{ mm}$

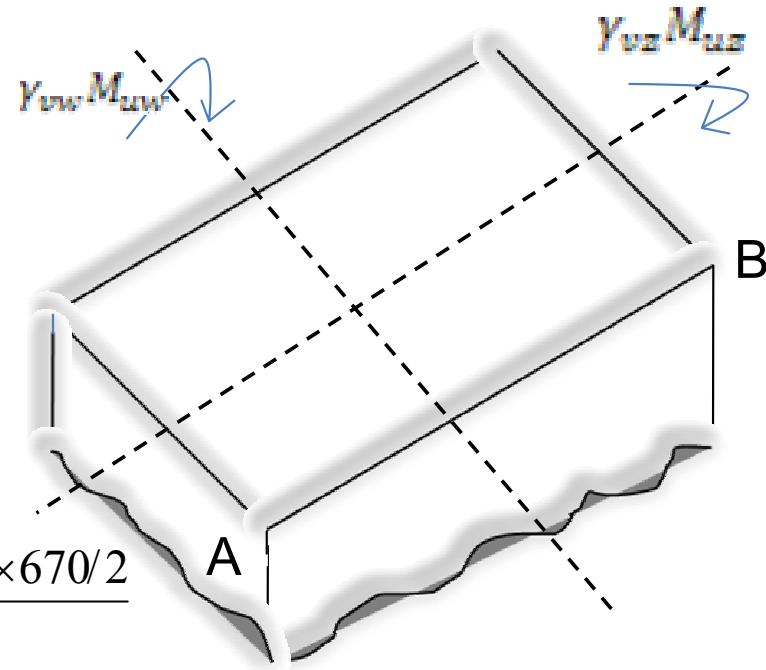
$$\gamma_{vz} = 1 - \gamma_{fz} = 1 - 0.638 = 0.362$$

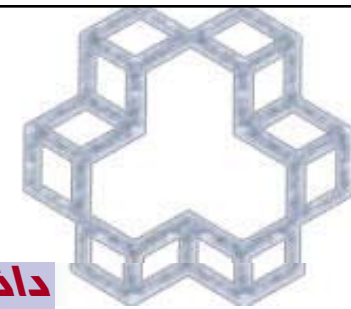
$$Y_{vw} = 1 - \nu_{fw} = 1 - 0.560 = 0.439$$

$$U_v = \frac{187 \times 10^3}{1640 \times 170} + \frac{0.362 \times 52 \times 10^6 \times 14343}{0.759 \times 10^{10}} + \frac{0.439 \times 17.53 \times 10^6 \times 670/2}{2.304 \times 10^{10}}$$

$$\frac{V_u}{B} = 0.67 + 0.35 + 0.11 = 1.13$$

$$U_c = 11 + \frac{2}{\beta_c} \left(.2 \times \phi_c * \sqrt{f'_c} \right) = 1.4$$





$$U_c = \left(1 + \frac{dsd}{b_0}\right) \times .63 = \left(1 + \frac{15 \times 17^0}{1640}\right) \times .63 = 1.61$$

$$\beta_c = \frac{\text{ضلع بلند}}{\text{ضلع کوتاه}}$$

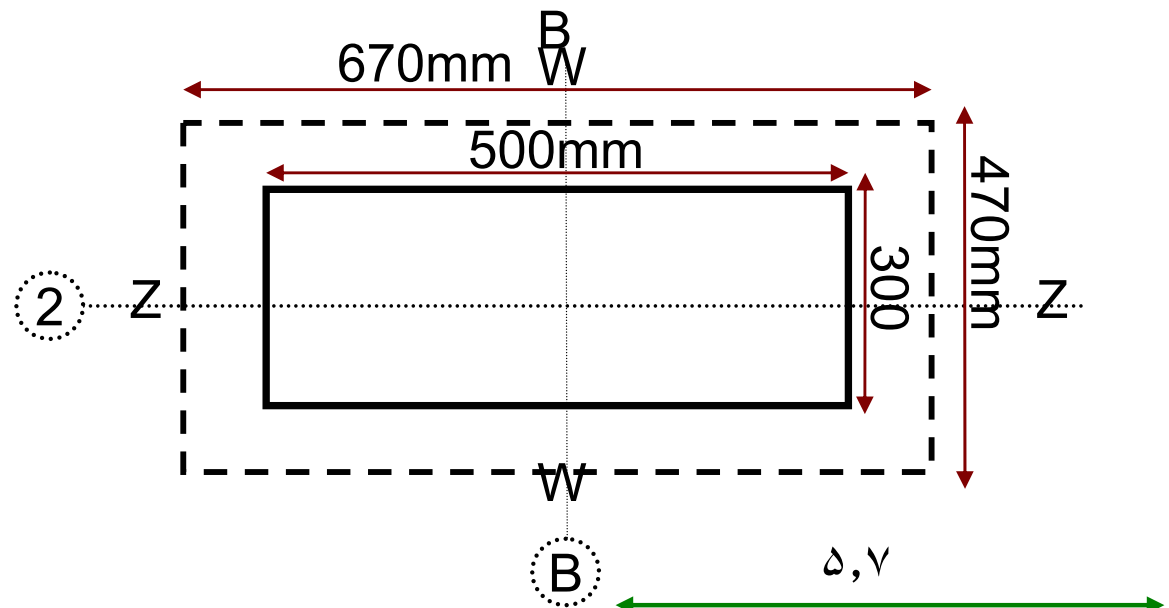
$$U_c = 2 \times .63 = 1.26$$

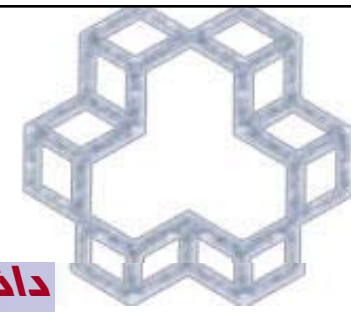
$$U_u \langle V_c = 1.26 \quad \text{ok}$$

کنترل برش در ستون داخلی (برش + لنگر)
با استفاده از جداول لنگر نواری B و محور 2
لنگرهای منتقله به ستون

$$M_z - z = 12.1 \text{Kn.w}$$

$$M_{ww} = 28.9 \text{kn.m}$$

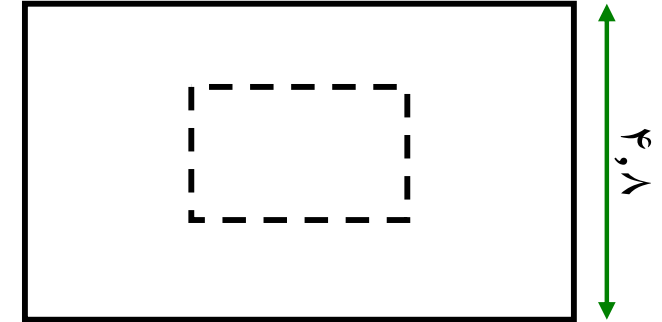




$$J_{27} = \frac{2(u40)(170)^3}{12} + \frac{2(170)(470)^3}{12} + 2 \times 670 \times 170 \times \left(\frac{470}{2}\right)^2 = 1.59 \times 10^{10}$$

$$J_{ww} = \frac{2(670)(170)^3}{12} + \frac{2(170)(670)^3}{12} + 2 * 470 \times 170 \times \left(\frac{670}{2}\right)^2 = 2.7 \times 10^{10}$$

$$V_u = 10.75(5.7 \times 4.8 - .47 \times .67) = 290.73^{KN}$$



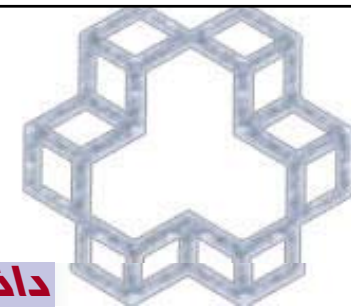
$$\gamma_{fz} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{490}{670}}} = 0.642$$

$$\gamma_{fw} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{670}{470}}} = .557$$

میلگردهای موجود در نوار ستونی کفایت لازم برای انتقال لنگرهای فوق به ستون را دارند.

$$b_0 = 2(470 + 670) = 2280 \quad \gamma_{uz} = .358 \quad \gamma_{ow} = 0.443$$

$$V_u = \frac{29073 \times 10^3}{2280 \times 170} + \frac{.338 \times 121 \times 10^6 \times 470 \times 2}{1.59 \times 10^{10}} + \frac{.443 \times 289 \times 10^6 \times 690 \times 2}{2.7 \times 10^{10}} = .75 + .06 + .15 = .96$$



$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) - 0 = 1.4$$

$$\min V_c = \left(1 + \frac{20 \times 170}{2280}\right) \cdot 0.63 = 1.57$$

ok

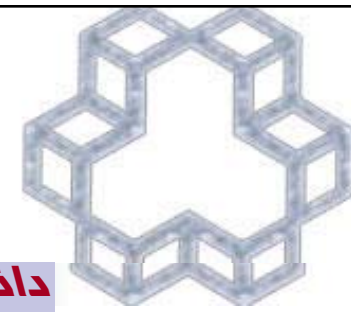
$$2 * 0.63 = 1.26$$

$$V_U \langle U_n = V_c$$

$$C = \frac{485 \times 485 / 2}{485 \times 2} = 121.25^{mw}$$

کنترل برش در ستون گوشه A_1

$$J_c = \frac{485 \times 170^3}{12} + \frac{170 \times 485^3}{12} + 485(170) \left(\frac{485}{2} - 121.25 \right) + 485 \times 170 (121.25)^3 = .304 \times 10^{10}$$



$$V_u = 10.72 (2.65 \times 2.95 - .482^2) = 81.51 \text{ KN}$$

$$V_u = 5.6(2.95 + 2.65 - 2 \times 0.485) = 25.93$$

$$\sum V_u = 107.44 \text{ kN}$$

$$M_n \left| \begin{array}{l} 4\phi 14 \\ N_s \end{array} \right. = 27.23 \text{ KN.m}$$

$$M_N \left| \begin{array}{l} 5I\phi 14 \\ Ew \end{array} \right. = 39.14 \text{ KN.m}$$

