www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

بهترین و برترین مقالات روز عمران

انجمن های تخصصی مهندسی عمران

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران

Subject : concrete structures 2

Year : 90 Month. 08 Date. 12

ABADANOMRAN

کتاب سازه های بتنی دکتر مستوفی نژاد

طراحی ستونهای کوتاه ← منطبق با فصل 9 کتاب ← اعضای تحت نیروی فشاری ← ستونها

دیوارها ـ پوسته ها

اگر در یک ستون ارتفاع نسبت ارتفاع به کوچکترین بعد مقطع ستون، کوچکتر از 3 باشد آن عضو به نام پایه یا انستال نامیده می شود

اگر نسبت ارتفاع به کوچکترین بعد مقطع ستون، بزرگتر از 3 باشد ستون است

اگر نسبت ابعادی و وضعیت انتهایی و کلی ستون طوری باشد که ستون تحت بارهای نهایی به عمل شکست برسد آن ستون را ستون کوتاه گویند

اگر نسبت ابعادی و وضعیت انتهایی و کلی ستون به گونه ای باشد که با تغییر شکل جانبی ستون لنگر خمشی اضافه ای در ستون ایجاد شود و شکست ستون تحت اثر این لنگر اضافه و نیروی محوری و لنگر خمشی اولیه رخ دهد ستون را بلند یا لاغر گویند

حاصلضرب $(P\times\Delta)$ را به نام لنگر ثانویه می نامند و تاثیرات آن را به نام اثر $P-\Delta$ می گویند

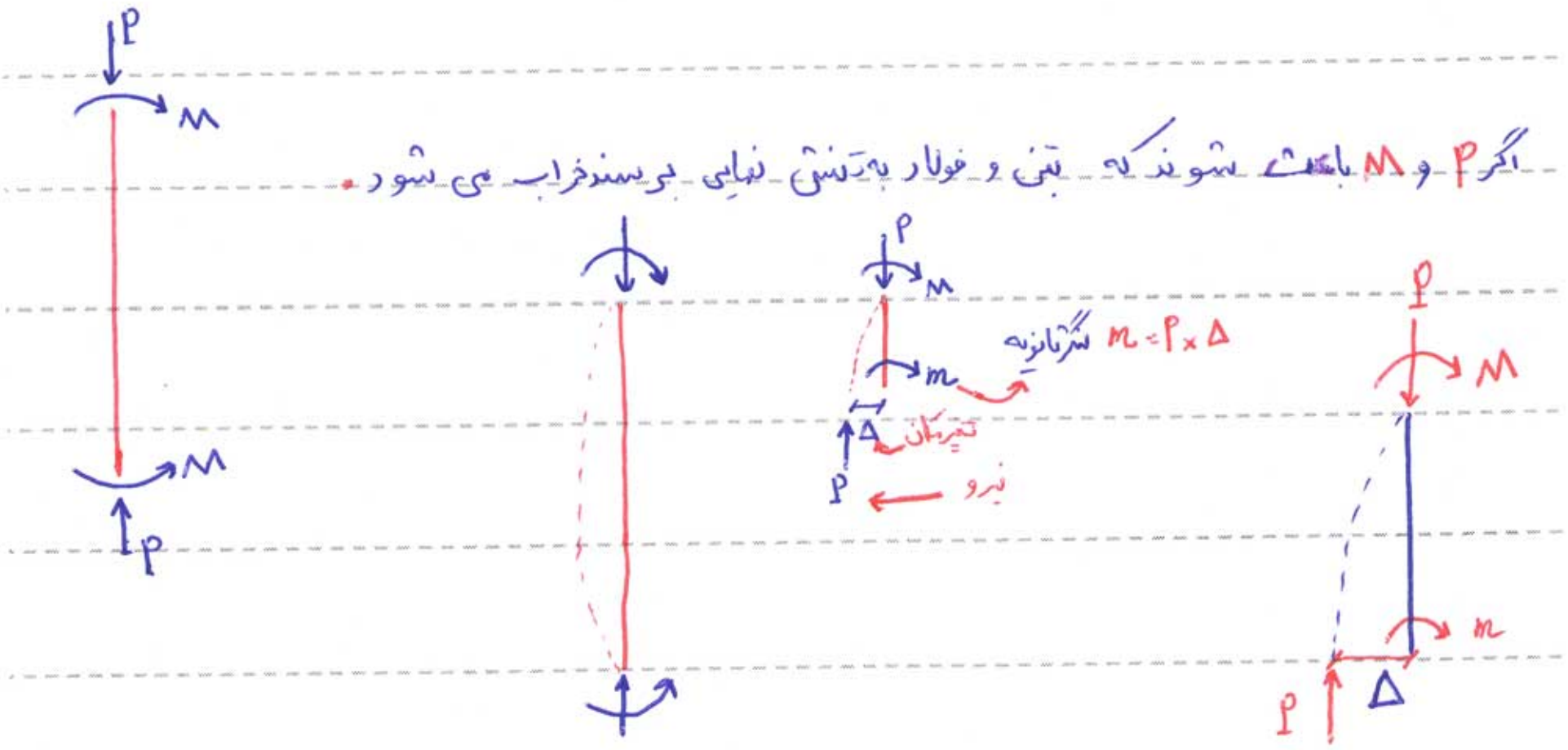
در ستونهایی که اثر $P-\Delta$ بیش از 5 % از مقاومت ستون نکاهد طراحی به صورت ستونهای کوتاه انجام می شود

WWW.ABADANOMRAN.COM

Subject :

Year : 90 Month. 08 Date. 12

ABADANOMRAN



اگر P و M باعث شوند که بتن و فولاد به تنش نهایی برسند خراب می شود.

انواع ستون ؛ ستون بتنی غیر مسلح بدلیل ضعف در کشش ظرفیت خمشی ناچیزی ظاهر داشت

اما اگر ستون بتنی توسط آرماتورهای طولی مسلح باشد ضعف ستون در مقابل کشش جبران می شود و به دو دلیل زیر از آرماتورهای عرضی نیز در ستون استفاده می گردد.

۱- جلوگیری از کمانش فولادهای طولی تحت نشار بالا

۲- جلوگیری از انتشاع جانبی ستون

با این اوصاف ستونهای بتن آرمه به ۳ دسته تقسیم می گردند

۱- ستون بتن آرمه با تنگ بسته در این ستونها فولادهای طولی برای کمک به ظرفیت فشاری بتن و تحمل کشش احتمالی ناشی از لنگر خمشی استفاده می شود و فولادهای عرضی بصورت تنگ بسته در فواصل مناسب استفاده می شود بدلایل ؛

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

الف :- نقش اجرایی دارد :- فولاد های طولی در هنگام بتن ریزی و ارتعاش در جای خود باقی بمانند

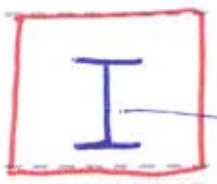
ب :- باکوتاه کردن طول آزاد فولاد های طولی از کمانش آنها جلوگیری می کند

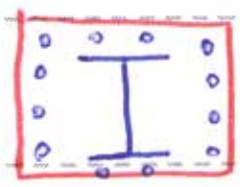
ج :- از انتشار جانبی ستون جلوگیری می کند

د :- اگر احتمالا نیروی برشی زیادی به ستون وارد شود نقش آرماتورهای برشی را اجرا می کند

۲- ستون بتنی آرمه با دو رپیچ حلزونی یا مارپیچ :- این ستونها تمام مضایای ستون با تنگ بستها را دارند به علاوه شکل پذیری بتن هسته را افزایش می دهند این شکل پذیری نیز فعال است به این معنا که این رفتار شکل پذیر تحت فشار بالا و قبل از شکست مثلا تحت بار زلزله بروز می نماید

۳- ستون مرکب :- ستونی است که در آن از عملکرد توام بتن و مقاطع فولادی نورد شده استفاده شده باشد.





ساختمانهای خیلی بلند

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

ضوابط و محدودیت های آرماتورهای ستون بر اساس آبا :

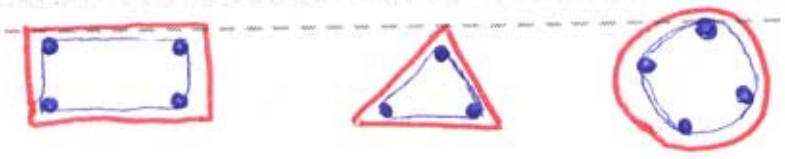
الف : ضوابط فولادهای طولی 1- در ستونها سطح مقطع فولاد طولی نباید کمتر از 0.008 و بیشتر از 0.08 سطح مقطع کل ستون باشد محدودیت حداکثر باید در محل وصله های پوششی میلگردها نیز رعایت شود

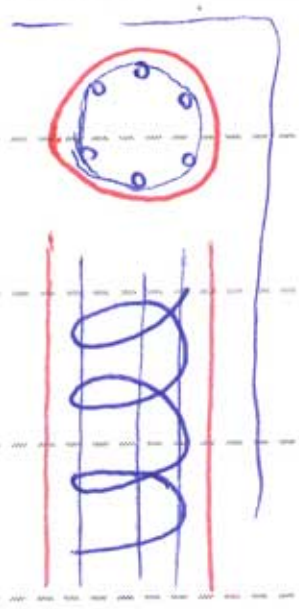
$$0.008 < \frac{A_s}{A_g} = \frac{A_s}{bh} < 0.08$$

تذکر : در صورتی که میلگرد های ستون با فاصله کناری هم در یک مقطع وصله شوند معمولا حداکثر درصد فولاد طولی در 0.04 منظور می شود

اگر ستونها over lab داشته باشند $0.008 < \frac{A_s}{bh} < 0.04$

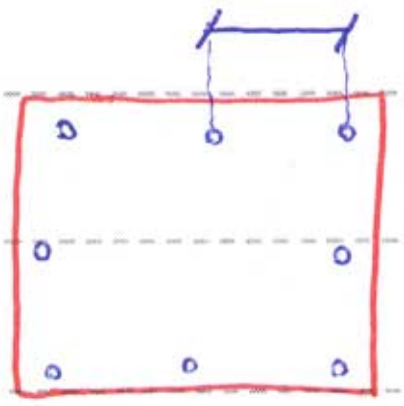
۲- حداقل تعداد میلگرد طولی برای میلگردهای داخل تنگ مستطیلی 4 عدد، برای میلگردهای داخل تنگ مثلثی 3 عدد، برای میلگردهای داخل تنگ مدور 4 عدد و برای میلگردهای داخل مارپیچ 6 عدد تنظیم می شود

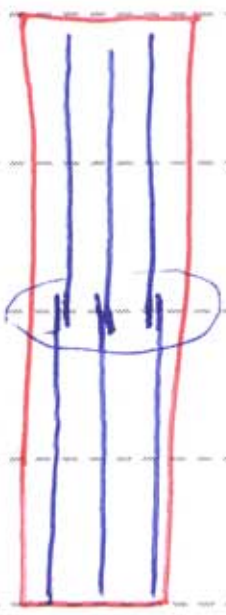




WWW.ABADANOMRAN.COM

۳- در اعضای فشاری با فاصله تهای بسته یا مارپیچ فاصله آزاد هر دو میلگرد طولی نباید از 1.5 برابر قطع بزرگترین میلگرد و از 40 mm کمتر باشد این محدودیت در محل وصله میلگردها نیز باید رعایت شود



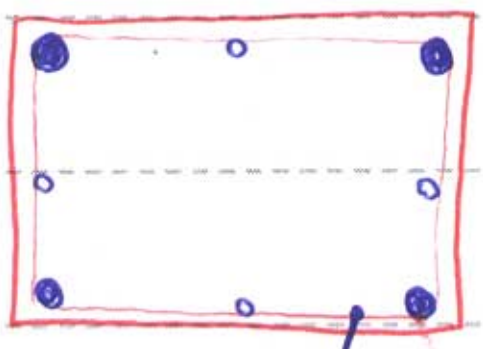


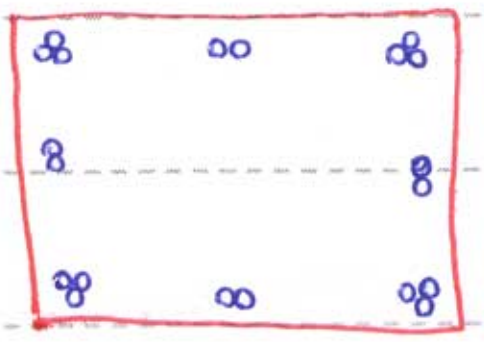
محل های overlap

در این مکانها هم باید رعایت شود

ب :- ضوابط میلگردهای عرضی به شکل خاموت :-

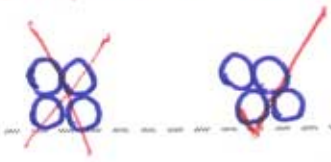
۱- حداقل قطر خاموت برابر $\frac{1}{3}$ قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر 30 mm و 10 mm برای میلگردهای طولی با قطر بیش از 30 mm و گروه میلگردهای در تماس در هر حال نباید از 6 mm کمتر باشد