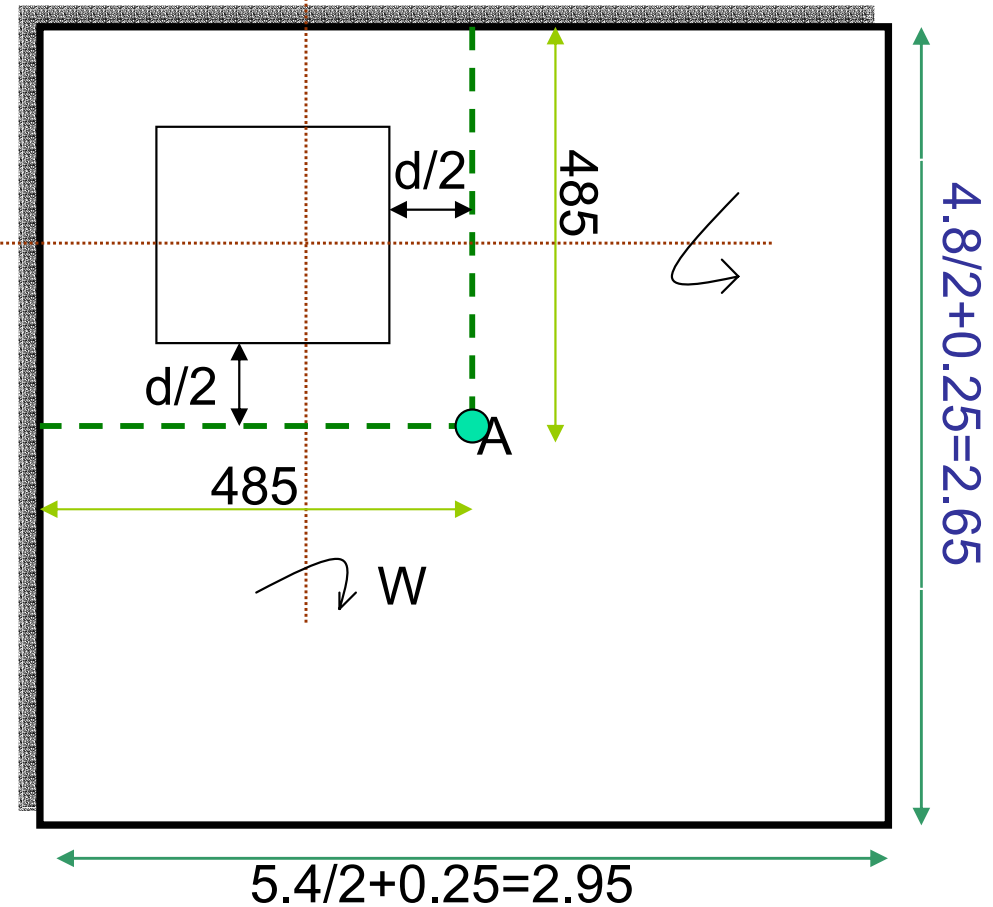
$$b_0 = 2 \times 485 = 970$$

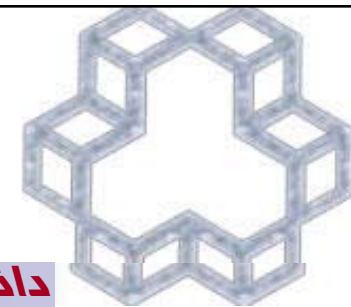
$$Y_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{1}} = .6$$

$$y_u = 0.4$$

$$V_u = \frac{107.44 \times 10^3}{470 \times 170} + \frac{0.4 \times 27.23 \times 10^6 \times 121.52}{0.304 \times 10^{10}} + \frac{0.4 \times 39.19 \times 10^6 \times 121.25}{.304 \times 10^{10}} = 0.65 + .43 + .62 = 1.7 \text{ u}_c \text{ N.G}$$

1





■ ستون فوق برای انتقال برش می باید تقویت شود

(استفاده از کتبه، سرستون - فولاد برش) برش یکطرفه.

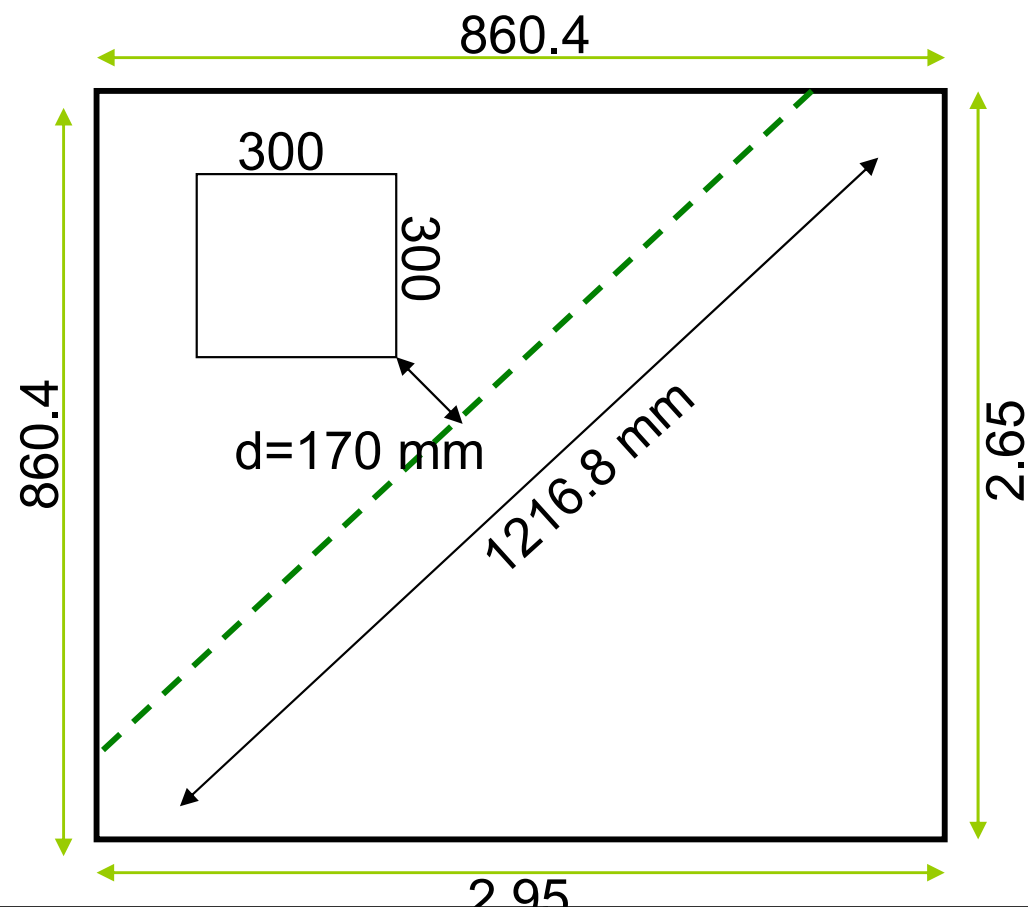
$$V_u = 10.75 \left(2.qs \times 2.65 - \frac{.8604^2}{2} \right) = 80 \text{ KN}$$

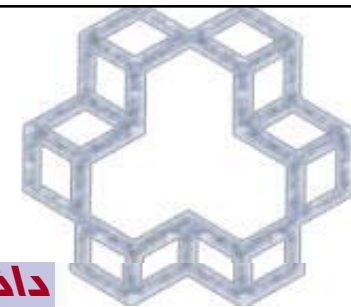
$$V_c = V_c b d$$

$$= .2 \times .6 \times \sqrt{28} \times 1216.8 \times 170 = 131$$

$$V_u < V_c$$

o.k





دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

فصل سوم

سوم سوم

بخش سوم
روش قاب معادل (EFM)

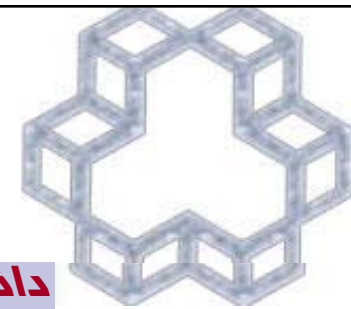
تحلیل و طراحی دالها

طراحی

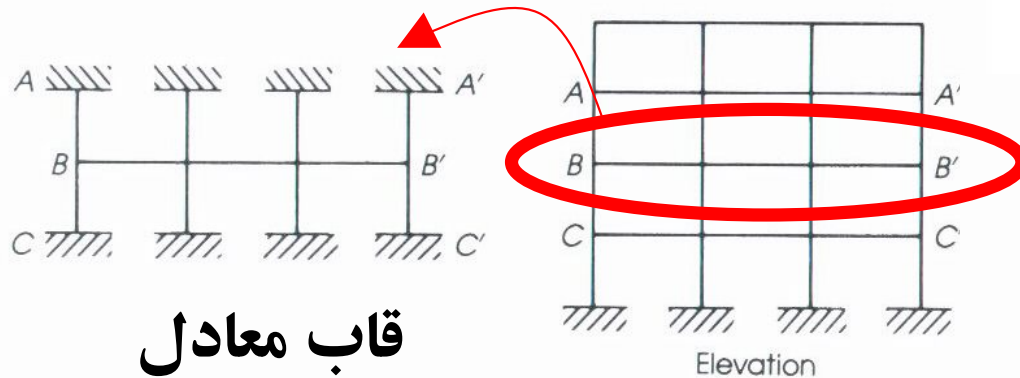
دال دو طرفه

جزوه بتن ۲

تدوین : دکتر سید بهرام بهشتی



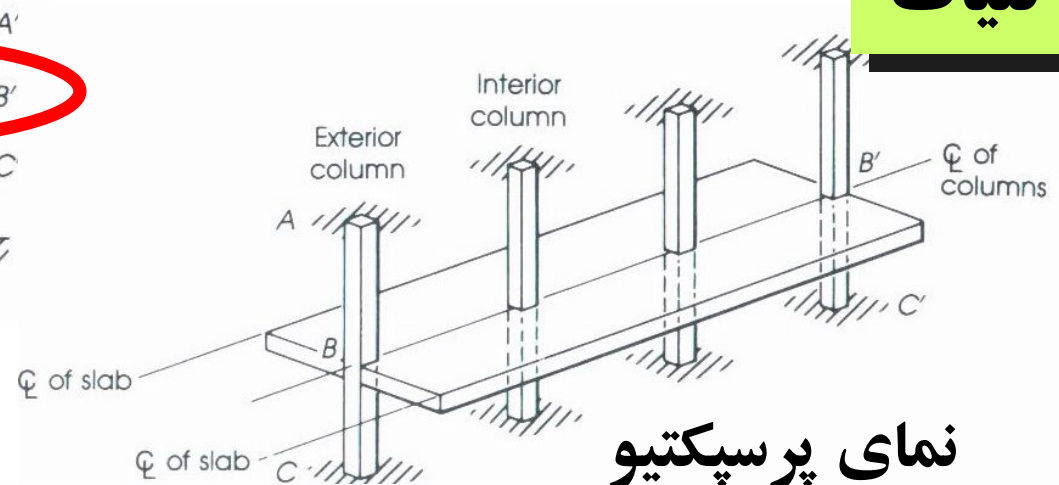
کلیات



قاب معادل

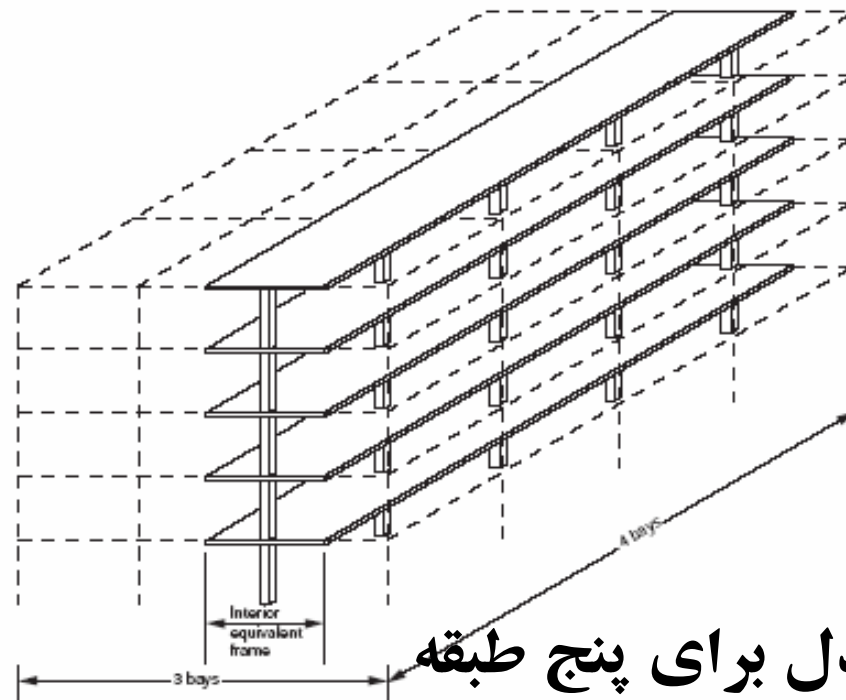
روش قاب معادل تحلیل یک قاب سه بعدی را تبدیل به تحلیل قابهای دو بعدی شامل دال تیرها و ستونها می نماید

از این روش نه تنها برای تحلیل تحت بارهای ثقلی بلکه اگر ترک خوردگی و دیگر عوامل را در سختی اعضا در نظر گرفته شود، می تواند برای تحلیل بارهای جانبی نیز در نظر گرفت.

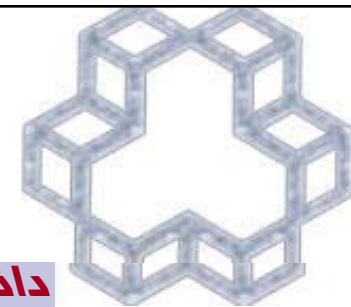


نمای پرسپکتیو

در صورتیکه به دلایل عنوان شده در اول فصل قبل نتوان از روش مستقیم جهت تحلیل قاب استفاده نمود، از روش قاب معادل جهت تحلیل بهره می گیریم.

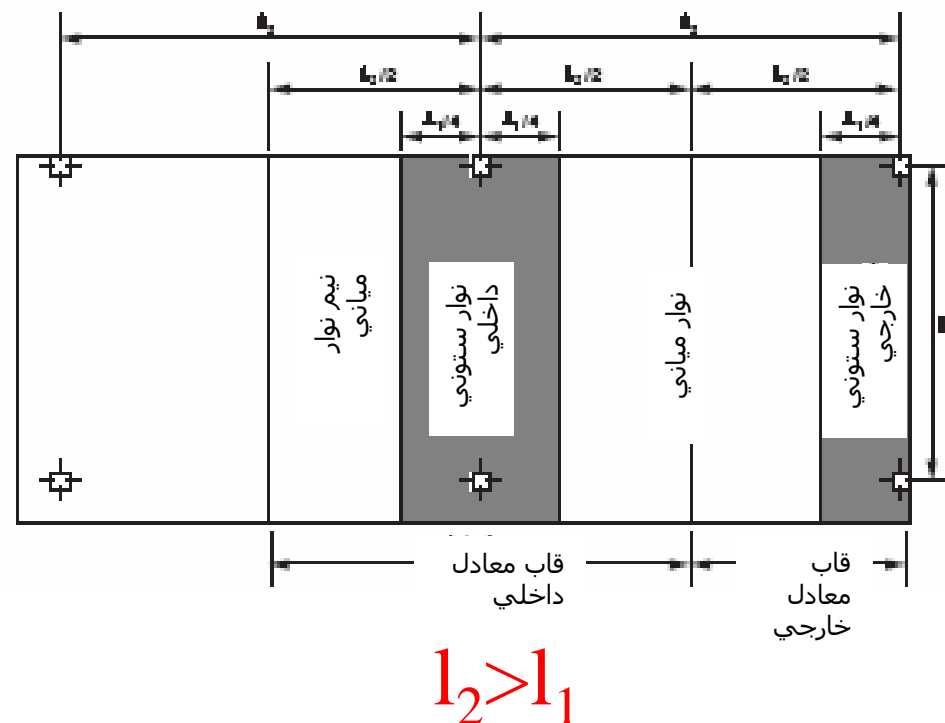
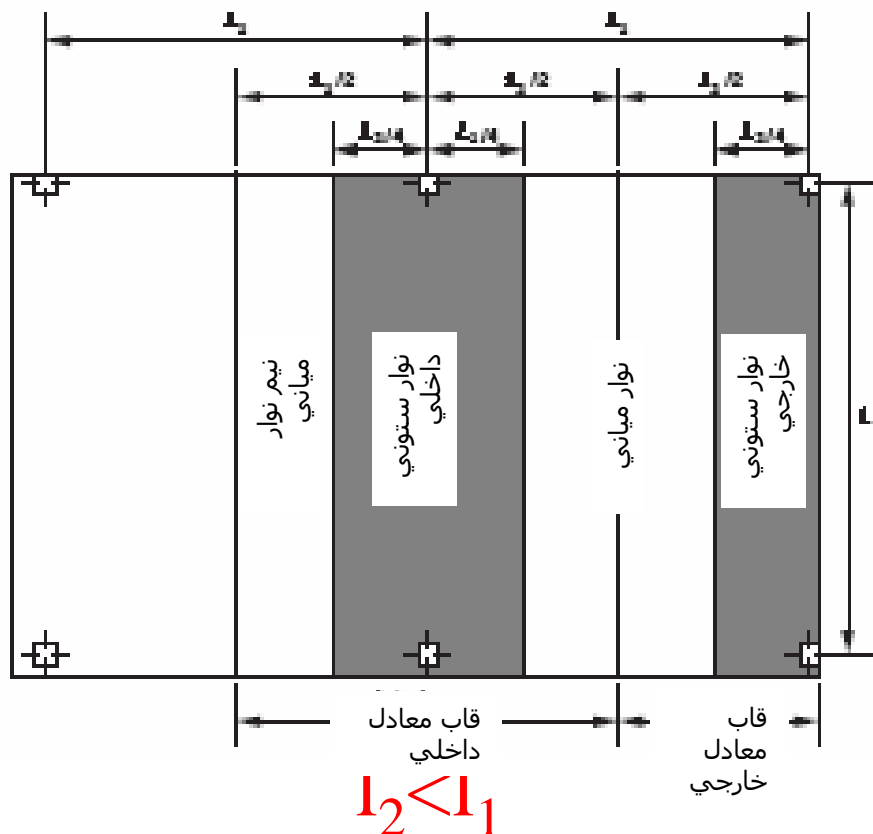


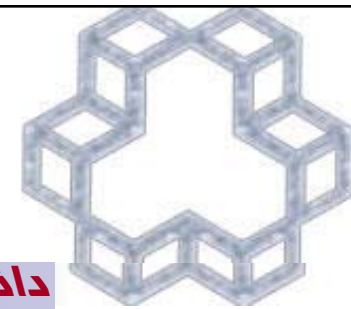
قاب معادل برای پنج طبقه



تقسیم دال تیر به نوارهای میانی و ستونی در روش قاب معادل

از همان روش استفاده شده جهت تقسیم نوار پوششی به نیم نوارهای میانی و ستونی استفاده می‌کنیم. ضرایب مربوطه جهت تقسیم نیز یکسان است. فرق آن با روش مستقیم آنستکه در اینجا با قرار دادن سختی معادل اعضا در قاب بدست آمده (شامل: ۱- ستونهای بالا و پایین ۲- دال-تیر ۳- اعضا پیچشی) و سپس تحت بارهای ثقلی تحلیل انجام یافته و با بدست آمدن لنگرها در مراکز اتصال ستون به دال-تیر بر اساس سختی مربوطه آنها را بین ستونها و دال تیر تقسیم نموده و در نهایت با انتقال آنها بر اساس روابط تعادل به بر ستونها، مقادیر فوق را به نوارهای مربوطه تقسیم می‌نماییم.



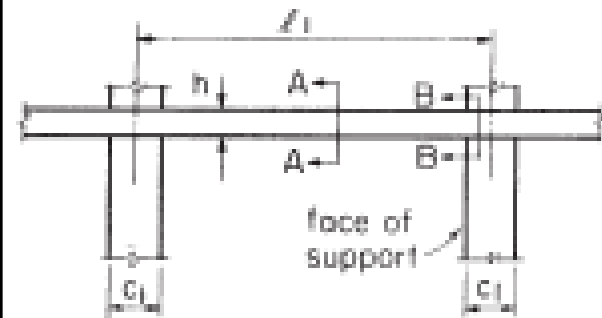


مقاطع دال تیر برای محاسبه k_{sb}

۱- منظور از تکیه گاه شامل ستون-سر ستون و برکت یا دیوار می باشد.

۲- تغییر ممان اینرسی در امتداد دهانه و در حد فاصل دو تکیه گاه منظور شده و بر اساس مقطع ترک نخورده محاسبه می شود.

۳- ممان اینرسی دال تیر از بر تکیه گاه تا مرکز ستون از تقسیم ممان اینرسی دال تیر در بر تکیه گاه به عدد $(1-c_2/l_2)^2$ بدست می آید.