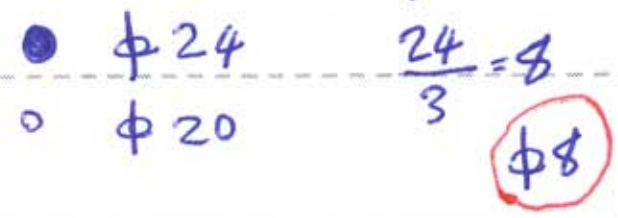




گروه میلگردهای در تماس

قطر باید 4 عدد باشد





$\frac{24}{3} = 8$

$\phi 8$

حداقل خاموت $\rightarrow \phi 10$

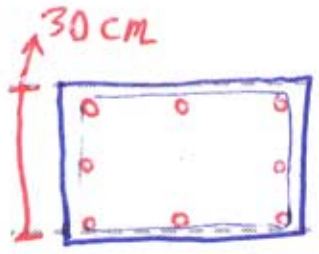
Subject :

Year : 90 Month. 08 Date. 12

ABADANOMRAN

۲- فاصله هردو خاموت متوالی نباید از 12 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی 26 mm برابر قطر میلگرد

خاموت کوچکترین بعد عضو فشاری و 250 mm بیشتر باشد



12×20 = 240 mm
26×8 = 208 mm
= 300 mm
= 250 mm
⇒ کوچکترین بعد در اینجا 208 ✓

۳- نحوه قرارگیری تنگها در ستون باید طبق شرایط زیر باشد :

A- هر فولاد طولی واقع در گوشه مقطع در گوشه یک تنگ با زاویه حداکثر 135° مهار شود

B- سایر فولاد های طولی غیر واقع در گوشه مقطع حداقل بصورت یک در میان در گوشه تنگ با زاویه حداکثر 135° مهار شود

C- فاصله آزاد هر فولاد طولی که در گوشه یک تنگ مهار نشده است از فولاد طولی مجاور که در گوشه یک تنگ مهار شده است بیشتر از 150 mm نباشد

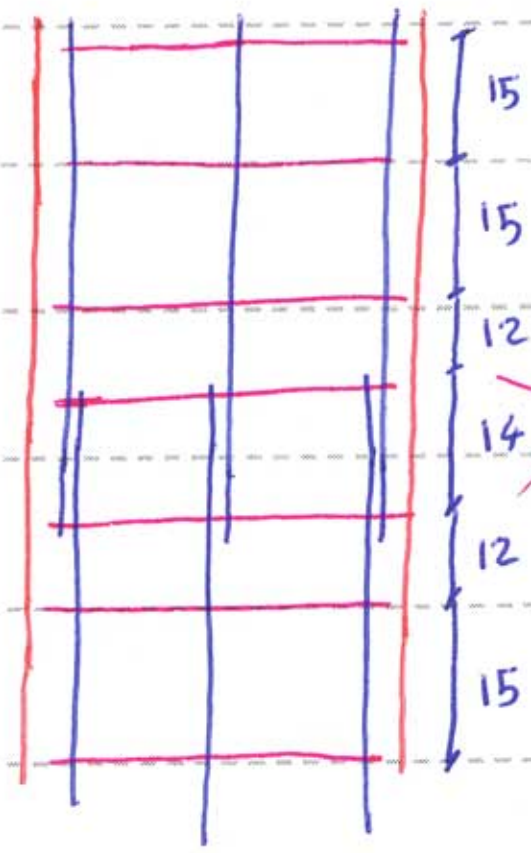
D- اگر فولاد های طولی در محیط یک دایره قرار گرفته باشد می توان از تنگ مدور استفاده کرد در این حالت لازم نیست که هر میلگرد طولی به طور جداگانه در گوشه یک تنگ مهار گردد

E- در مواردی که میلگردهای طولی ستون با قرارگیری در کنار هم وصله می شوند مناسب است که تنگهایی با ضوابط گفته شده در هر انتهای منطقه ی وصله قرار گیرد

WWW.ABADANOMRAN.COM

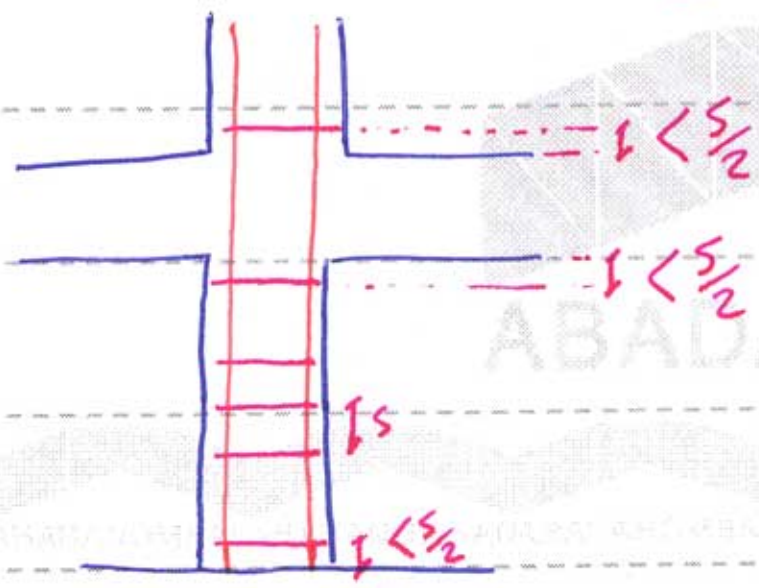
Subject :

Year : 90 Month. 08 Date. 12



مناسب است ⇒

F ـ فاصله قائم تنگها باید بصورتی تنظیم شود که فاصله اولین تنگ قرارگرفته در بالای پی یا بالای دال در هر طبقه با پی یا دال آن طبقه بیش از $\frac{1}{2}$ فاصله سایر تنگها نباشد



G ـ فاصله اولین تنگ زیر هر دال یا هر تیر تا پایین ترین فولاد افقی آن دال یا تیر بیش از $\frac{1}{2}$ فاصله سایر تنگها نباشد

ABADANOMRAN

WWW.ABADANOMRAN.COM

ج - ضوابط میلگردهای حرفی بشکل مارپیچ :

۱- قطر میلگردها یا سیمهای حرفی در مارپیچ نباید از 6 mm کمتر باشد

۲- فاصله آزاد بین میلگردها در هرگام نباید از 25 mm کمتر و از 75 mm بیشتر باشد

همچنین گام مارپیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی داخل مارپیچ بیشتر باشد

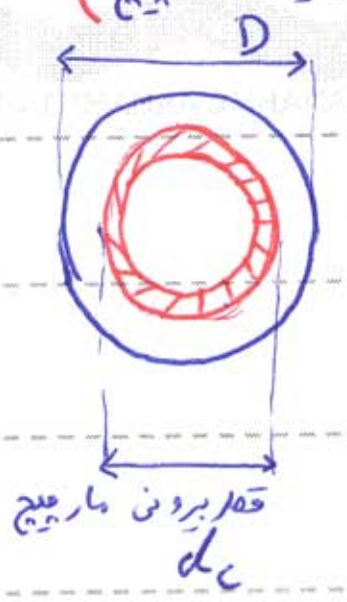
۳- نسبت حجمی فولاد مارپیچ به حجم کل هسته نباید از مقدار زیر کمتر باشد به عبارت دیگر $\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f_c}{f_y}$ باشد

رابطه فوق را می توان به رابطه ساده تر زیر تبدیل کرد :

$$S \leq \frac{4\,A_{sp}\,f_y}{0.45\,d_c\,f_c\left(\frac{D_s^2}{d_c^2}-1\right)}$$

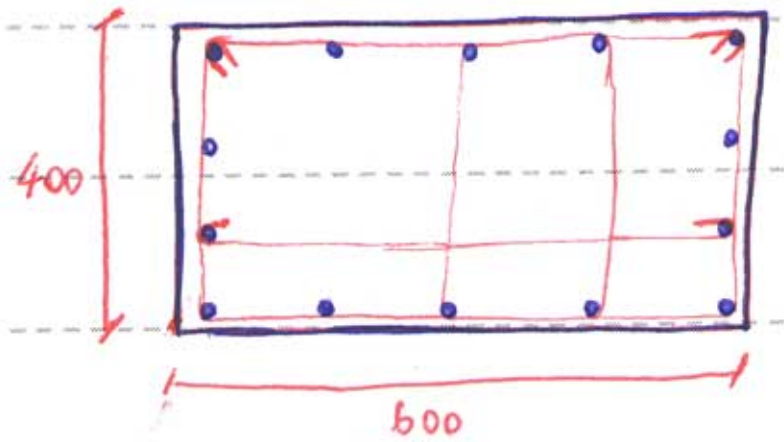
A_g : مساحت کل مقطع A_c : مساحت هسته بتن (براساس قطر بیرونی مارپیچ)

D : قطر سطح مقطع بتن d_c : قطر هسته بتنی



WWW.ABADANOMRAN.COM

مثال : در یک ستون به طول 6 متر واقع در یک قاب ساختمانی با قطع مستطیلی به ابعاد 400×600 از 14 آرماتور ϕ20 به عنوان فولاد طولی استفاده شده ترتیب قرارگیری میلگردهای در شکل نشان داده شده است فولاد عرضی این ستون را طراحی کنید



البته به شکلهای دیگر هم می شود قرار گیرند

$\phi' \geq \frac{\phi}{3} = \frac{20}{3} = 6.7 \Rightarrow$ $\phi'8$ یا $\phi'10$ و فاصله تا = 200 mm ✓

$$S \leq \text{Min}\{12\phi, 26\phi', \min\{b,h\}, 250mm\}$$

$$\text{Min}\{12\times20 \;,\; 26\times8 \;,\; 400 \;,\; 250\} \Rightarrow S \leq 208\ mm$$

240 208

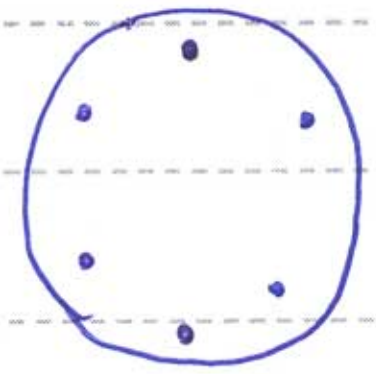
WWW.ABADANOMRAN.COM

Subject :

Year :90 Month. 08 Date. 12

ABADANOMRAN

مثال : در یک ستون با مقطع دایره‌ای و قطر 500 mm با فرض $f_y = 400\ MPa$ و $f_c = 30\ MPa$ فولاد دور پیچ مناسب را طراحی کنید در صورتیکه پوشش بتن 40 mm در نظر گرفته شود



$$d_c = D - 2\times(40) = 500 - 80 = 420\ mm$$

$$s \leq \frac{4\,A_{sp}\,f_y}{0.45\,d_c\,f_c\left(\frac{D^2}{d_c^2}-1\right)}$$

$f_c = 30\ MPa$

$f_y = 400\ MPa$

$$\Rightarrow s \leq \frac{4\times A_{sp}\times 400}{0.45\times 420\times 30\times\left(\frac{500^2}{420^2}-1\right)}$$

با فرض $\phi 6$ برای سهولت اجرا

$$\Rightarrow A_{sp} = \frac{\pi\times 6^2}{4} = 28.27\ mm^2$$

$$\Rightarrow s \leq \frac{4\times 28.27\times 400}{0.45\times 420\times 30\times\left(\frac{500^2}{420^2}-1\right)} \Rightarrow s \leq 19.11\ mm$$

فاصله آزاد گام $\Leftarrow s - \phi = 19.11 - 6 = 13.11 \Leftarrow 13.11 < 25$ نوض خط پور

$\Downarrow$

$\phi 8$ با فرض $\Rightarrow A_{sp} = \frac{\pi 6^2}{4} = 50.27\ mm^2$

$$\Rightarrow s \leq \frac{4\times 50.27\times 400}{0.45\times 420\times 30\times\left(\frac{500^2}{420^2}-1\right)} \Rightarrow s \leq 53\ mm \quad 34\ mm$$

فاصله آزاد گام $\Leftarrow s - \phi = 34 - 8 = 26\ mm \Leftarrow 25 < 26 < 75\ mm$ ✓ نوض درست بود

می توانیم از $\phi 10$ هم استفاده کنیم $A_{sp} = 78.5\ mm^2$

$s = 53\ mm$

$25 < 43 < 75$ ✓ $\Rightarrow$ فاصله‌ها باید 40mm باشد ✓ $s - \phi = 53 - 10 = 43$

WWW.ABADANOMRAN.COM

Subject :

Year :99 Month. 08 Date. 12

ABADANOMRAN

تذکر : گیرداری آرماتور مارپیچ در ابتدا و انتهای ستون با 1.5 دور پیچش اضافه تامین می گردد

ABADANOMRAN

WWW.ABADANOMRAN.COM

Subject : Concrete structures 2

Year : 90 Month. 08 Date. 19

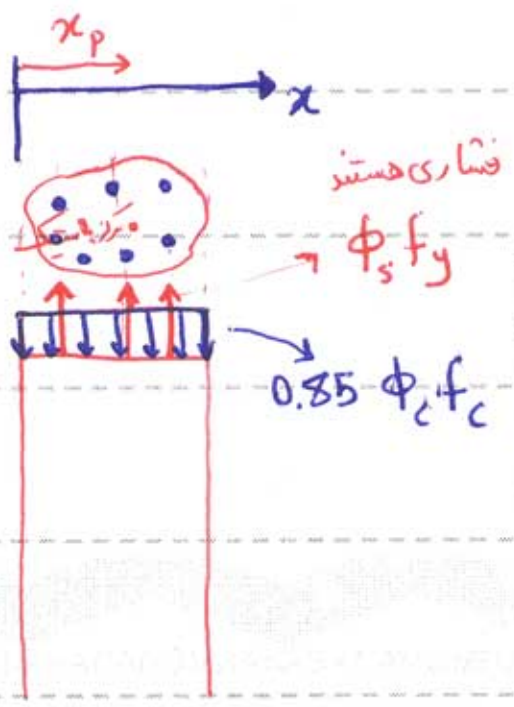
ABADANOMRAN

اعضای فشاری تحت بار محوری خالص : یک عضو فشاری بتن آرمه وقتی تحت بار فشاری خالص قرار دارد که در لحظه نهایی گرنش فشاری در تمام سطح مقطع یکسان باشد