Slab system without beams



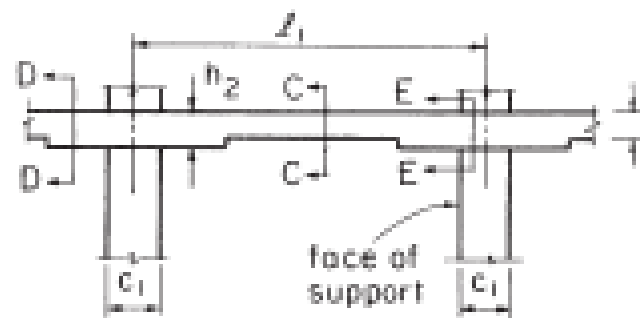
Section A-A



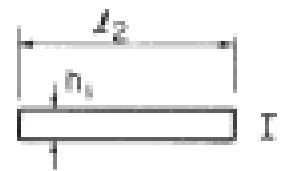
Section B-B



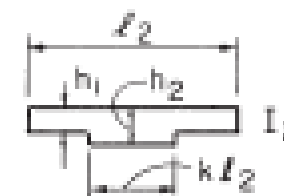
Equivalent slab-beam stiffness diagram



Slab system with drop panels



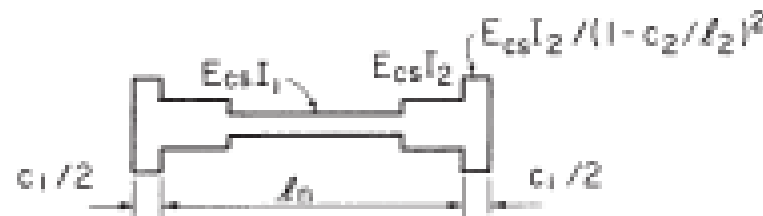
Section C-C



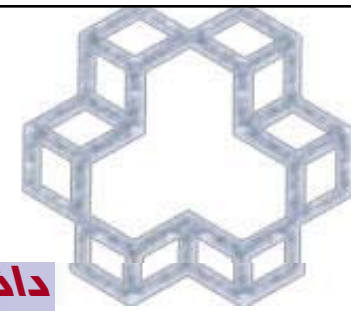
Section D-D



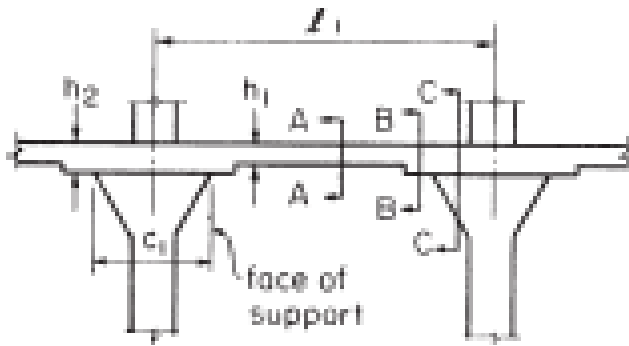
Section E-E



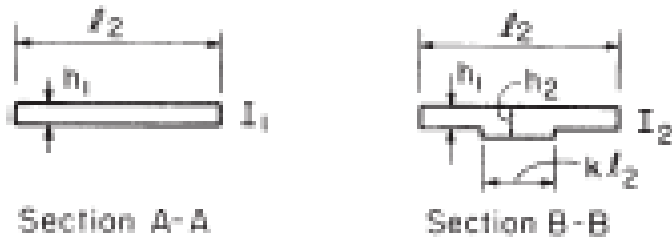
Equivalent slab-beam stiffness diagram



مقاطع دال تیر
برای محاسبه k_{sb}



Slab system with column capitals



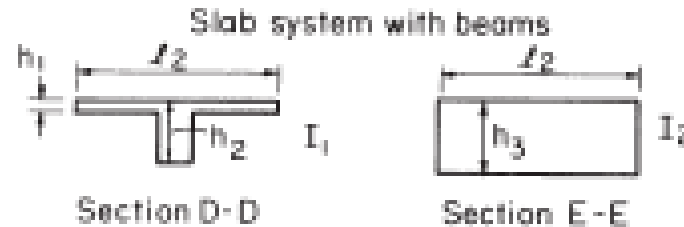
Section A-A

Section B-B



Section C-C

$$I_2 / (1 - c_{2a} / l_2)^2$$

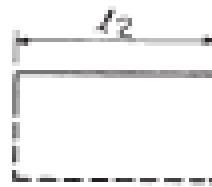


Slab system with beams



Section D-D

Section E-E



Section F-F



Section G-G

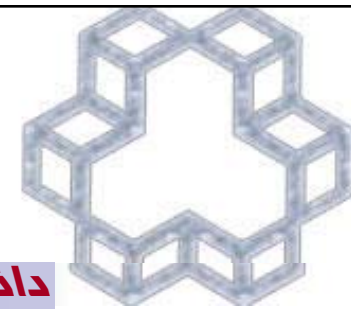
$$E_{cs} I_2 / (1 - c_{2a} / l_2)^2$$



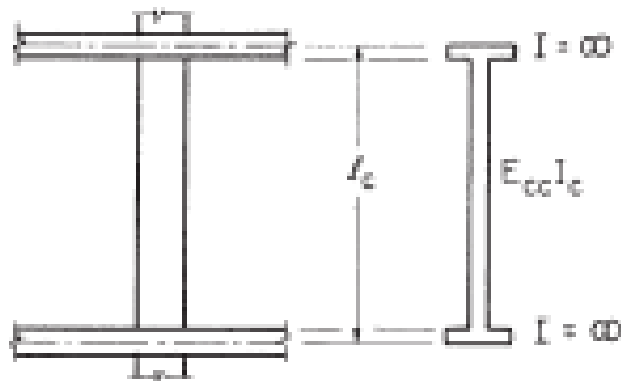
Equivalent slab-beam stiffness diagram



Equivalent slab-beam stiffness diagram

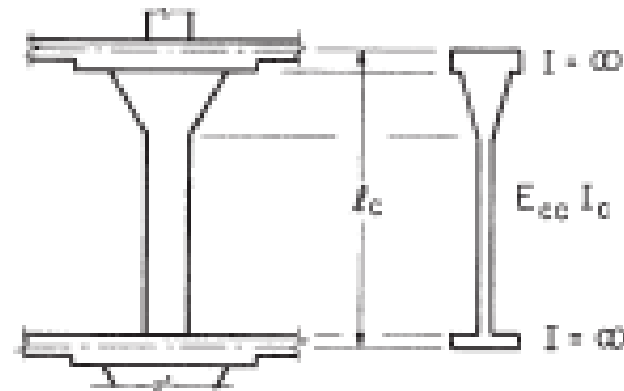


مقاطع برای محاسبه سختی ستون kc



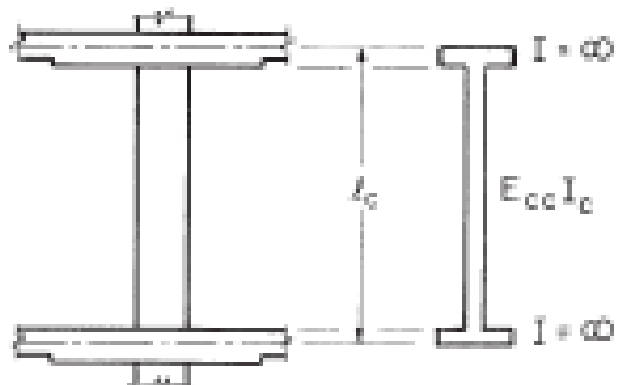
Slab system without beams

Column stiffness diagram



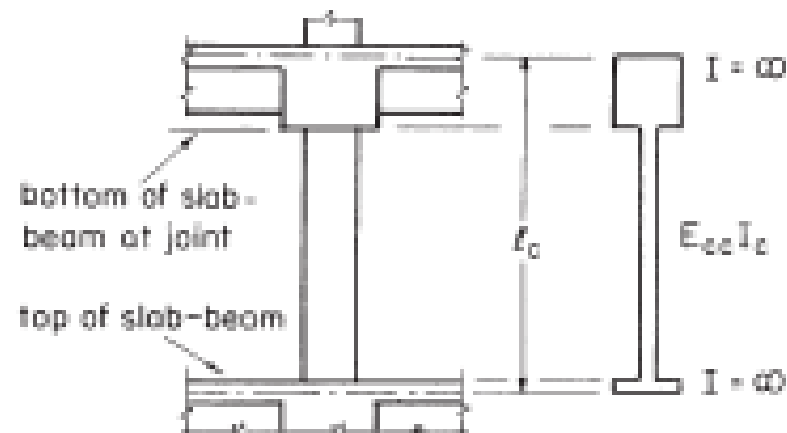
Slab system with column capitals

Column stiffness diagram



Slab system with drop panels

Column stiffness diagram



Slab system with beams

Column stiffness diagram

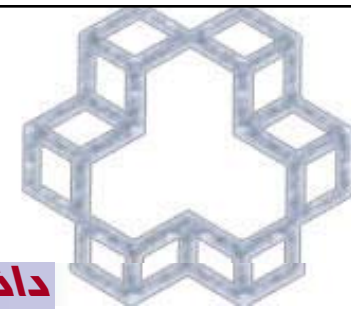
نکات:

۱- طول ستون در بالا و پایین دال بر اساس مرکز به مرکز دال محاسبه می شود.

۲- ممان اینرسی در خارج ناحیه اتصال به دال بر مبنای سطح مقطع کلی بتن ترک نخورده است.

۳- تغییرات ممان اینرسی در حد فاصل بین دو اتصال باید مد نظر قرار گیرد (مثل سر ستونها که تغییر ممان اینرسی بصورت خطی است)

۳- از بالای دال-تیر تا زیر آن ممان اینرسی بی نهایت است.

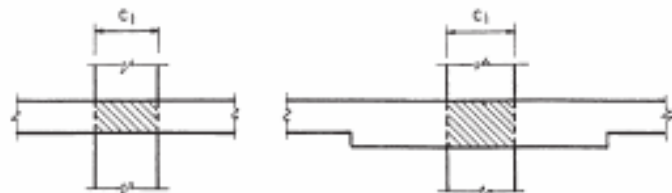


این اعضا مطابق شکل‌های ذیل وظیفه انتقال لنگر را بین دال تیر و ستون را به عهده دارد. در شناسایی اعضا پیشی به موارد ذیل باید توجه شود

۱- قسمتی از دال که پهنای آن مساوی پهنای ستون، برکت یا سر ستون در امتداد دهانه

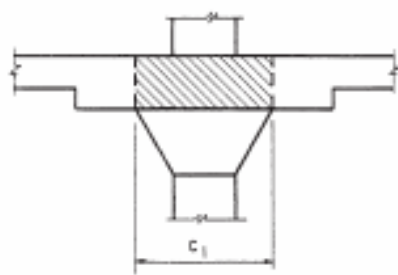
۲- قسمتی از دال قسمت ۱ به همراه عمود در بالا و پایین

۳- تیر عمود بر صفحه قاب به همراه عرضی از دال که نباید از ۴ برابر ضخامت دال یا ارتفاع برجسته تیر در بالا و پایین دال تجاوز کند.

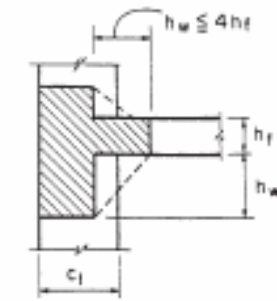


Condition (a)

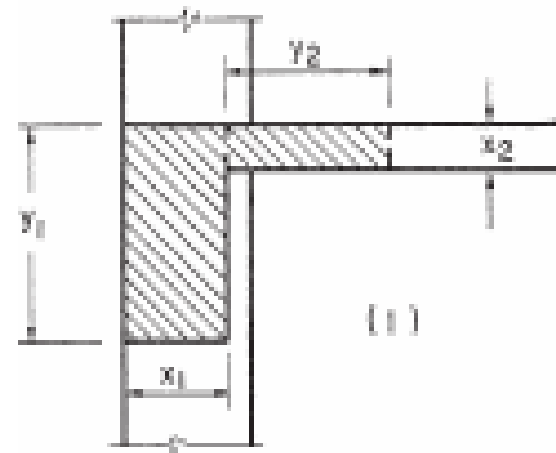
Condition (a)



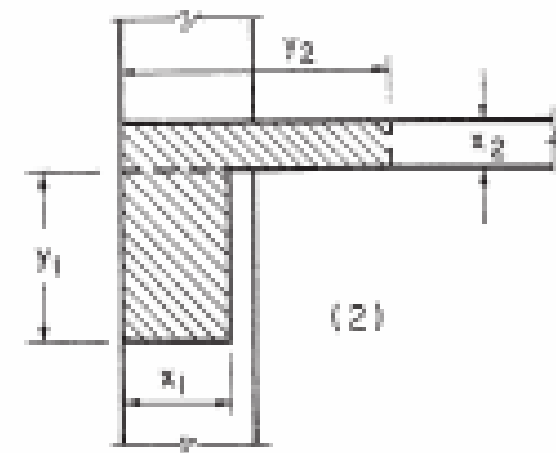
Condition (a)



Condition (c)

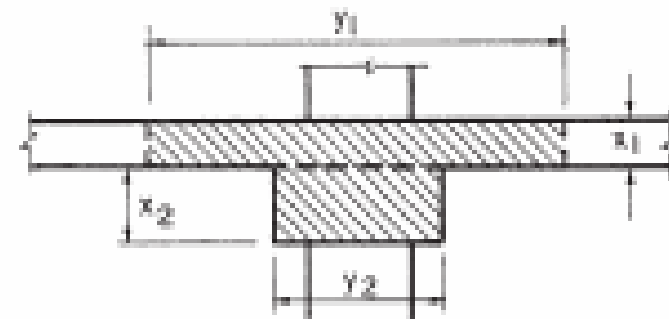
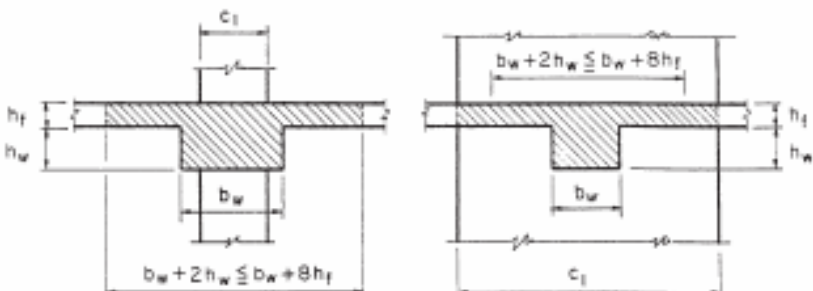


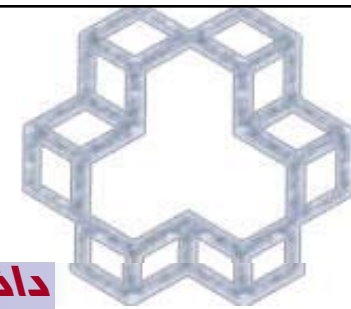
(1)



(2)

Use larger value of C computed from (1) or (2)





سختی ستون معادل (ستون + عضو پیچشی)

هر دو تیر و ستون به یک اندازه می چرخند و لذا لنگر به نسبت سختی تقسیم می شود.

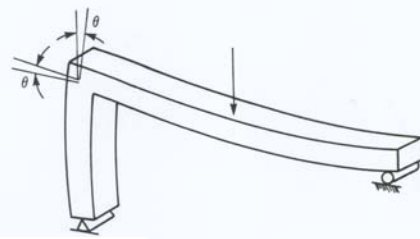
در دال تخت چرخش ستون در محل اتصال به دال برابر چرخش انتهای نوار CD است که به ستون اتصال دارد. چرخش در انتهای A از نوار AB بزرگتر از چرخش در نقطه C است چراکه گیرداری در این نقطه نسبت به C کمتر است. می توان نتیجه گرفت که متوسط چرخش در لبه دال بیشتر از چرخش انتهای ستون است. برای تقویت این انتقال لنگر از اعضای پیچشی مطابق شکل (د) استفاده می شود. سختی این تیر اگر بی نهایت باشد می تواند کل لنگر دال را به ستون منتقل کند. در عمل تهیه چنین تیری ممکن نیست لذا انتظار داریم لنگر کمتری در طول دال به ستون منتقل گردد. این عملکرد می تواند توسط تعریف ستون معادل که جایگزین تیر پیچشی و ستون می گردد به نحوه مناسب مدل گردد. چرخش این ستون معادل برابر چرخش ستون واقعی و متوسط چرخش در طول تیر پیچشی است. این چرخشها در واقع همان نرمی به جهت انتقال لنگر واحد می باشند. به زبان دیگر چنانچه به خواهیم لنگر واحدی را از دال فوق به ستون انتقال دهیم این کار توسط چرخش متوسط در تیر پیچشی بعلاوه چرخش در نوار CD انجام می گردد. در واقع به جای عضو پیچشی و ستون که می خواهد چرخش دال را بگیرد از یک ستون معادل استفاده می کنیم که در بردارنده ترکیب سختی ستون و عضو پیچشی است. سختی معادل چنین تعریف می شود.

M

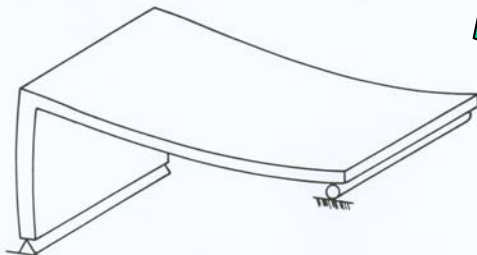
$$K_{ec} = \frac{M}{\text{متوسط چرخش تیر لبه} + \text{چرخش ستون}}$$

لذا چرخش ستون معادل برابر چرخش متوسط تیر لبه $\theta_{t,avg}$ بعلاوه چرخش ستون θ_c جهت انتقال لنگر واحد است. از طرفی می دانیم که چرخشهای فوق جهت انتقال لنگر واحد فوق همان نرمی است که معادل عکس سختی است. نرمی ستون معادل یعنی $1/K_{ec}$ برابر نرمی ستونها $1/\sum K_c$ بعلاوه نرمی تیرها $1/\sum K_t$ است اگر سختی عضو پیچشی کوچک باشد K_{ec} بسیار کمتر از $\sum K_c$ می شود.

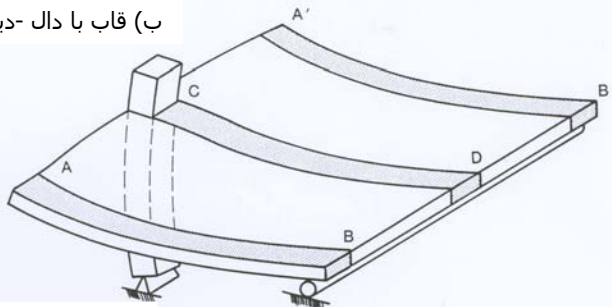
$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t}$$



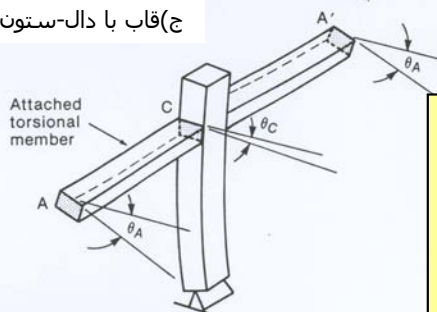
الف) قاب با تیر-ستون



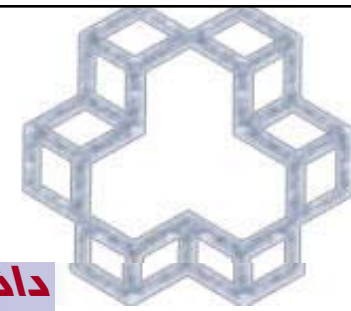
ب) قاب با دال - دیوار



ج) قاب با دال-ستون



ج) ستون و عضو پیچشی

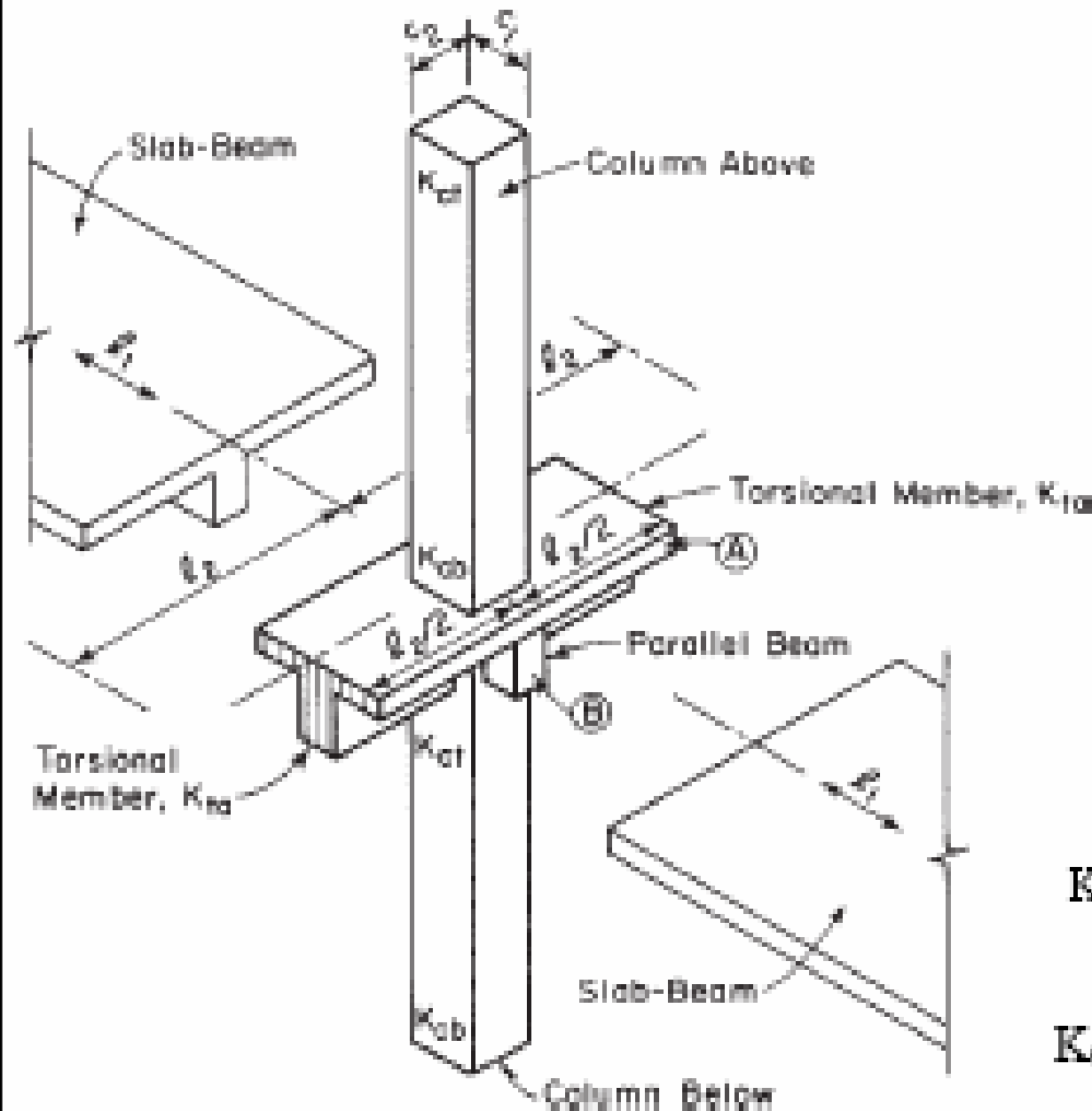


سختی دال-تیر و ستون معادل (ستون + عضو پیچشی)

$k_{ta} =$ سختی پیچشی افزایش یافته
به علت تیر موازی

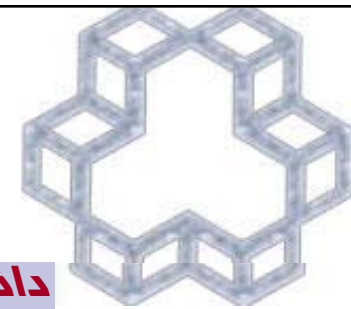
$I_s =$ ممان اینرسی دال به عرض l_2 و
ضخامت دال $(I_2 h_f^3 / 12)$

$I_{sb} =$ ممان اینرسی دال همراه تیر به
عرض l_2



$$K_{ec} = \frac{\sum K_c \times \sum K_t}{\sum K_c + \sum K_t}$$

$$K_{ec} = \frac{(K_{ct} + K_{cb}) (K_{ta} + K_{tb})}{K_{ct} + K_{cb} + K_{ta} + K_{tb}}$$