در اعضای فشاری که بتن آرمه نباشند اگر بار محوری بر مرکز سطح مقطع وارد شود آن بار محوری خالص است

اما در اعضای بتن آرمه باری که در مرکز پلاستیک وارد شود بار محوری خالص است گاهی اوقات مرکز پلاستیک و مرکز سطح یکی می شوند

مرکز پلاستیک : محل نقطه ای در مقطع است که اگر نیروی محوری به آن نقطه وارد شود مقطع تحت تغیر شکل یکنواخت قرار می گیرد



$$P_o = 0.85 \phi_c f_c A_c + \phi_s f_y A_{s_1} + \phi_s f_y A_{s_2} + \cdots$$

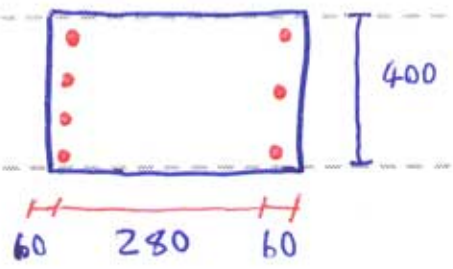
$$P_o \times x_p = 0.85 \phi_c f_c A_c x_c + \phi_s f_y A_{s_1} d_1 + \phi_s f_y A_{s_2} d_2 + \cdots$$

$$\Rightarrow x_p = \frac{(0.85 \phi_c f_c A_c)(x_c) + (\phi_s f_y A_{s_1})(d_1) + (\phi_s f_y A_{s_2})(d_2) + \cdots}{(0.85 \phi_c f_c A_c) + (\phi_s f_y A_{s_1}) + (\phi_s f_y A_{s_2}) + \cdots}$$

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

مثال: مرکز پلاستیک ستون مربعی به ابعاد 400 x 400 mm که در آن از 7 عدد میلگرد $\phi 20$ مطابق شکل استفاده شده است را با وضع $f_c = 25\ MPa$ و $f_y = 300\ MPa$ بدست آورید



$$A_{s_1} = 4 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \Rightarrow A_{s_1} = 1256\ mm^2 \checkmark$$

$$A_{s_2} = 3 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \Rightarrow A_{s_2} = 942\ mm^2 \checkmark$$

$$A_c = 400 \times 400 \Rightarrow A_c = 160000\ mm^2 \checkmark$$

$$d_1 = 60\ mm \qquad x_c = 200\ mm \qquad d_2 = 340\ mm$$

$$x_p = \frac{0.85\,\phi_c f_c A_c x_c + \phi_s f_y A_{s_1} d_1 + \phi_s f_y A_{s_2} d_2}{0.85\,\phi_c f_c A_c + \phi_s f_y A_{s_1} + \phi_s f_y A_{s_2}} \Rightarrow$$

$$x_p = \frac{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 160000 \times 200 + 0.85 \times 300 \times 1256 \times 60 + 0.85 \times 300 \times 942 \times 340}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 160000 + 0.85 \times 300 \times 1256 + 0.85 \times 300 \times 942}$$

$$\Rightarrow x_p = 195.69\ mm \checkmark$$

مقاومت ستون کوتاه تحت بار محوری خالص P_0 مقاومت ستون تحت بار محوری خالص تحت آیین نامه با N_{r_0} برابر با $0.85\,\phi_c f_c (A_g - A_{s_t}) + \phi_s f_y A_{s_t}$ است

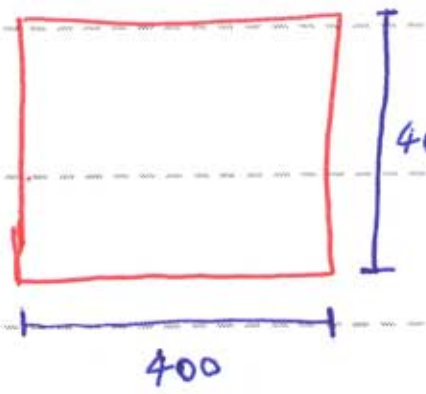
$$N_{r_0} = \underbrace{0.85\,\phi_c f_c (A_g - A_{s_t})}_{A_c} + \phi_s f_y A_{s_t}$$

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

آیین نامه اعلام می دارد که در قطعات تحت اثر فشار محوری، در اکثر بار محوری مقاوم نهایی نباید بزرگتر از 80٪ مقاومت ستون تحت بار محوری خالص در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر $N_{r_{max}} = 0.8 N_{r_0}$ می باشد

مثال: ظرفیت باربری محوری خالص یک ستون محوری به ضلع 400mm که در آن از 8 عدد میگرد $\phi 25$ به عنوان فولاد طولی و با فرض $f_c = 25\ MPa$ و $f_y = 300\ MPa$ را محاسبه کنید



$A_g = 400 \times 400 = 160000$

$A_{st} = 8 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 3927\ mm^2$

$N_{r_0} = 0.85\ \phi_c\ f_c\ (A_g - A_{st}) + \phi_s\ f_y\ A_{st} = 0.85 \times 0.6 \times 25 \times (160000 - 3927)$

$+ 0.85 \times 300 \times 3927 \Rightarrow N_{r_0} = 2991.3\ kN \Rightarrow N_{r_{max}} = 2393\ kN$

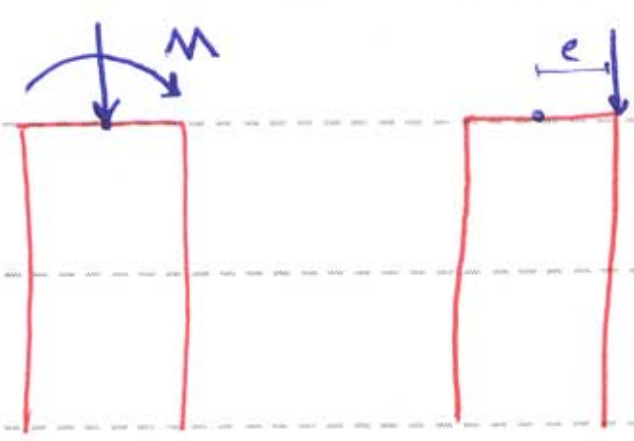
حالتهای شکست ستون بتن آرمه: به دلایل زیر معمولا ستونها تحت بار محوری خالص قرار ندارند و علاوه بر بار محوری تحت اثر یک لنگر خمشی نیز قرار می گیرند

۱- تغییرات بارهای زنده ۲- ایجاد پدیده ناشی از افت و خزش ۳- مسائل اجرایی

۴- اتصالات گیردار در سازه های بتن آرمه و ...

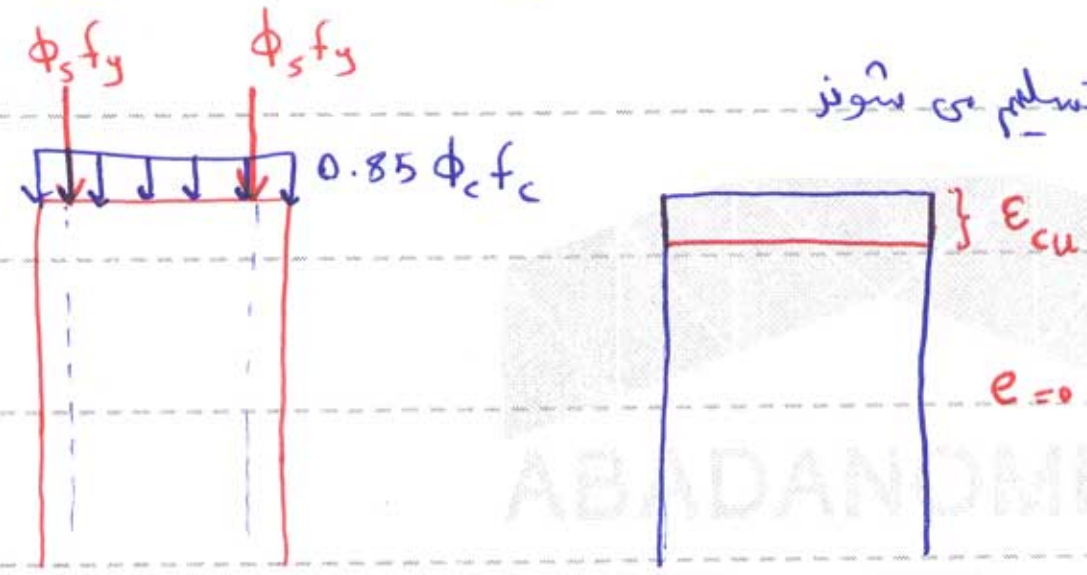
WWW.ABADANOMRAN.COM

اگر یک ستون تحت اثر بار محوری که بر مرکز پلاستیک وارد می‌شود و یک گشتاور خمشی قرار داشته باشد می‌توان بار را با یک خروج از مرکزیت نسبت به محور پلاستیک در نظر گرفت بین خروج از مرکزیت نیروی محوری و لنگر خمشی رابطه زیر برقرار است:

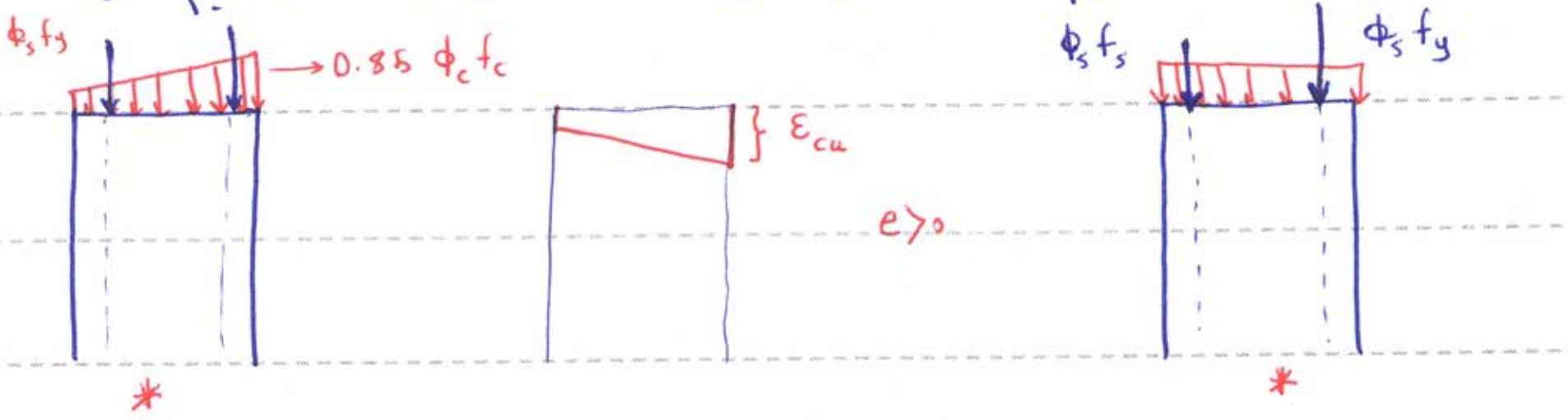


بررسی حالتهای شکست ستون بتن آرمه:

الف: بار محوری خالص به ستون بتن آرمه وارد شود: در این حالت شکست مقطع با خرد شدگی بتن اتفاق می‌افتد و فولادها تسلیم می‌شوند



ب: بار محوری بزرگ و لنگر خمشی کوچک: در این حالت شکست مقطع با خردشدگی بتن اتفاق می‌افتد در یک طرف فولاد تسلیم شده اما در طرف دیگر ممکن است فولاد در فشار تسلیم نشود