سختی عضو پیچشی

$$K_t = \Sigma \left[\frac{9E_{cs}C}{\ell_2 [1 - (c_2/\ell_2)]^3} \right]$$

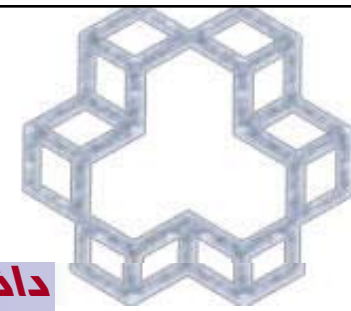
$$C = \Sigma \left[1 - 0.63 \left(\frac{x}{y} \right) \right] \frac{x^3 y}{3}$$

اگر تیری در امتداد طولی I_1 به تیر متصل باشد (در دالهای با تیر بین ستونها)، قسمت اعظم لنگرهای منفی بطور مستقیم و بدون دخالت تیر پیچشی به ستون منتقل می شود. در این حالت K_{ec} کمتر از مقدار واقعی حساب شده و لذا با نسبت I_{sb}/I_s تصحیح می شود. که I_{sb} لنگر لختی دال با تیر است و I_s لنگر لختی دال خالی به عرض I_2 است.

$$K_{ca} = \frac{K_t I_{sb}}{I_s}$$

در واقع ما تیر پیچشی را بکار بردیم تا لنگر را به راحتی به ستون منتقل کنیم لذا چنانچه تیر در امتداد دال باشد به انتقال لنگر فوق کمک کرده و مثل این است که ما تیر پیچشی فوق را تقویت کرده ایم. بدین ترتیب به جهت وارد کردن اثر فوق سختی پیچشی تیر عمود در راستا را بر اساس سختی دال تیر به دال افزایش می دهیم.

تقسیمات مقطع بر اساس بزرگترین مقدار C انجام می شود (به فصل گذشته مراجعه شود)



ستون معادل

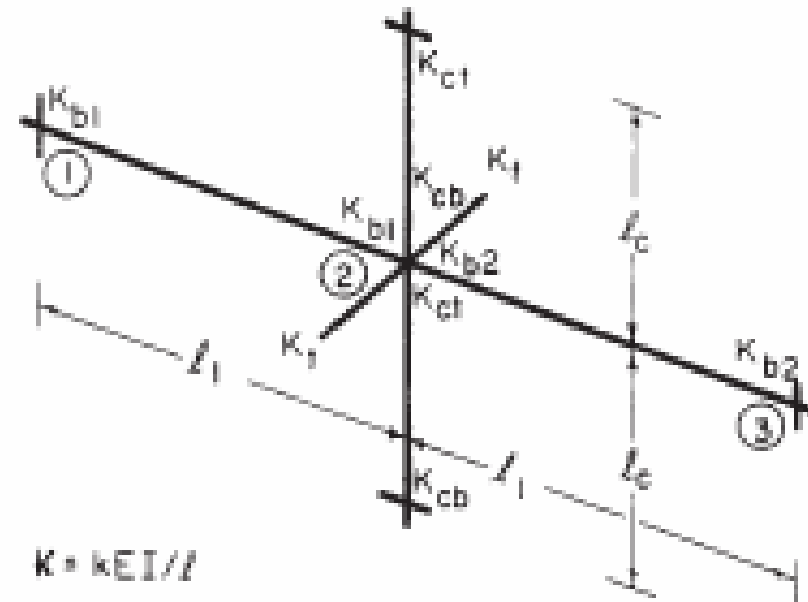
$$DF \text{ (span 2-1)} = \frac{K_{b1}}{K_{b1} + K_{b2} + K_{ec}}$$

$$DF \text{ (span 2-3)} = \frac{K_{b2}}{K_{b1} + K_{b2} + K_{ec}}$$

$$DF = \frac{K_{ec}}{K_{b1} + K_{b2} + K_{ec}}$$

$$\frac{K_{cb}}{(K_{cb} + K_{ct})} = \text{سهم ستون بالایی از لنگر نامتعادل}$$

$$\frac{K_{ct}}{(K_{cb} + K_{ct})} = \text{سهم ستون پایینی از لنگر نامتعادل}$$

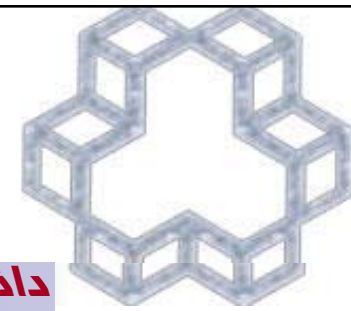


K_{ec} = سختی ستون معادل (ستون + عضو پیچشی)

K_c = سختی خمشی ستون واقعی

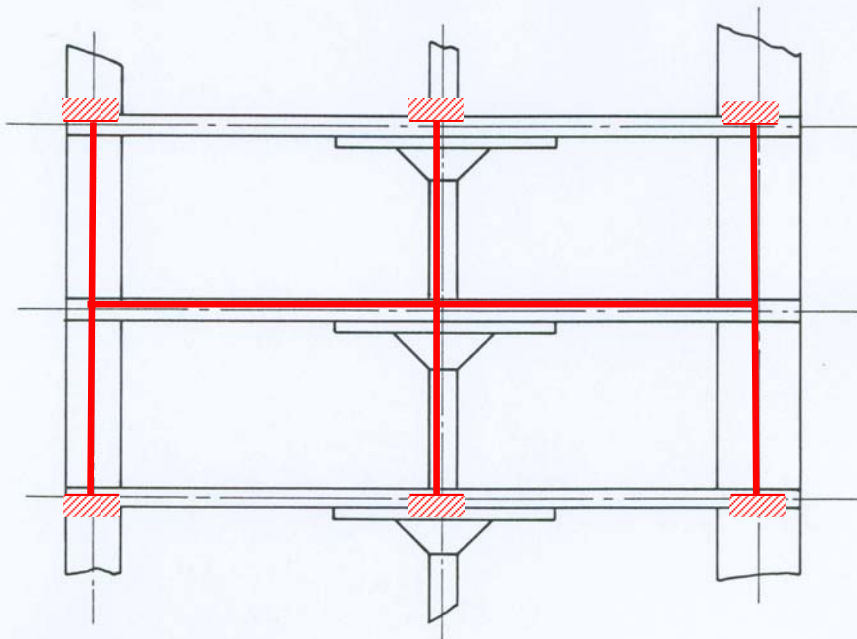
K_{ct} = سختی پیچشی تیرهای پیچشی امتداد عرضی

K_b = سختی خمشی دال تیر

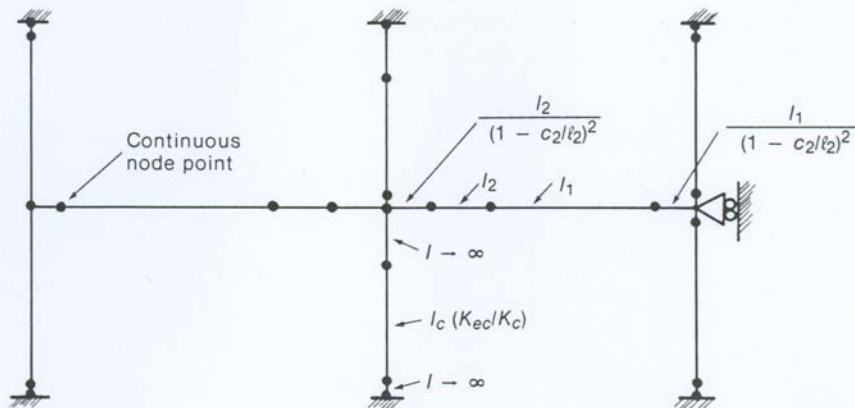


روشهای کامپوتری

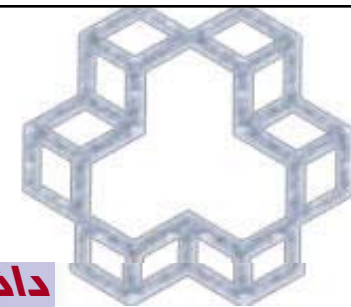
مطابق شکل مقابل مدل ریاضی از قاب فوق ساخته شده و سپس توسط نرم افزار مناسب بر اساس سختی های معادل تحلیل انجام می شود. بقیه مراحل شامل تقسیم لنگرها به لبه ستون و نوارهای ستونی و میانی مطابق روش گذشته است



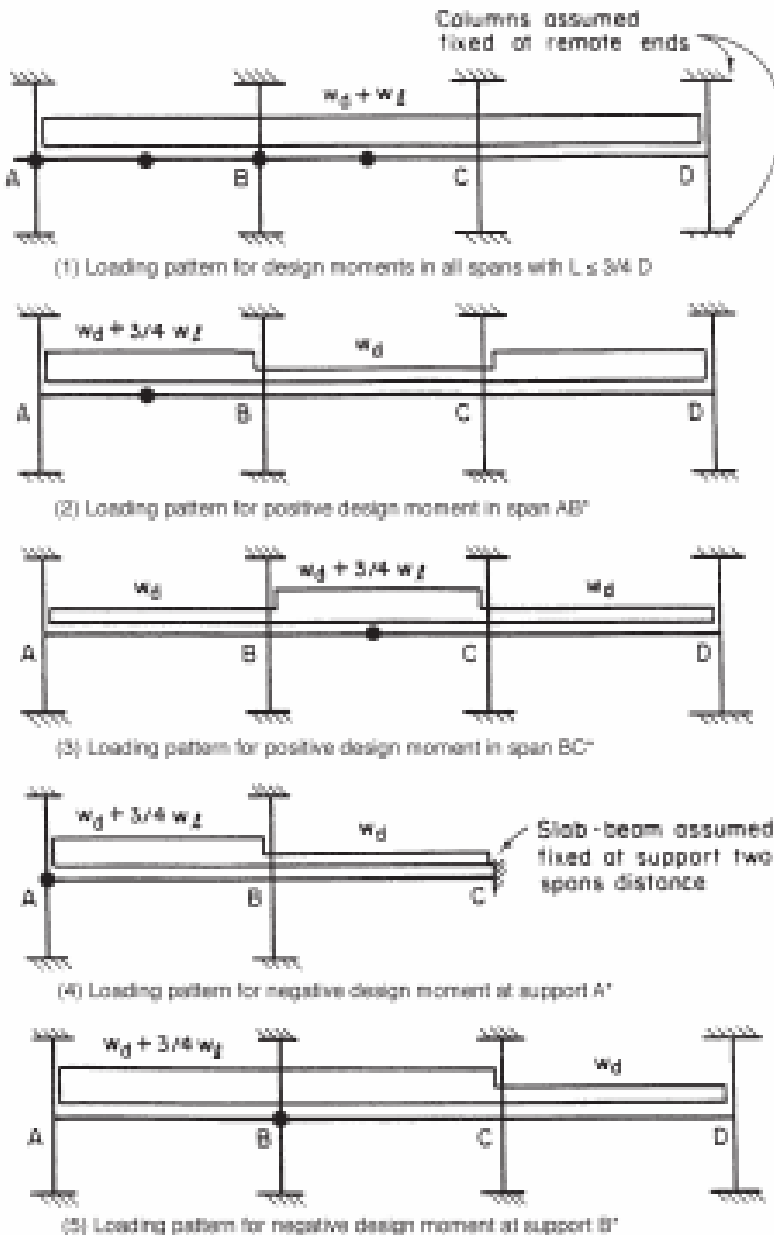
(a) Frame.



(b) Computer model.



بارگذاری متناوب



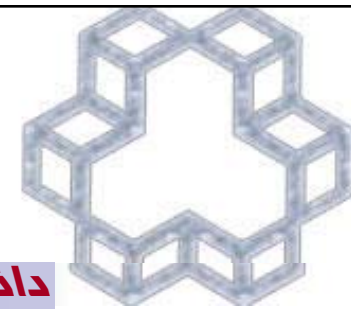
همانطور که در تیرهای چند دهانه دیدیم، برای محاسبه بیشترین مقادیر لنگرهای مثبت و منفی، چندین شکل پخش بار زنده در دهانه مورد ارزیابی قرار می‌گرفت. در ارتباط با دالهای دو طرفه آبا چنین تصریح می‌نماید که:

۱۵-۶-۷-۱ چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملاً روشن باشد، قاب باید برای این وضعیت بارگذاری تحلیل و طراحی شود.

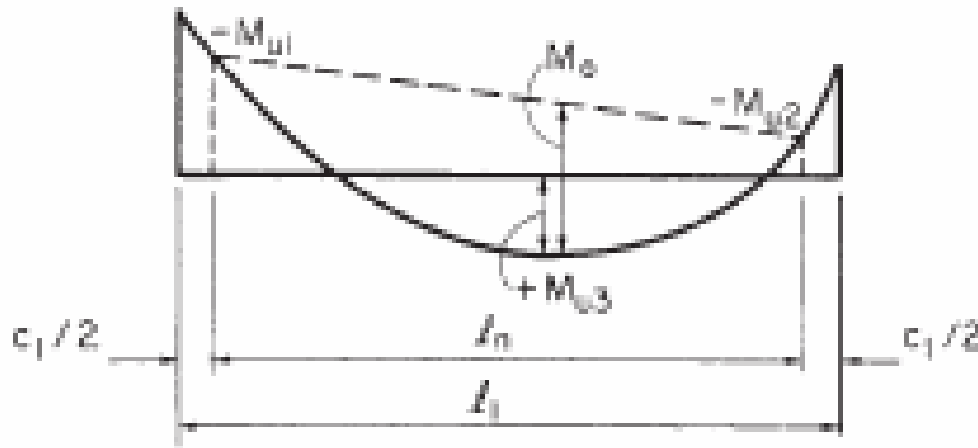
۱۵-۶-۷-۲ چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملاً روشن نباشد ولی مقدار بار زنده از سه چهارم بار مرده و هم از 500 kg/m^2 کمتر باشد، یا در صورتی که ماهیت بارهای زنده چنان باشد که تمام دهانه‌ها هم‌زمان روی تمام دهانه‌ها بارگذاری شوند، قاب باید برای بار زنده نهایی هم‌زمان روی تمام دهانه‌ها تحلیل و طراحی شوند.

۱۵-۶-۷-۳ در صورتی که هیچ‌یک از شرایط بندهای ۱۵-۶-۷-۱ و ۱۵-۶-۷-۲ برقرار نباشد، بارگذاری متناوب روی دهانه‌ها الزامی است. در این صورت برای تعیین حداکثر لنگر خمشی مثبت در یک دهانه باید آن دهانه و دهانه‌های مجاور بعدی را به طور یک در میان با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد. همچنین برای تعیین حداکثر لنگر خمشی منفی روی یک تکیه گاه باید دهانه‌های مجاور آن تکیه گاه را با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد.

۱۵-۶-۷-۴ لنگرهای خمشی مورد استفاده در طراحی قطعات در هیچ حالت نباید کمتر از لنگرهای خمشی ایجاد شده در قاب، تحت اثر بارهای زنده نهایی روی تمام دهانه باشند.



کاهش بارهای حاصل از تحلیل



• اگر در تحلیل انجام شده قاب شرایط لازم برای تحلیل بروش مستقیم را دارا است و مجموع لنگرهای منفی و مثبت دهانه از لنگر استاتیک کل بزرگتر در آید، در این صورت می توان لنگر منفی و لنگر مثبت را به یک نسبت طوری کاهش داد که مجموع آنها مساوی لنگر استاتیک کل گردد،

$$M_0 = [(M_{U1} + M_{U2})/2] + M_{U3} \text{ need not be greater than } w_U l_n^2 / 8$$

Permissible reduction for moments M_{U1} , M_{U2} , and $M_{U3} =$

$$[(w_U l_n^2 / 8)] / [(M_{U1} + M_{U2} / 2 + M_{U3})]$$

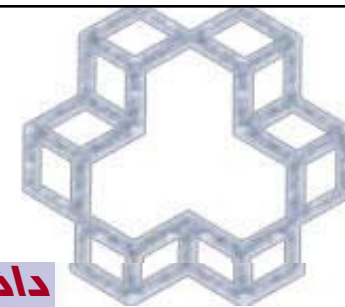
تحلیل دالهای دو طرفه برای بارهای جانبی

۱- چنانچه قاب دارای نظم مناسبی باشد که به توان از روشهای تقریبی چون پرتال و .. استفاده نمود، می توان قاب سه بعدی را به قابهای دو بعدی تبدیل نمود.

۲- چنانچه به خواهیم از روش دقیق استفاده نماییم، باید از سختی کاهش یافته برای دال تیر جهت در نظر گرفتن ترک خوردگی در اثر بارهای ثقلی استفاده نمود. در این حالت سختی دال تیر ها در ۲۵٪ ضرب می گردد و سختی ستون را بر اساس مقطع ناخالص بتنی محاسبه می کنیم.

۳- بهتر است لنگرهای حاصل از تحلیل های بالا فقط به نوار ستونی و یا چنانچه تیر موجود باشد به آنها داد.

۴- استفاده از دال تخت برای سیستم مقاوم در برابر بار جانبی مجاز نیست ،



دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

Table A.3 Moment Distribution Constants for Slab-Beam Members (Drop thickness = 0.50h)

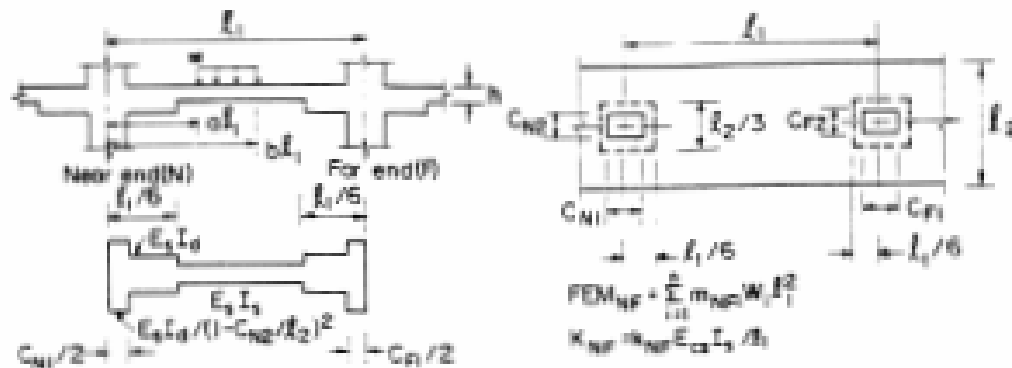
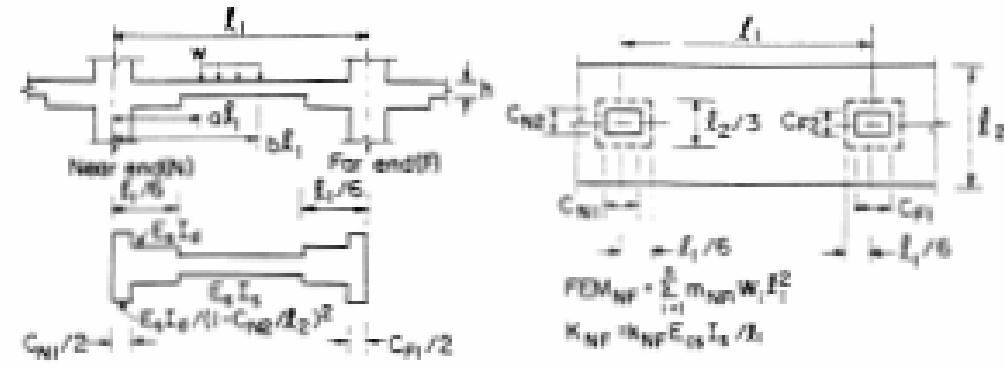
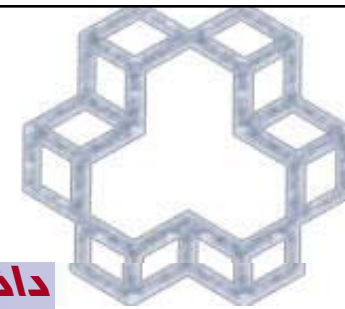


Table A.4 Moment Distribution Constants for Slab-Beam Members (Drop thickness = 0.75h)



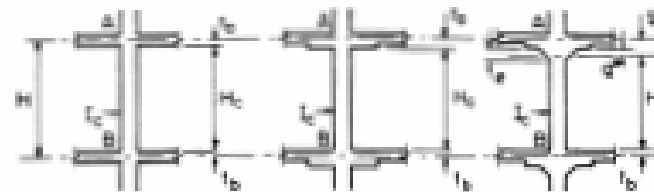
C_{BF1}	C_{BF2}	Distance Between Beams a/b	Drop Over Thickness h_d/h	Unit Load Fixed end to Cent. (W_{eff})	Fixed end moment Coeff. (M_{eff}) for $\alpha=0$ to $\alpha=1$				
					$\alpha=0.0$	$\alpha=0.2$	$\alpha=0.4$	$\alpha=0.6$	$\alpha=0.8$
$C_{F1} = C_{F2}, C_{D1} = C_{D2}$									
0.00	—	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0270	0.0128	0.0000
	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0270	0.0128	0.0000
	0.10	0.84	0.50	0.0006	0.0167	0.0341	0.0282	0.0128	0.0018
	0.20	0.84	0.51	0.0040	0.0170	0.0347	0.0285	0.0125	0.0017
	0.30	0.40	0.51	0.0052	0.0175	0.0353	0.0287	0.0123	0.0019
0.20	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0270	0.0128	0.0000
	0.10	0.82	0.51	0.0042	0.0168	0.0348	0.0285	0.0128	0.0019
	0.20	0.82	0.52	0.0057	0.0172	0.0358	0.0290	0.0123	0.0019
	0.30	0.41	0.54	0.0071	0.0177	0.0368	0.0294	0.0120	0.0019
0.30	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0270	0.0128	0.0000
	0.10	0.82	0.51	0.0047	0.0168	0.0348	0.0287	0.0128	0.0019
	0.20	0.82	0.52	0.0067	0.0172	0.0362	0.0294	0.0123	0.0019
	0.30	0.41	0.54	0.0086	0.0177	0.0375	0.0300	0.0119	0.0019
$C_{F1} = 0.5C_{BF1}, C_{D1} = 0.5C_{BF1}$									
0.00	—	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128	0.0000
	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128	0.0000
	0.10	0.80	0.50	0.0048	0.0167	0.0343	0.0285	0.0130	0.0000
	0.20	0.46	0.50	0.0062	0.0170	0.0350	0.0291	0.0132	0.0000
	0.30	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128
0.20	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128	0.0000
	0.10	0.80	0.50	0.0048	0.0168	0.0348	0.0290	0.0131	0.0000
	0.20	0.47	0.52	0.0067	0.0173	0.0360	0.0300	0.0134	0.0000
	0.30	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128
0.10	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128	0.0000
	0.00	0.84	0.50	0.0006	0.0164	0.0335	0.0275	0.0128	0.0000
	0.10	0.80	0.50	0.0048	0.0168	0.0348	0.0287	0.0128	0.0000
	0.10	0.80	0.50	0.0048	0.0168	0.0348	0.0287	0.0128	0.0000