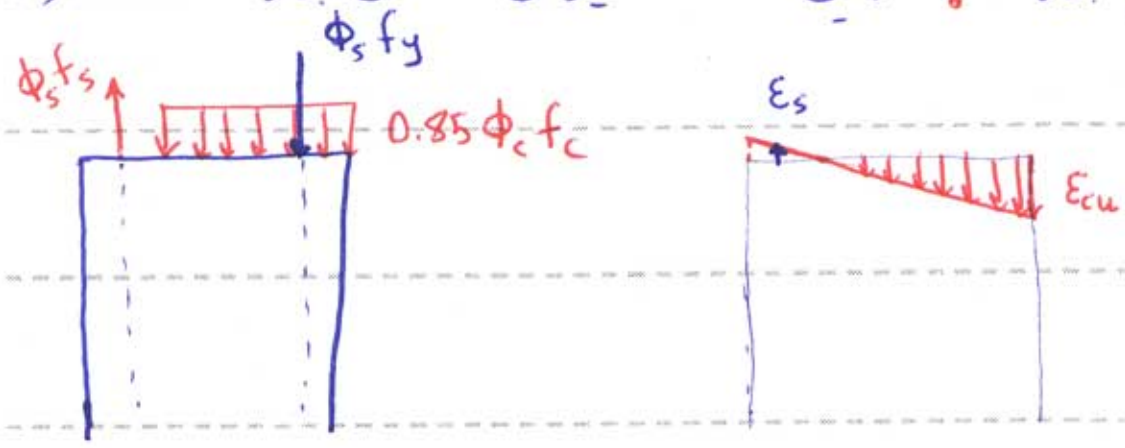


رفتار نوع III

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

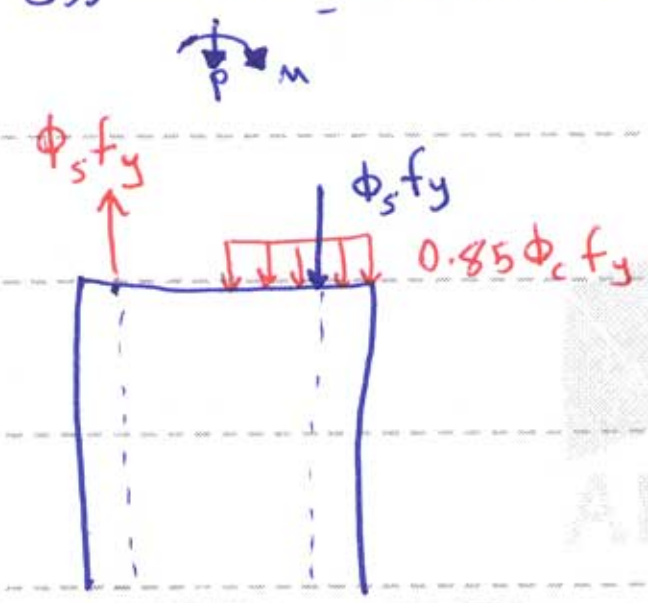
ج : بار محوری بزرگ ، لنگر خمشی هم بزرگ : در این حالت نیروی محوری بزرگ است و گشتاور خمشی هم بزرگ می باشد



رفتار نوع II $\quad e>0$

در این حالت خرد شدن مقطع اتفاق می افتد تنش در فولادهای فشاری در حد تسلیم می باشند ولی فولادهای کششی تسلیم نمی شوند

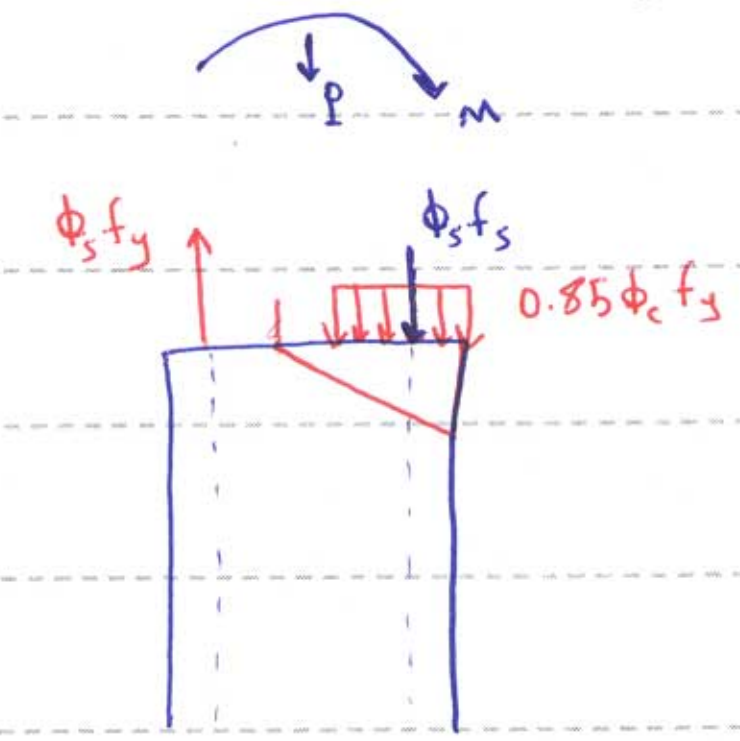
د : بار محوری و لنگر خمشی متناظر با وضعیت متوازن balance : در این حالت همزمان بتن به کرنش نهایی خود و فولادهای کششی نیز به حد تسلیم می رسند حالت متوازن یک حالت مرزی است



$e_4 = e_{balance} > 0$

حالت بالانس

هـ : بار محوری کوچک و لنگر خمشی بزرگ باشد : شکست با تسلیم فولادهای کششی آغاز شده و با خرد شدن بتن در قسمت فشاری تکمیل می گردد



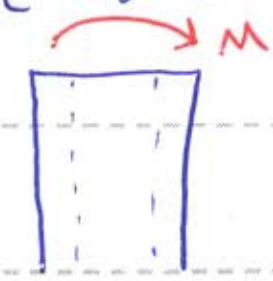
$e_5 > e_{balance} > e_3 > e_2 > 0$

رفتار نوع I

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

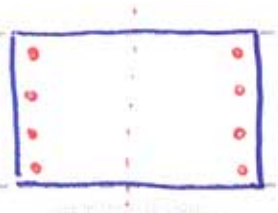
کا : لنگر خمشی بزرگ ، نیروی محوری ناچیز یا مساوی صفر باشد : در این حالت رفتار مقطع کاملا مانند رفتار تیر می باشد



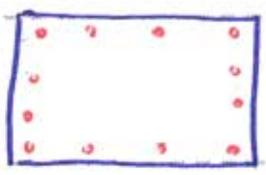
تذکر : در حالتهای الف ، ب ، ج - شکست ستون ، فشاری است و در حالتهای د ، هـ ستون دچار شکست کششی می شود

تذکر : رفتار ستون را در حالتی که $e > e_{balance}$ باشد و شکست ، شکست کششی باشد رفتار ستون را نوع یک می نامند در حالتی که $e < e_{balance}$ باشد دو حالت رخ می دهد اگر فولاد های یک وجه مقطع در کشش کار کند رفتار ستون را نوع 2 و اگر کل مقطع در فشار کار کند رفتار ستون را نوع 3 می نامند

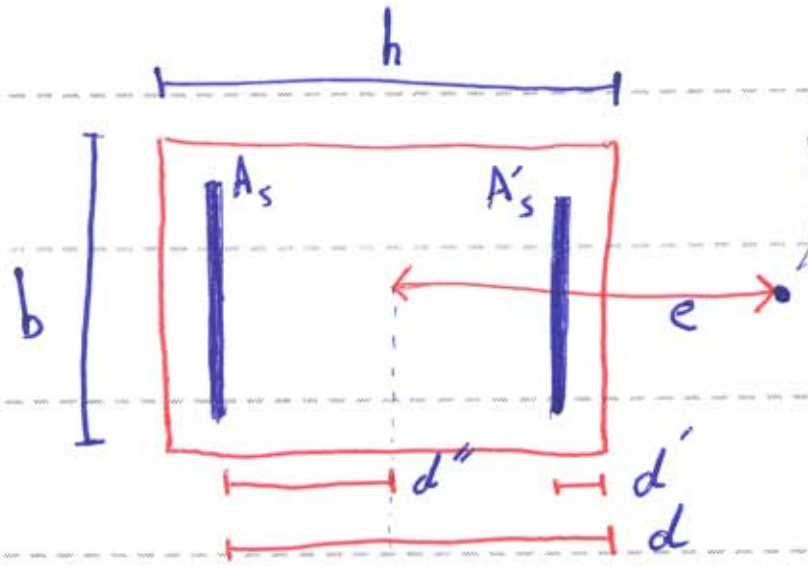
ستون مستطیلی با فولاد گذاری در دو وجه موازی محور



خمش : اگر ستون به طور همزمان نیروی محوری



مقاوم نهایی N_r و لنگر خمشی مقاوم نهایی M_r را تحمل کند متناظر با نیروی مقاوم نهایی N_r خروج از مرکزیت $e = \frac{M_r}{N_r}$ می باشد



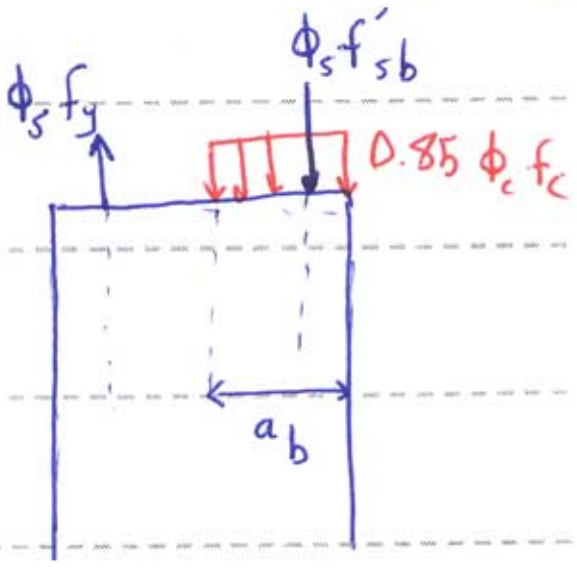
الف : وضعیت متوازن مقطع :

$d'' = d - \frac{h}{2}$

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

بدون اینکه وارد اثبات شویم با استفاده از معادلات هساری خواهیم داشت:



ارتفاع بلوک تنش $a_b = \beta_1 \, d \, \frac{600}{600+f_y}$

تنش در آرماتور هساری $f'_{sb} = 600 - \frac{d'}{d}(600+f_y) \leq f_y$

نیروی محوری متناظر نهایی در حالت بالانس $N_{r_b} = 0.85\,\phi_c f_c (a_b \cdot b - A'_s) + A'_s \phi_s f'_{sb} - A_s \phi_s f_y$

خروج از مرکزیت از آرماتورهای کششی $e'_b = \frac{1}{N_{r_b}} \left[0.85\,\phi_c f_c (a_b \cdot b - A'_s)(d - \frac{a_b}{2}) + A'_s \phi_s f'_{sb} (d - d') \right]$

خروج از مرکزیت از مرکز پلاستیک $e_b = e'_b - d''$

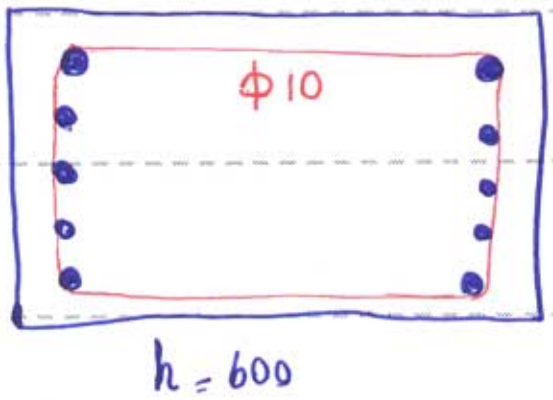
(یا مرکز سطح در صورت تقارن آرماتورها)

ABADANOMRAN

WWW.ABADANOMRAN.COM

مثال : در یک ستون کوتاه با مقطع مستطیلی نشان داده شده در شکل، بار محوری مقاوم نهایی و لنگر خمشی مقاوم نهایی را در وضعیت متوازن و بر اساس آیین نامه بتن ایران بدست آورید $f_c = 30\ MPa$ و $f_y = 400\ MPa$ و پوشش بتن را $40\ mm$ درنظر بگیرید

با توجه به تقارن مرکز سطح و مرکز پلاستیک منطبق هستند



$$d' = \text{cover} + \phi' + \frac{\phi}{2} = 40 + 10 + \frac{30}{2} = 65$$

$$d = h - d' = 600 - 65 = 535\ mm$$

$$d'' = d - \frac{h}{2} = 535 - \frac{600}{2} = 235\ mm$$

$$A_s = A'_s = 5 \times \frac{\pi \times 30^2}{4} = 3534\ mm^2$$

$$a_b = \beta_1\, d\, \frac{600}{600 + f_y} = 0.85 \times 535 \times \frac{600}{600+400}$$

$$\Rightarrow a_b = 272.85\ mm$$

$$f'_{sb} = 600 - \frac{d'}{d}(600 + f_y) = 600 - \frac{65}{535}(600+400)$$

$$\Rightarrow f'_{sb} = 478.5 > f_y$$

$$\Rightarrow f'_{sb} = f_y = 400\ MPa$$

$$N_{r_b} = 0.85\, \phi_c f_c (a_b \cdot b - A'_s) + A'_s \phi_s f'_{sb} - A_s \phi_s f_y$$

$$\Rightarrow N_{r_b} = 0.85 \times 0.6 \times 30 \times (272.85 \times 450 - 3534) + 3534 \times 0.85 \times 400 - 3534 \times 0.85 \times 400$$

$$\Rightarrow N_{r_b} = 1824.5\ kN$$

$$e'_b = \frac{1}{N_{r_b}} \left[0.85\, \phi_c f_c (a_b \cdot b - A'_s)\left(d - \frac{a_b}{2}\right) + A'_s \phi_s f'_{sb} (d - d') \right]$$

$$\Rightarrow e'_b = \frac{1}{1824.5} \left[0.85 \times 0.6 \times 30 (272.85 \times 450 - 3534)\left(535 - \frac{272.85}{2}\right) \right.$$

$$\left. + 3534 \times 0.85 \times 400 (535 - 65) \right] \Rightarrow e'_b = 708.1\ mm$$

ABADANOMRAN

$e_b = e'_b - d'' = 708.1 - 235 = 473.1 \text{ mm}$

$M_{r_b} = N_{r_b} \times e_b = (1824.5 \times 10^3)(473.1) = 863.2 \text{ kN-m}$

$\Rightarrow a_b = 272.85 \text{ mm} \qquad f'_{sb} = 400 \text{ MPa}$

$N_{r_b} = 1824.5 \text{ kN} \qquad e'_b = 708.1 \text{ mm} \qquad M_{r_b} = 863.2 \text{ kN.m}$

ABADANOMRAN

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

ب : باربری ستون در حالت شکست کششی (رفتار نوع یک) :

اگر $e>e_b$ یا $e'>e'_b$ یا $N_r>N_{r_b}$ باشد شکست مقطع از نوع کششی بوده و با تسلیم فولادهای کششی آغاز می شود

اگر فرض کنیم $m=\frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_c}$ و $A_s=A'_s$ و $\rho=\frac{A_s}{bd}$ ثابت می شود که

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

همچنین می توان نشان داد که

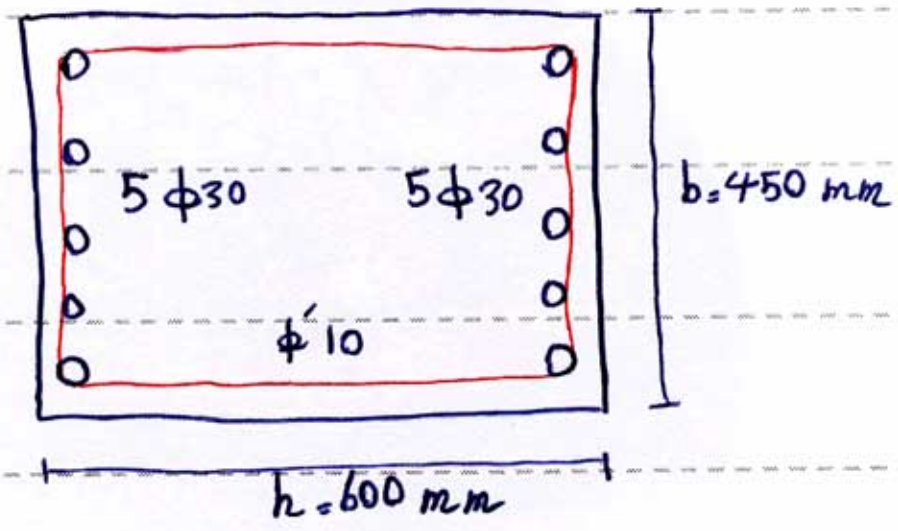
$$M_r=N_r\times e$$

$$a=\frac{N_r}{0.85\phi_c f_c b}$$

$$f'_s=600\left(1-\frac{\beta d'}{a}\right)\leq f_y$$

تذکر : رابطه فوق برای محاسبه ی N_r با فرض جاری شدن آرماتورهای فشاری می باشد و چنانچه آرماتورهای فشاری جاری نشوند رابطه فوق قابل استفاده نمی باشد

مثال : در یک ستون کوتاه با مقطع مستطیل شکل بار مقاوم نهایی و لنگر مقاوم نهایی مقطع را وقتی خروج از مرکزیت بار محوری 500 mm باشد بدست آورید $f_c=30\,mpa$ و $f_y=400\,mpa$ ضخامت پوشش بتنی را 400 mm در نظر بگیرید



WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

$N_r = ?$

$M_r = ?$

$d' = 40 + 10 + \frac{30}{2} = 65\ mm$

$d = h - d' = 600 - 65 = 535\ mm$

$d'' = d - \frac{h}{2} = 535 - \frac{600}{2} = 235\ mm$

$A_s = A'_s = 5 \times \frac{5 \times 30^2}{4} = 3534\ mm$

$a_b = \beta_1 d \frac{600}{600 + f_y} = 0.85 \times 535 \times \frac{600}{600+400} = 272.85\ mm$

$f'_{s_b} = 600 - \frac{d'}{d}(600 + f_y) = 600 - \frac{65}{535}(600+400) = 478.5 > f_y$

$\Rightarrow f'_{s_b} = f_y = 400\ mPa$

$N_{r_b} = 0.85 \phi_c f_c (a_b b - A'_s) + A'_s \phi_s f'_{s_b} - A_s \phi_s f_y$

$N_{r_b} = 0.85 \times 0.6 \times 30 (272.85 \times 450 - 3534) = 1824.5\ kN$

$e'_b = \frac{1}{N_{r_b}} \left[0.85 \phi_c f_c (a_b b - A'_s)(d - \frac{a_b}{2}) + A'_s \phi_s f'_{s_b} (d - d') \right]$

$e'_b = \frac{1}{1824.5 \times 10^3} \times \left[0.85 \times 0.6 \times 30 \times (272.85 \times 450 - 3534)(535 - \frac{272.85}{2}) \right.$

$\left. + 3534 \times 0.85 \times 400 \times (535 - 65) \right] \Rightarrow e'_b = 708.1\ mm$

$e_b = e'_b - d'' = 708.1 - 235 = 473.1\ mm$

$e = 500\ mm > e_b = 473.1\ mm$

WWW.ABADANOMRAN.COM

شکست کششی (رفتار نوع I) ∴ فرض کنیم آرماتورهای فشاری جاری می‌شوند

$e' = e + d'' \Rightarrow 500 + 235 = 735$ $\quad m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30} = 22.2$

$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3534}{450 \times 535} = 0.0147$

$N_r = 0.85 \phi_c f_c bd \left[(1 - \frac{e'}{d}) + \sqrt{(1 - \frac{e'}{d})^2 + 2\rho m (1 - \frac{d'}{d})} \right] = 1733.6 \ kN$ کنترل

کنترل صحت رابطه N_r یا کنترل جاری شدن فولاد فشاری:

$a = \frac{N_r}{0.85 \phi_c f_c b} = \frac{1733.6 \times 10^3}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 450} = 251.8 \ mm$

$f'_s = 600 (1 - \frac{\beta_1 d'}{a}) = 600 (1 - \frac{0.85 \times 65}{251.8}) = 468 \ mPa$

$f'_s = 468 \ mPa > f_y = 400 \ mPa \Rightarrow f'_s = f_y = 400 \ mPa$

یعنی آرماتورهای فشاری جاری شده اند و به عبارت دیگر N_r بدست آمده صحیح می باشد

$N_r = 1733.6 \ kN$ و $M_r = N_r \ e = 1733.6 \times 10^3 \times 500 = 866.8 \ kN-m$

نکته: به علت حجم بالای محاسبات و بی‌ارزش بودن آن در عملیات وارد بحث قسمتی که آرماتور جاری نمی‌شود، نمی‌شویم. همچنین ستون مستطیلی با 4 وجه فولادگزاری و همچنین ستونهای دایره‌ای و فقط چند رابطه جهت سهولت محاسبات داده می‌شود و نکاتی در ارتباط با آنها:

نحوه محاسبه تنشها و نیروها (ستون مستطیلی، فولادگذاری در 4 وجه) اگر مقطع مستطیلی ستون با n ردیف آرماتور در نظر بگیریم در این صورت -۱- تنش در فولاد ردیف i

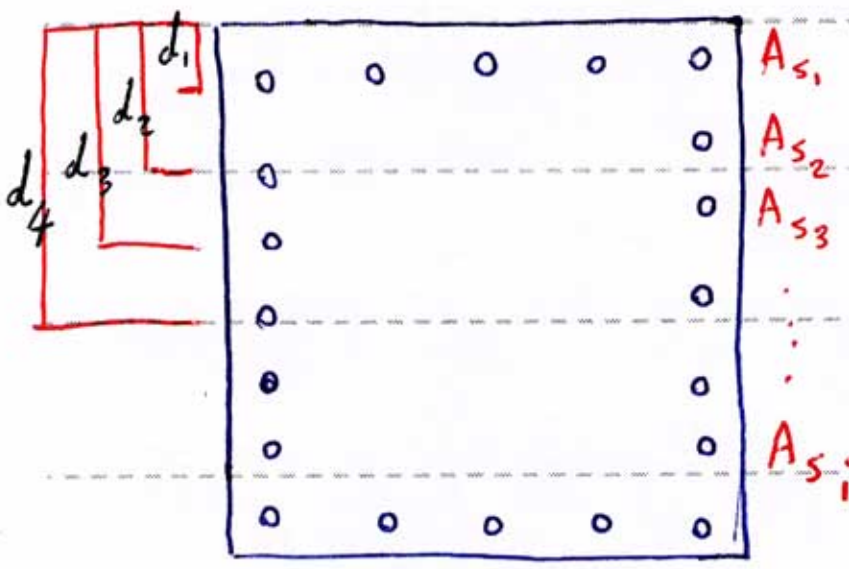
$-f_y \leq f_{s_i} = 600 (1 - \frac{d'}{x}) \leq f_y$

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

تذکر: در رابطه f_{s_i} ، x فاصله محور خنثی تا دورترین تار فشاری می باشد

علامت مثبت تنش به مفهوم تنش فشاری و علامت منفی به معنای تنش کششی



۲- نیروی فشاری یا کششی در فولادها

if $d_i > a = \beta_1 x$ then $F_{s_i} = A_{s_i} \phi_s f_{s_i}$

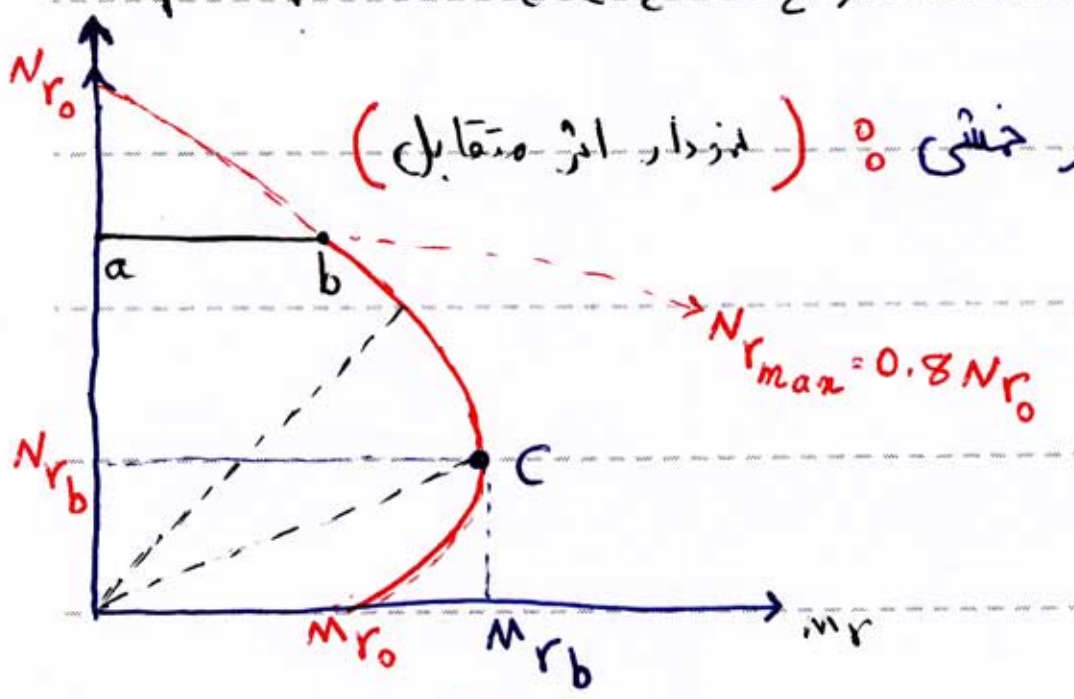
if $d_i < a$ then $F_{s_i} = A_{s_i}(\phi_s f_{s_i} - 0.85 \phi_c f_c)$

۳- نیروی فشاری بتن $C_c = 0.85 \phi_c f_c \times a b$

۴- نیروی مقاوم لنگر نهایی $N_r = C_c + \sum F_{s_i}$

۵- لنگر مقاوم نهایی $M_r = N_r \times e = C_c\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum F_{s_i}\left(\frac{h}{2} - d_i\right)$

نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی (نمودار اثر متقابل)



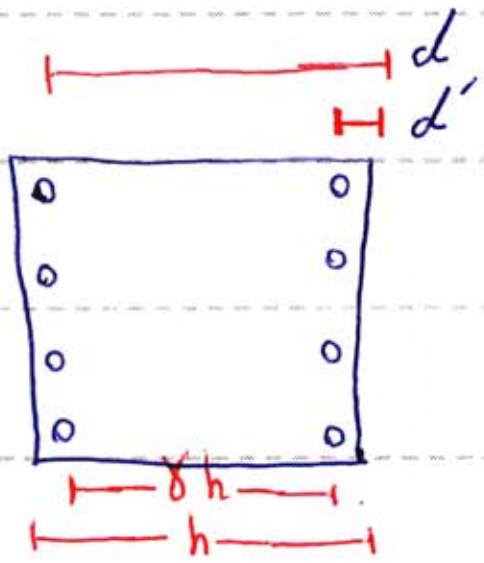
خط نمودار اصلی ——

خط نمودار غیر اصلی - - -

WWW.ABADANOMRAN.COM

- شافه فوقانی نشان دهنده شکست فشاری abc

- شافه تحتانی نشان دهنده شکست کششی cd



طرز بدست آوردن γ نمودارها :