C_{BF1}	C_{BF2}	Distance Between Beams a/b	Drop Over Thickness h_d/h	Unit Load Fixed end to Cent. (W_{eff})	Fixed end moment Coeff. (M_{eff}) for $\alpha=0$ to $\alpha=1$				
					$\alpha=0.0$	$\alpha=0.2$	$\alpha=0.4$	$\alpha=0.6$	$\alpha=0.8$
$C_{F1} = C_{F2}, C_{D1} = C_{D2}$									
0.00	—	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.00	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.10	0.80	0.50	0.0006	0.0174	0.0365	0.0295	0.0122	0.0017
	0.20	0.80	0.51	0.0075	0.0176	0.0370	0.0297	0.0120	0.0019
	0.30	0.40	0.51	0.0084	0.0179	0.0375	0.0299	0.0118	0.0013
0.20	0.00	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.10	0.80	0.51	0.0077	0.0175	0.0368	0.0297	0.0124	0.0019
	0.20	0.80	0.52	0.0090	0.0178	0.0378	0.0301	0.0118	0.0013
	0.30	0.41	0.54	0.0099	0.0182	0.0388	0.0304	0.0113	0.0011
0.30	0.00	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.10	0.80	0.51	0.0077	0.0175	0.0371	0.0299	0.0121	0.0015
	0.20	0.80	0.52	0.0090	0.0178	0.0380	0.0304	0.0117	0.0013
	0.30	0.41	0.54	0.0099	0.0182	0.0394	0.0308	0.0113	0.0011
$C_{F1} = 0.5C_{BF1}, C_{D1} = 0.5C_{BF1}$									
0.00	—	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.00	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.10	0.80	0.50	0.0006	0.0174	0.0365	0.0295	0.0122	0.0017
	0.20	0.80	0.51	0.0075	0.0176	0.0370	0.0297	0.0120	0.0019
	0.30	0.40	0.51	0.0084	0.0179	0.0375	0.0299	0.0118	0.0013
0.20	0.00	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.10	0.80	0.51	0.0077	0.0175	0.0371	0.0299	0.0124	0.0017
	0.20	0.80	0.52	0.0090	0.0178	0.0380	0.0304	0.0118	0.0013
	0.30	0.41	0.54	0.0099	0.0182	0.0394	0.0308	0.0113	0.0011
$C_{F1} = 0.5C_{BF1}, C_{D1} = 0.5C_{BF1}$									
0.00	—	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.00	0.80	0.50	0.0006	0.0171	0.0360	0.0290	0.0124	0.0017
	0.10	0.80	0.50	0.0006	0.0174	0.0365	0.0295	0.0122	0.0017
	0.10	0.80	0.50	0.0006	0.0174	0.0365	0.0295	0.0122	0.0017



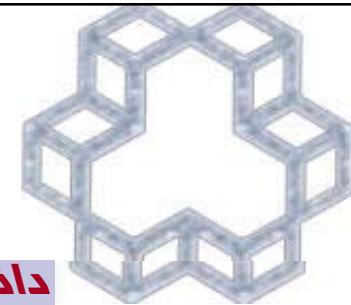
دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

Table A7 Stiffness and Carry-Over Factors for Columns



$\frac{I_{ax}}{I_{bx}}$ و $\frac{I_{ay}}{I_{by}}$
 For values of I_{ax}/I_{bx} and I_{ay}/I_{by} read
 I_{ax}/I_{bx} or I_{ay}/I_{by}
 *g can be approximated as 1/2.

$\frac{l_a}{H_c}$	$\frac{l_b}{H_c}$	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
0.00	Fixed	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Free	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
0.10	Fixed	1.00	1.02	1.04	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	1.20
	Free	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60
0.20	Fixed	1.00	1.04	1.08	1.12	1.16	1.20	1.24	1.28	1.32	1.36	1.40
	Free	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68	0.70
0.30	Fixed	1.00	1.08	1.16	1.24	1.32	1.40	1.48	1.56	1.64	1.72	1.80
	Free	0.50	0.54	0.58	0.62	0.66	0.70	0.74	0.78	0.82	0.86	0.90
0.40	Fixed	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
	Free	0.50	0.56	0.62	0.68	0.74	0.80	0.86	0.92	0.98	1.04	1.10
0.50	Fixed	1.00	1.12	1.24	1.36	1.48	1.60	1.72	1.84	1.96	2.08	2.20
	Free	0.50	0.58	0.66	0.74	0.82	0.90	0.98	1.06	1.14	1.22	1.30
0.60	Fixed	1.00	1.14	1.28	1.42	1.56	1.70	1.84	1.98	2.12	2.26	2.40
	Free	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
0.70	Fixed	1.00	1.16	1.32	1.48	1.64	1.80	1.96	2.12	2.28	2.44	2.60
	Free	0.50	0.62	0.74	0.86	0.98	1.10	1.22	1.34	1.46	1.58	1.70
0.80	Fixed	1.00	1.18	1.36	1.54	1.72	1.90	2.08	2.26	2.44	2.62	2.80
	Free	0.50	0.64	0.78	0.92	1.06	1.20	1.34	1.48	1.62	1.76	1.90
0.90	Fixed	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
	Free	0.50	0.66	0.82	0.98	1.14	1.30	1.46	1.62	1.78	1.94	2.10
1.00	Fixed	1.00	1.22	1.44	1.66	1.88	2.10	2.32	2.54	2.76	2.98	3.20
	Free	0.50	0.68	0.86	1.04	1.22	1.40	1.58	1.76	1.94	2.12	2.30
1.10	Fixed	1.00	1.24	1.48	1.72	1.96	2.20	2.44	2.68	2.92	3.16	3.40
	Free	0.50	0.70	0.90	1.10	1.30	1.50	1.70	1.90	2.10	2.30	2.50
1.20	Fixed	1.00	1.26	1.52	1.78	2.04	2.30	2.56	2.82	3.08	3.34	3.60
	Free	0.50	0.72	0.94	1.16	1.38	1.60	1.82	2.04	2.26	2.48	2.70
1.30	Fixed	1.00	1.28	1.56	1.84	2.12	2.40	2.68	2.96	3.24	3.52	3.80
	Free	0.50	0.74	0.98	1.22	1.46	1.70	1.94	2.18	2.42	2.66	2.90
1.40	Fixed	1.00	1.30	1.60	1.90	2.20	2.50	2.80	3.10	3.40	3.70	4.00
	Free	0.50	0.76	1.02	1.28	1.54	1.80	2.06	2.32	2.58	2.84	3.10
1.50	Fixed	1.00	1.32	1.64	1.96	2.28	2.60	2.92	3.24	3.56	3.88	4.20
	Free	0.50	0.78	1.06	1.34	1.62	1.90	2.18	2.46	2.74	3.02	3.30
1.60	Fixed	1.00	1.34	1.68	2.00	2.32	2.64	2.96	3.28	3.60	3.92	4.24
	Free	0.50	0.80	1.10	1.40	1.70	2.00	2.30	2.60	2.90	3.20	3.50
1.70	Fixed	1.00	1.36	1.72	2.04	2.36	2.68	3.00	3.32	3.64	3.96	4.28
	Free	0.50	0.82	1.14	1.46	1.78	2.10	2.42	2.74	3.06	3.38	3.70
1.80	Fixed	1.00	1.38	1.76	2.08	2.40	2.72	3.04	3.36	3.68	4.00	4.32
	Free	0.50	0.84	1.18	1.50	1.82	2.14	2.46	2.78	3.10	3.42	3.74
1.90	Fixed	1.00	1.40	1.80	2.12	2.44	2.76	3.08	3.40	3.72	4.04	4.36
	Free	0.50	0.86	1.22	1.54	1.86	2.18	2.50	2.82	3.14	3.46	3.78
2.00	Fixed	1.00	1.42	1.84	2.16	2.48	2.80	3.12	3.44	3.76	4.08	4.40
	Free	0.50	0.88	1.26	1.58	1.90	2.22	2.54	2.86	3.18	3.50	3.82



پروژه و تمرین

پلان صفحه بعد مربوط به یک ساختمان اداری سه طبقه در شهر تهران می باشد که در محلی با خاک نوع II ساخته شده است. مشخصات طراحی به شرح زیر است.

- ابعاد تیرهای داخلی (سانتیمتر): 40×70
- ابعاد تیرهای کناری (سانتیمتر): 40×60
- ابعاد ستونها (سانتیمتر): 45×45
- ضخامت دیوار برشی (سانتیمتر): 25
- ضخامت فونداسیون (سانتیمتر): 70
- مقاومت 28 روزه بتن (مگا پاسکال): 20
- مقاومت تسلیم فولاد (مگا پاسکال): 300
- بار مرده حاصل از نازک کاری
- و دیوارهای داخلی: $2/5$ (کیلو نیوتن بر متر مربع)
- وزن سطح دیوارهای خارجی
- پیرامون با در نظر گیری بازشوها: $1/5$ (کیلو نیوتن بر متر مربع)
- بار مرده پلکان: $2/5$ (کیلو نیوتن بر متر مربع)
- سر بار زنده پلکان: 5 (کیلو نیوتن بر متر مربع)
- سریار زنده طبقات: $3/5$ (کیلو نیوتن بر متر مربع)
- سر بار زنده پشت بام: $1/5$ (کیلو نیوتن بر متر مربع)
- خواسته پروژه:

۱- تعیین ضخامت دال

۲- آنالیز و طراحی قابها برای بار ثقلی با استفاده از روش EFM

شامل طراحی دال-تیر برای برش و خمش محاسبه لنگرهای نامتعادل در ستونها

۳- کنترل لنگرهای حداقل یک نوار کناری و میانی با روش DDM و یک چشمه با روش ضرایب

۴- محاسبه نیروهای محوری ستونها بر اساس سطح بارگیر (در صورت نیاز با کاهش سربار)

۵- محاسبه پیچش سازگاری در یک تیر لبه و محاسبه آن

۶- محاسبه بارهای زلزله طراحی بر اساس آیین نامه 2800

۷- آنالیز قاب به روش پرتال برای بار جانبی بند 6

۸- طراحی دال-تیر-ستون بند 2 و 4 با اضافه شدن بارهای جانبی

نکته:

- حداقل انجام بند 1-2-3 برای نوار میانی و کناری آکسهای 1 و 2 برای تمرین سری سوم لازم می باشد.
- در صورت کمبود اطلاعات موارد را محاسبه یا فرض نموده و در پروژه ذکر نمایید.