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

* نمودار اثر متقابل در کتاب طاحونی :

محور عمودی : N_r بر روی $\phi_c f_c . bh$ $\frac{N_r}{\phi_c f_c b h}$

محور افقی : $\frac{M_r}{\phi_c f_c b h^2}$

* نمودار اثر متقابل در کتاب مستوفی :

افقی : $\frac{M_r}{A_g . h}$ عمودی : $\frac{N_r}{A_g}$

همانطور که مشاهده شد برای پرهیز از پیچیدگی روابط ایده استفاده از نمودار اثر متقابل ارائه شده است ، در آئین نامه‌ها و کتابهای مختلف نمودارهای متقابل برای انواع ستونها ترسیم شده که می توان از آن استفاده کرد که یکی از مراجع کتاب دکتر مستوفی نژاد است درنمودار های این کتاب محور عمودی $\frac{N_r}{A_g}$ و محور افقی $\frac{M_r}{A_g . h}$ می باشد

۱- خطوط شعاعی که روی منحنی رسم شده‌اند نسبت تنش کششی در نزدیکترین لایه فولاد به وجه کششی مقطع ستون را مشخص می کند $\frac{f_s}{f_y}$

الف - اگر $\frac{f_s}{f_y}$ کوچکتر از صفر باشد ($\frac{f_s}{f_y}=0$ نقاط بالای خط) تمام مقطع در فشار است نوع III

ب - اگر $\frac{f_s}{f_y}$ بین صفر و یک باشد ($\frac{f_s}{f_y}=0$ و $\frac{f_s}{f_y}=1$ نقاط خط بین) آرماتورهای یک وجه در کشش و آرماتورهای وجه دیگر در فشار کار می کند ولی آرماتورهای کششی جاری نمی شوند و مقطع تحت اثر فشار کار می کند

ج - اگر $\frac{f_s}{f_y}$ بزرگتر از یک باشد ($\frac{f_s}{f_y}=1$ نقاط بزرگتر از) در این حالت آرماتورهای کششی جاری می شوند و شکست مقطع کششی است و رفتار نوع I

2 - در هر نمودار منحنی هایی رسم شده که هریک مربوط به یک نسبت معینی از درصد فولاد مقطع که $\rho_t=\frac{A_{st}}{A_g}$ باشد

3 - هرنمودار به ازای مقادیر مشخصی از f_c و γ رسم شده که $\gamma=\frac{d-d'}{h}$

4 - تمامی نمودارها با فرض $f_y=400\ mPa$ ترسیم شده اند در غیر این صورت اگر f_y مخالف $400\ mPa$ باشد پس استفاده از نمودارها مقدار ρ بدست آمده در $\frac{409}{f_y}$ ضرب می‌شود، به عبارت دیگر:

$$f_y=400\ mPa \Longrightarrow \rho_g=\rho_t$$

$$f_y\neq 400\ mPa \Longrightarrow \rho_g=\rho_t\times\frac{400}{f_y}$$

5- اگر مقادیر f_c و λ بر نمودارها منطبق نبودند براساس درونیابی از نمودارهای متوالی استفاده می‌شود

طراحی ستون با استفاده از نمودارهای بی‌بعد:

در طراحی ستون بار محوری نهایی و لنگر خمشی نهایی از تحلیل بدست می‌آیند که ضرائب آیین‌نامه‌ای در آن‌ها تاثیر داده‌شده‌اند f_y و f_c نیز معلوم‌اند و ما باید ابعاد مقطع و آرماتورها را معلوم می‌کنیم، به ترتیب زیر:

1- برای مقطع ابعادی را به صورت تخمینی فرض می‌کنیم (b و h را تخمینی می‌زنیم)

2- مقدار A_g و γ را محاسبه می‌کنیم $A_g = b \times h$ و $\gamma = \frac{d-d'}{h}$

3- مقادیر $\frac{N_r}{A_g}$ و $\frac{M_r}{A_g \times h}$ را محاسبه می‌کنیم (فرض می‌دهیم $N_r = N_u$ ، $M_r = M_u$)

4- با استفاده از نمودار ρ_t را تعیین می‌کنیم و با توجه به f_y و ρ_g را از روی ρ_t بدست می‌آوریم

$$0.008 \leq \rho_g \leq 0.04$$

تذکر: درصورتی ρ_g تعیین‌شده مقدار کوچکی باشد و یا ما بخواهیم مقدار آن را افزایش دهیم بایستی ابعاد مقطع را کوچکتر کنیم و چنانچه ρ_g تعیین‌شده بزرگ باشد یا ما بخواهیم مقدار آن را کاهش دهیم بایستی ابعاد مقطع را کاهش دهیم

پس بهترین حالت وقتی است که ρ_g نزدیک به 0.02 باشد

تذکر: اگر مقطع دایره‌ای با قطر h باشد در این صورت برای گام (1) فقط h را حدس می‌زنیم و در گام (3): $\frac{N_r}{h^2}$ و $\frac{M_r}{h^3}$

مثال : یک ستون مستطیلی با فولاد گزاری در چهار وجه برای بار محوری با ضریب $N_u = 1200\ kN$ و لنگر خمشی با ضریب $M_u = 600\ kN.m$ و $f_c = 35\ MPa$ و $f_y = 400\ MPa$ طراحی کنیم

① $b = 400\ mm$, $h = 600\ mm$ (تخمینی) — Try 400×600

② $A_g = b \times h = 400 \times 600 = 240000\ mm^2$

$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{540 - 60}{600} = 0.8$

برای d' معمولا یک عدد باید خودمان تعیین کنیم پس بهترین عددی که می‌توان حدس زد $60\ mm$ برای یک ردیف میلگرد است

$d' = 60\ mm \Rightarrow d = h - d' = 600 - 60 = 540\ mm$

③ $\frac{N_r}{A_g} = \frac{N_u}{A_g} = \frac{1200 \times 10^3}{24 \times 10^4} = 5\ MPa$ $\quad \frac{M_r}{A_g h} = \frac{M_u}{A_g h} = \frac{600 \times 10^6}{24 \times 10^4 \times 600} = 4.17\ MPa$

④ مقدار ρ_t را باید با استفاده از نمودار بدست آورد پیوست 2 مستوفی نژاد

$\Rightarrow \rho_t = 0.024$

$f_y = 400 \Rightarrow \rho_g = \rho_t = 0.024$

$A_{st} = \rho_g \times b \times h = 0.024 \times 400 \times 600 = 5760\ mm^2$

$\Rightarrow$ USE $10\ \phi 28$

ABADANOMRAN

مثال : برای تحمل بارهای وارد مثال قبل برای یک ستون دایره ای مسلح کنید

① $\Rightarrow h = 600\ mm$

② $\Rightarrow \gamma = \frac{d-d'}{h} = 0.8$

③ $\Rightarrow \frac{N_r}{h^2} = \frac{1200 \times 10^3}{600^2} = 3.33\ MPa$

$\frac{M_r}{h^3} = \frac{600 \times 10^6}{600^3} = 2.78\ MPa$

} استفاده از نمودار های آذرنیات (نمودار صفحه ۴۲۴) $\Rightarrow \rho_t = 0.026$

$\rho_t = 0.026$

$f_y = 400$ $\Rightarrow \rho_g = \rho_t = 0.026$

$A_{st} = \rho_g \times \frac{\pi h^2}{4} = 0.026 \times \frac{\pi \times 600^2}{4} = 7351\ mm^2$

USE 12 ϕ 28

WWW.ABADANOMRAN.COM

Subject : Concrete Structures 2

Year : 90 Month. 09 Date. 03

ABADANOMRAN

فصل ۱۵ کتاب مستوفی نژاد (بررسی لاغری در ستونها) ° ستونها به دو دسته‌ی ستون بدون حرکت جانبی وستون با حرکت جانبی تقسیم بندی می شوند چنانچه دریک قاب بارهای قائم و جانبی توسط اسکلت بتنی تحمل شود آن قاب، قاب خمشی بوده و مهاربندی نشده درنظرگرفته می‌شود تمامی ستونهای این قاب ستون با حرکت جانبی تلقی می گردد چنانچه دریک قاب، بارهای قائم (بار مرده و زنده) توسط اسکلت بتنی (تیرها و ستونها) و بارهای جانبی توسط دیوارهای برشی تحمل شوند، آن قاب مهاربندی شده در نظر گرفته می‌شود و تمامی ستونهای آن قاب بدون حرکت جانبی تلقی می گردد

تذکر° درسازه های بتن آرمه به‌علت یکپارچگی تیرها و ستونها هر چند از دیوار برشی برای مقابله با بارهای جانبی استفاده شود، ولی مقداری ازبارهای جانبی توسط اسکلت بتنی تحمل می گردد زیرا اتصالات درسازه‌های بتن آرمه بصورت مفصل کامل اجرا نمی‌شود

تذکر° یک ستون ممکن است دریک جهت بدون حرکت جانبی باشد و در جهت دیگر باحرکت جانبی باشد ۱

تذکر° تقسیم بندی ستونها به دو دسته ستون با حرکت‌جانبی و ستون بدون حرکت جانبی شامل ستونهای کوتاه نیز می باشد، اما این موضوع در طراحی ستونهای کوتاه تاثیری ندارد برعکس درستونهای لاغر، طراحی ستونهای با حرکت جانبی و ستون بدون حرکت جانبی روند طراحی متفاوتی دارند

تعیین لاغری ستونها ° برای تشخیص اینکه یک ستون کوتاه است یا لاغر، نیازبه محاسبه ضریب لاغری با استفاده از رابطه‌ی $\frac{kl}{r}$ می باشد برای تعیین ضریب طول موثر k مقدار G_A و G_B مربوط به دو انتهای ستون از این روابط محاسبه می‌شود

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

تذکر : در محاسبه G_A و G_B آیین نامه بتن ایران اعلام می دارد درصورتی که مقدار

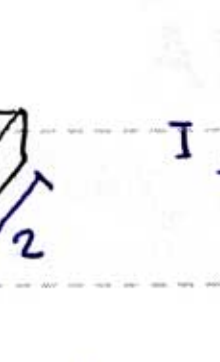
$G_A = \frac{\sum \frac{I}{\ell_c}}{\sum \frac{I}{\ell_b}}$

دقیق ممان اینرسی تیرها و ستونها محاسبه نشده باشند، می توان ممان اینرسی تیرها را

$G_B = \frac{\sum \frac{I}{\ell_c}}{\sum \frac{I}{\ell_b}}$

$0.35\, I_g$ و ممان اینرسی ستونها را $0.7\, I_g$ منظور نمود که I_g ممان

اینرسی مقطع ترک نخورده می باشد



$I_g = \frac{bh^3}{12}$

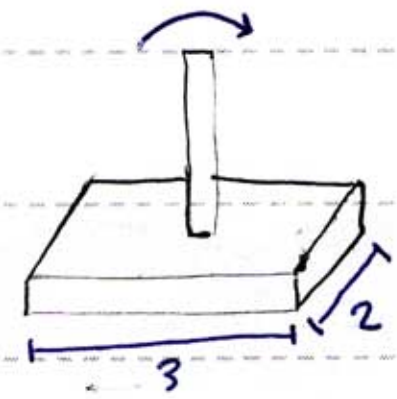
تذکر : اگر یک انتهای ستون کاملا گیردار باشد G مربوط به آن انتها کاملا صفر در نظر گرفته می شود

و اگر یک انتهای ستون مفصل کامل باشد، مقدار G بینهایت درنظر گرفته می شود

تذکر : برای محاسبه G در محل اتصال ستون به پی از رابطه $G = \frac{4E\left(\frac{I}{\ell}\right)_c}{I_f\, k_s}$ استفاده

می شود

در رابطه فوق I_f ممان اینرسی سطح تماس پی با خاک و k_s ضریب فنریت خاک زیر پی می باشد



$I_f = \frac{2 \times 3^3}{12}$

نهایتا پس از تعیین G_A و G_B، ضریب طول موثر k با استفاده از نموگراف مورلند جکسون

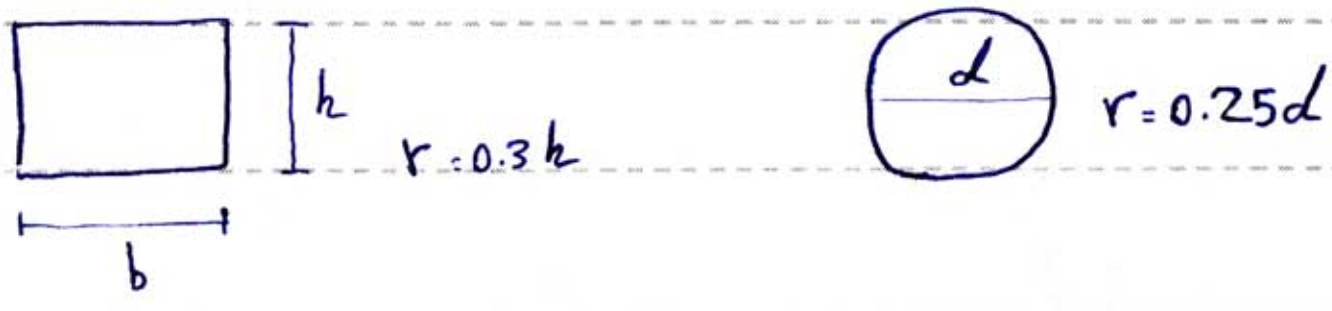
قابل محاسبه می باشد

شعاع ژیراسیون : شعاع ژیراسیون مقطع ترک نخورده ستونها از رابطه $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$

بدست می آید

WWW.ABADANOMRAN.COM

تذکره آبا اعلام می دارد چنانچه شعاع ژیراسیون مقطع ترک خورده بصورت دقیق محاسبه نشود می توان برای مقاطع مستطیلی $r=0.3h$ و برای مقاطع دایره‌ای $r=0.25d$ قطر در نظر گرفت



روش برخورد با ستونهای لاغر: آبا اعلام می کند طراحی قطعات فشاری باید برای نیروهای لنگرهایی که از تحلیل سازه بدست آمده اند انجام گیرد در تحلیل سازه علاوه بر نیروها باید آثار لاغری، آثار تغییرات مکان ایزمی ناشی از ترک‌خوردگی، رفتار غیرخطی مصالح، افت وخزش نیز در نظر قرارگیرد.

تحلیل فوق چنان ساده نیست به همین جهت آیین نامه اعلام می دارد که:

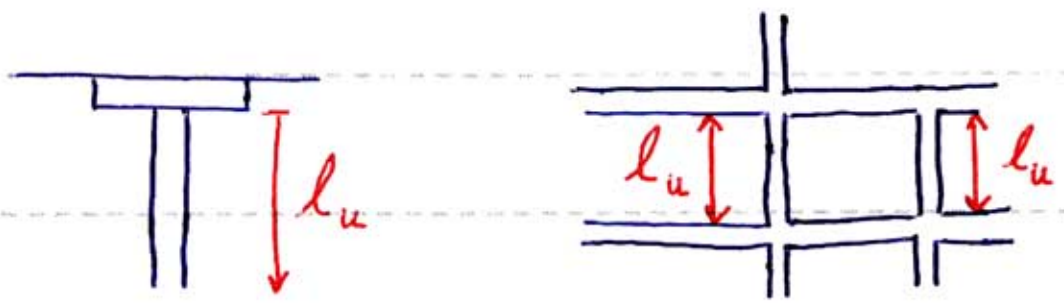
درصورتی که تحلیل فوق انجام نشود باشد، با استفاده از نتایج تحلیل الاستیک، اثرات لاغری را به روش تشدید لنگرهای خمشی می توان منظور نمود

روش تشدید لنگر در ستون طبقات مهارشده (ستون بدون حرکت جانبی): ستونی داریم با بار محوری N_u و لنگرهای M_{1u} و M_{2u} که می خواهیم ستون را طراحی کنیم

۱- ابعادی برای ستون فرض می کنیم

۲- اگر $\frac{k l_u}{r} \geq 34-12\left(\frac{M_{1u}}{M_{2u}}\right)$ باشد می توان از اثر لاغری صرف‌نظرکرد وستون رابه‌صورت یک ستون کوتاه طراحی نمود درغیر این صورت، بایستی اثر لاغری را بترتیب گامهای آتی آغازکرد

تذکره: برای گام 2: l_u طول آزاد ستون می باشد



تذکر: چنانچه در رابطه ی فوق M_{1u} و M_{2u} به ترتیب لنگرهای خمشی نهایی کوچکتر و بزرگتر از دو لنگر انتهایی ستون هستند $(M_{1u} < M_{2u})$

اگر انحنای ستون در یک جهت باشد $\frac{M_{1u}}{M_{2u}} > 0$ و اگر انحنای ستون در دو جهت باشد $\frac{M_{1u}}{M_{2u}} < 0$ می باشد

۳- $e_{min} = 15 + 0.03h\ (mm)$ خروج از مرکزیت حداقل است و بایستی داشته باشیم $\frac{M_{2u}}{N_u} > e_{min}$

در غیر اینصورت قادر می دهیم $M_{2u} = N_u \times e_{min}$

۴- بار بحرانی ستون از رابطه $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_e}{(k l_u)^2}$ بدست می آید در رابطه فوق

EI_e سختی خمشی معادل ستون است که از رابطه $EI_e = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1+\beta_d}$ بدست می آید

تذکر: آیا اعلام می دارد در صورتی که سختی خمشی معادل ستون از رابطه فوق محاسبه نشده باشد، می‌توان آن را از رابطه تقریبی زیر محاسبه نمود $EI_e = 0.25 E_c \times I_g$

۵- C_m ضریبی است که نمودار واقعی لنگر را به نموداری معادل با لنگر یکنواخت تبدیل می کند چنانچه در طول ستون بار جانبی وارد نشود، مقدار C_m برابر یک فرض می شود و چنانچه در طول ستون بار جانبی وارد نشود، C_m از رابطه زیر محاسبه می گردد

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_{1u}}{M_{2u}}\right) \geq 0.4$$

تذکر: دراینجا هم اگر انحنای ستون دریک جهت باشد M_{1u} و M_{2u} مثبت، واگر در دو جهت باشد، منفی می شود.

۶- ضریب تشدید لنگر از رابطه زیر تعیین می شود $\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0.65 N_c}} \geq 1$

۷- لنگر خمشی تشدید یافته از رابطه $M_u = \delta_b \times M_{2u}$ محاسبه می گردد و ستون با نیروی محوری N_u و M_u همانند یک ستون کوتاه طراحی می گردد

مثال: نتایج حاصل از آنالیز الاستیک دریک قاب بتن آرمه مهاربندی شده تحت بار قائم نشان می دهد که ستونی با طول آزاد چهارمتر تحت بار قائم با ضریب 1200 kN و لنگرهای انتهایی با ضریب و انحنای یک طرفه 50 kN.m و 65 kN.m قرارگرفته است. ضریب طول موثر ستون با استفاده از نوگراف برابر 0.85 بدست آمده است اگر $f_c = 35\,MPa$ و $f_y = 420\,MPa$ باشند، ستون را با یک مقطع مربعی مناسب با فولادگذاری در دو وجه موازی محور خنثی طراحی کنید

$N_u = 1200\ kN$

$M_{1u} = 50\ kN.m$

$M_{2u} = 65\ kN.m$

$l_u = 4\ m$

$k = 0.85$

$f_c = 35\,MPa$

$f_y = 420\,MPa$

① Try 300×300

② $r = 0.3h = 0.3 \times 300 = 90\ mm$

$k = 0.85$

$l_u = 4000\ mm$

$\Longrightarrow \frac{k l_u}{r} = \frac{0.85 \times 4000}{90} = 37.8$

$34 - 12\left(\frac{M_{1u}}{M_{2u}}\right) = 34 - 12\left(\frac{50}{65}\right) = 24.8$

$\frac{k l_u}{r} = 37.8 > 24.8$ ستون لاغر

③ $e_{min} = 15 + 0.03h = 15 + 0.03 \times 300 = 24\ mm$

$\frac{M_{2u}}{N_u} = \frac{65\times10^3}{1200} = 54.17\ mm$ $\quad e_{min} = 24 < 54.17 \Rightarrow \checkmark$

④ $EI_e = 0.25 E_c I_g = 0.25 \times 5000\sqrt{f_c} \times \frac{bh^3}{12} = 0.25 \times 5000 \times \sqrt{35} \times \frac{300^4}{12}$

$= 4.992 \times 10^{12}\ N.mm^2$

$N_C = \frac{\pi^2 E I_e}{(k l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 4.992\times10^{12}}{(0.85\times4000)^2} = 4261.8\ kN$

⑤ $C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_{1u}}{M_{2u}}\right) = 0.6 + 0.4\left(\frac{50}{65}\right) = 0.908 > 0.4 \Rightarrow \checkmark$

⑥ $\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0.65 N_C}} = \frac{0.908}{1 - \frac{1200}{4261.8}} = 1.6 > 1 \Rightarrow \checkmark$

⑦ $M_u = \delta_b \times M_{2u} = 1.6 \times 65 = 104\ kN.m$

طراحی ستون

$b = 300\ mm \quad h = 300\ mm$

$N_u = 1200\ kN \quad M_u = 104\ kN.m$

$\frac{Nu}{Ag} = \frac{1200\times10^3}{300\times300} = 13.3\ MPa \checkmark \quad \frac{Mu}{Agh} = \frac{104\times10^6}{300\times300\times300} = 3.85\ MPa \checkmark$

$\gamma = \frac{d-d'}{h} = \frac{h-2d'}{h} = \frac{300-(2\times d')}{300} = \frac{180}{300} = 0.6$ $\quad d' \rightarrow 60$

ABADANOMRAN

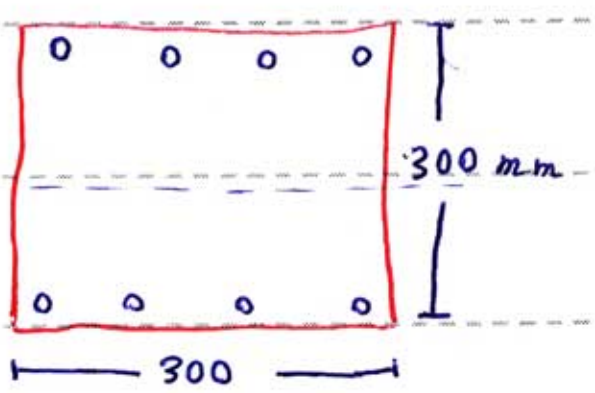
با استفاده از نمودارهای آخر کتاب مستوفی نژاد پیوست دو

$$\Rightarrow \rho_t = 0.029 \Rightarrow \rho_g = \rho_t \times \frac{400}{f_y} = 0.029 \times \frac{400}{420} \Rightarrow \rho_g = 0.0276 \checkmark$$

$$A_{st} = \rho_g \times b \times h = 0.0276 \times 300 \times 300 = 2484\ mm^2$$

$$\phi 20 \Rightarrow a_s = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 314\ mm$$

$$n = \frac{A_{st}}{a_s} = \frac{2484}{314} = 7.9$$



$\Rightarrow$ USE 300 mm × 300 mm and 8 ϕ 20

اگر $0.008 < \rho_g < 0.04 \Leftarrow \rho_g$ باشد، مقطع ما خوب می‌باشد اما بهتر است $0.01 < \rho_g < 0.03$

و حتی بهتر است که $\rho_g \simeq 0.02$ باشد

WWW.ABADANOMRAN.COM

Subject : Concrete Structures 2

Year : 90 Month. 09 Date. 10

ABADANOMRAN

$U = 1.25D + 1.5L$

$U = D + 1.2L \pm 1.2E(W)$

$U = 0.85D \pm 1.2E(W)$

M_b لنگر ناشی از بارهایی است که در ستون تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی کند

M_s لنگر ناشی از بارهایی است که در ستون تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می کند

مثل بار باد و زلزله

مثال : چنانچه لنگر ناشی از بار مرده ، زنده و زلزله بترتیب 10 ، 20 ، 15 تن متر باشد مقادیر M_b ، M_s و M_u را برای انواع ترکیبات بارگذاری بدست آورید

$M_D = 10$ ton.m $\quad M_b = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 10 + 1.5 \times 20 = 42.5$ ton.m

$M_L = 20$ ton.m $\quad M_s = 0$

$M_E = 15$ ton.m $\quad M_u = M_b + M_s = 42.5 + 0 = 42.5$ ton.m

2) $M_b = D + 1.2L = 10 + 1.2 \times 20 = 34$ ton.m $\quad M_s = \pm 1.2E = \pm 18$ $\quad M_s = \begin{cases} 34 + 18 = 52 \\ 34 - 18 = 16 \end{cases}$

3) $M_b = 0.85D = 0.85 \times 10 = 8.5$ ton.m $\quad M_s = \pm 1.2E = \pm 18$ $\quad M_s = \begin{cases} 8.5 + 18 = 26.5 \text{ ton.m} \\ 8.5 - 18 = -9.5 \text{ ton.m} \end{cases}$

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

طراحی ستون لاغر با حرکت جانبی :

هدف طراحی ستونی با طول آزاد l_u که تحت بار محوری N_u و لنگرهای خمشی M_{1b} و M_{1s} در یک انتها و M_{2b} و M_{2s} در انتهای دیگر قرار دارد، می باشد

۱- ابعادی برای ستون حدس می زنیم

2- اگر $\frac{k l_u}{r} \leq 22$ باشد می توان اثر لاغری را صرف‌نظر کرد و ستون را بصورت ستون کوتاه طراحی کرد در غیر اینصورت اثر لاغری را به ترتیب گامهای آتی تاثیر می دهیم

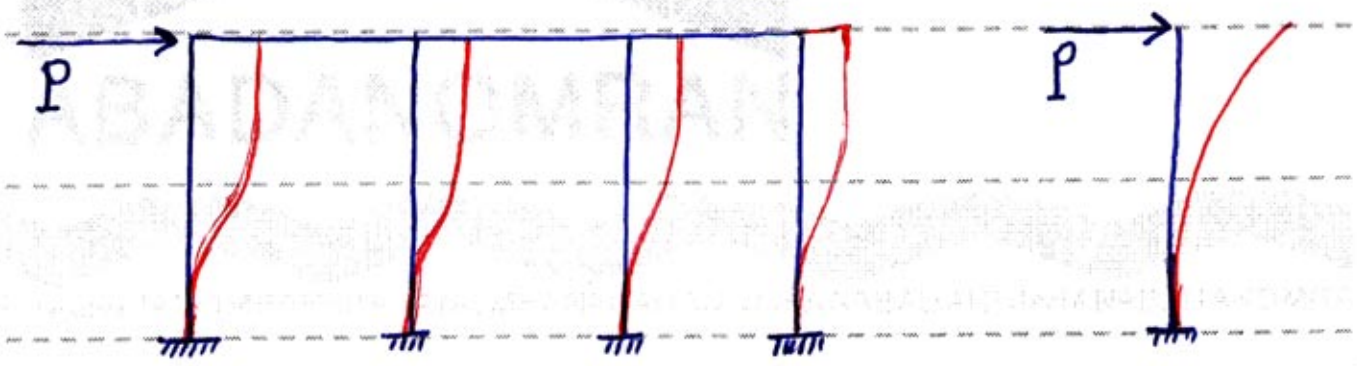
3- $\frac{M_{2s}}{N_u} \geq e_{min}$ خروج از مرکزیت حداقل است و بایستی داشته باشیم $e_{min} = 15 + 0.03h$

در غیر اینصورت قرار می دهیم $M_{2s} = N_u \times e_{min}$ و $M_{1s} = N_u \times e_{min}$

$M_{s_{max}}$ ← $M_{s_{max}}$

4- محاسبه بار بحرانی تمام ستونهای یک طبقه (طبقه مربوط به ستون مورد نظر) با استفاده از رابطه زیر

$$N_c = \frac{\pi^2 E I_e}{(k l_u)^2}$$



EI_e سختی خمشی معادل همانند گام 4 طراحی ستونهای بدون حرکت جانبی محاسبه می گردد

5- مقدار δ_s (ضریب تشدید لنگر مربوط به اثر تغیرمکان جانبی) از رابطه زیر بدست می آید

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{0.65 \sum N_c}} \geq 1$$

مجموع بار قائم بحرانی ستونهای طبقه

مجموع بارهای بحرانی ستونهای طبقه می باشد

ABADANOMRAN

6- مقدار لنگر تشدید یافته (M_u) بصورت زیر تعریف می شود

if $\frac{l_u}{r} \leq \frac{35}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$ then $\begin{cases} M_{1u} = M_{1b} + \delta_s M_{1s} \\ M_{2u} = M_{2b} + \delta_s M_{2s} \end{cases} \Rightarrow M_u = Max\{M_{1u}, M_{2u}\}$

if $\frac{l_u}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$ then $\begin{cases} M_{1u} = \delta_b (M_{1b} + \delta_s M_{1s}) \\ M_{2u} = \delta_b (M_{2b} + \delta_s M_{2s}) \end{cases} \Rightarrow M_u = Max\{M_{1u}, M_{2u}\}$

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) \geq 0.4$ $\qquad \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0.65 N_c}} \geq 1$

7- با استفاده از M_u و N_u ، همچنین نمودارهای اثرمتقابل ستونها، ستون مورد نظر را همانند یک ستون کوتاه طراحی می کنیم

مثال: قاب یک دهنه‌ی یک طبقه‌ی نشان داده شده در شکل تحت تاثیر بارهای قائم مرده و زنده و بار جانبی باد قرارگرفته است. با بررسی ترکیبات بار $1.25D+1.5L$ و $D+1.2L \pm 1.2W$ ستون AB را طراحی کنید اگر $F_c = 30\,MPa$ و $F_y = 400\,MPa$ و نتایج آنالیز پلاستیک قاب تحت ..... به شرح زیر باشد M

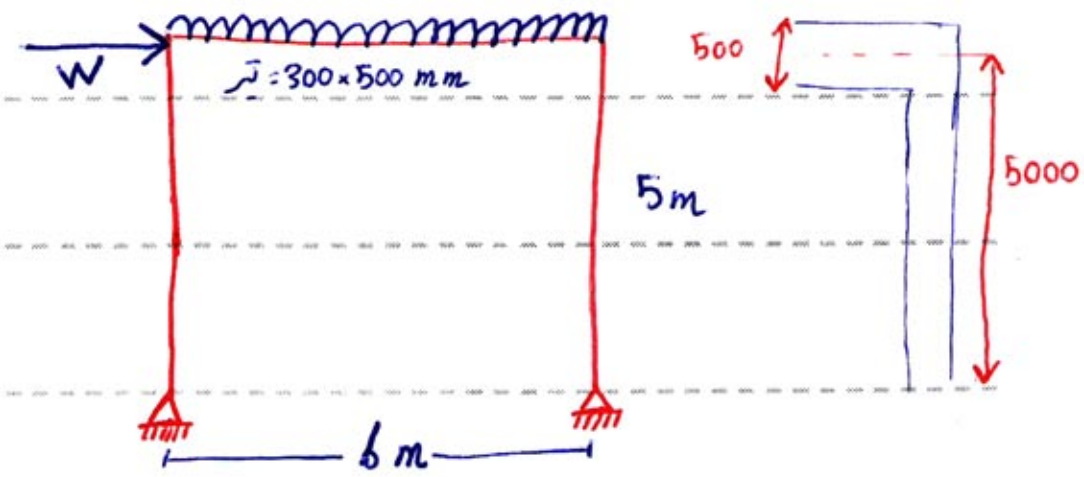
WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

$M_{B_D} = M_{C_D} = 91\ kN.m$

$M_{B_L} = M_{C_L} = 59\ kN.m$

$M_B = M_C = 100\ kN.m$



$N_{AB_D} = N_{CD_D} = 170\ kN$

$N_{AB_L} = N_{CD_L} = 110\ kN$

$N_{AB_W} = -33\ kN$

$N_{CD_W} = +33\ kN$

① $M_b = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 91 + 1.5 \times 59 = 202.25$

$M_s = 0 \Rightarrow M_u = M_b + M_s = 202.25\ kN.m$

$N_{u_{AB}} = 1.25\,N_D + 1.5\,N_L = 1.25 \times 170 + 1.5 \times 110 = 377.5\ kN$

$N_{u_{CD}} = 377.5\ kN$

② $M_b = D + 1.2L = 91 + 1.2 \times 59 = 161.8$

$M_s = 1.2W = 1.2 \times 100 = 120\ kN.m$

$M_u = 161.8 + 120 = 281.8\ kN.m$

$N_{u_{AB}} = N_D + 1.2\,N_L + 1.2\,N_W = 170 + 1.2 \times 110 + 1.2 \times (-33) = 262.4\ kN$

$N_{u_{CD}} = N_D + 1.2\,N_L + 1.2\,N_W = 170 + 1.2 \times 110 + 1.2 \times (+33) = 34.6\ kN$

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

③ $M_b = D + 1.2L = 161.8$ $\quad M_s = -1.2W = -120 \Rightarrow M_u = 161.8 - 120 = 41.8\ kN.m$

$N_{u_{AB}} = N_D + 1.2N_L - 1.2N_W = 170 + 1.2\times110 - 1.2(-33) = 341.6\ kN$

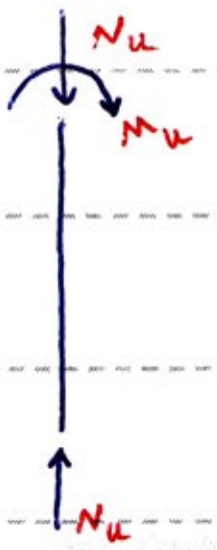
$N_{u_{CD}} = 170 + 1.2\times110 - 1.2(+33) = 262.4\ kN$

① $M_u = 202.25$ $\quad N_u = 377.5$ $\quad N_{u_{CD}} = 377.5$

② $M_u = 281.8$ $\quad N_u = 262.4$ $\quad N_{u_{CD}} = 341.6$

} بالایی دو طراحی می کنیم

③ $M_u = 41.8$ $\quad N_u = 341.6$ $\quad N_{u_{CD}} = 262.4$ برابر نیست پس در طراحی مهم نیست



گام اول ← دوس ابجا $400\times400\ mm$

گام دوم ← محاسبه $\frac{k l_u}{r}$

$L_u = 5000 - \frac{500}{2} = 4750\ mm$

$r = 0.3\,h = 0.3\times400 = 120\ mm$

$G_A = \infty$ $\quad G_B = \frac{\sum \frac{I}{\ell}\ column}{\sum \frac{I}{\ell}\ Beam} = \frac{0.7\times\frac{400\times400^3}{12}/5}{0.35\times\frac{300\times500^3}{12}/6} = 1.64 \Rightarrow k = 2.2$

$I_{column} = 0.7\ I_{general}$

$I_{beam} = 0.35\ I_{general}$

$\frac{k l_u}{r} = \frac{2.2\times4750}{120} = 87 > 22$ اثر لاغری باید منظور گردد

WWW.ABADANOMRAN.COM

ABADANOMRAN

$e_{min} = 15 + 0.03h = 15 + 0.03 \times 400 = 27\ mm$

$\frac{M_s}{N_u} = 0 < e_{min} \Rightarrow M_s = N_u \times e_{min} \Rightarrow M_s = 27 \times 377.5 \times 10^{-3} = 10.2\ kN.m$ ✓

$N_c = \frac{\pi^2 E I_e}{(k l_u)^2} \Rightarrow \frac{\pi^2 \times 1.46 \times 10^{13}}{(2.2 \times 4750)^2} = 1322.76\ kN$ ✓

$EI_e = 0.25 E_c I_g = 0.25 \times 5000 \times \sqrt{30} \times \frac{400 \times 400^3}{12} = 1.46 \times 10^{13}$ ✓

$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{0.65 \sum N_c}} = \frac{1}{1 - \frac{377.5 + 377.5}{0.65(2 \times}} = 1.78 > 1$ ✓

$\frac{l_u}{r} = \frac{4750}{120} = 39.6$

$\Rightarrow 39.6 < 124.8$ ✓

$\frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f_c A_g}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{377.5 \times 10^3}{30 \times 400 \times 400}}} = 124.8$

$\Rightarrow M_{1u} = M_{1b} + \delta M_{1s}$

$M_{2u} = M_{2b} + \delta M_{2s}$

$\Rightarrow M_u = Max\{M_{1u}, M_{2u}\}$

WWW.ABADANOMRAN.COM

گام دوم

$$\frac{N_u}{A_g} = \frac{377.5 \times 10^3}{400 \times 400} = 2.36 \qquad \frac{M_u}{A_g \cdot h} = \frac{220.4 \times 10^6}{400 \times 400 \times 400} = 3.44$$

$$d' = 60\ mm \Rightarrow \gamma = \frac{d-d'}{h} = \frac{h-2d'}{h} = \frac{400-2\times 60}{400} = 0.7$$

$$\boxed{\rho_g = 0.024} \Leftarrow$$ حالا با استفاده از نمودار آرماتور گذاری در 4 وجه

حالا گامها را برای دومین ترکیب انجام می دهیم $\Leftarrow$

گام سوم

$$e_{min} = 15 + 0.03 \times h = 27\ mm$$

$M_u = 281.8$

$N_u = 262.4$

$$\frac{M_s}{N_u} = \frac{120 \times 10^6}{262.4 \times 10^3} = 457\ mm \Rightarrow 457 > 27\ \checkmark$$

گام چهارم

$$N_c = 1322.76\ kN$$

گام پنجم

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{0.65 \sum N_c}} = \frac{1}{1 - \frac{262.4 + 341.6}{0.65(2 \times 1322.76)}} = 1.54 > 1\ \checkmark$$

گام سوم

$$\frac{l_u}{r} = 39.6$$

$$\Rightarrow 39.6 < 149.7 \checkmark$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f_c A_g}}} = 149.7$$

$$M_{1u} = M_{1b} + \delta M_{1s}$$

$$\Rightarrow \quad \Rightarrow M_u = Max\{M_{1u}, M_{2u}\}$$

$$M_{2u} = M_{2b} + \delta M_{2s}$$

گام هفتم

$$\frac{N_u}{Ag} = \frac{262.4 \times 10^3}{400 \times 400} = 1.64 \qquad \frac{M_u}{Ag.h} = \frac{\times 10^6}{400^3} = 5.4$$

با استفاده از نمودار

$d' = 60\,mm \Rightarrow \gamma = 0.7 \Rightarrow$ و آرماتورگذاری 4 وجه $\Rightarrow \rho_g > 0.04$ X

نتیجه می گیریم که بار دوم بحرانی تر است و ابعاد برای مقطع کافی نیست و باید دوباره از اول مقطع را طراحی کنیم (با حالت دوم) بهتر است مقطع را $500 \times 500\,mm$ بگیریم

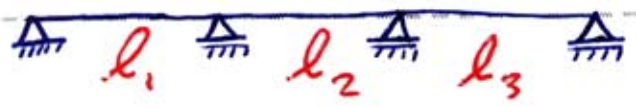
WWW.ABADANOMRAN.COM

روش ضرایب لنگر و برش برای تیرهای سراسری و دالهای یک طرفه

آیین نامه بتن ایران روش ضرایب لنگر و برش را برای تیرهای سراسری و دالهای یک طرفه که دارای شرایط زیر باشند ارائه کرده است

1- تعداد دهانه ها دو یا بیشتر باشد

2- دهانه ها تقریبا مساوی باشند به طوری که طول دهانه بلندتر از دو دهانه مجاور از 1.2 برابر طول دهانه کوتاهتر بیشتر نباشد



$l_1 < l_2 < l_3$

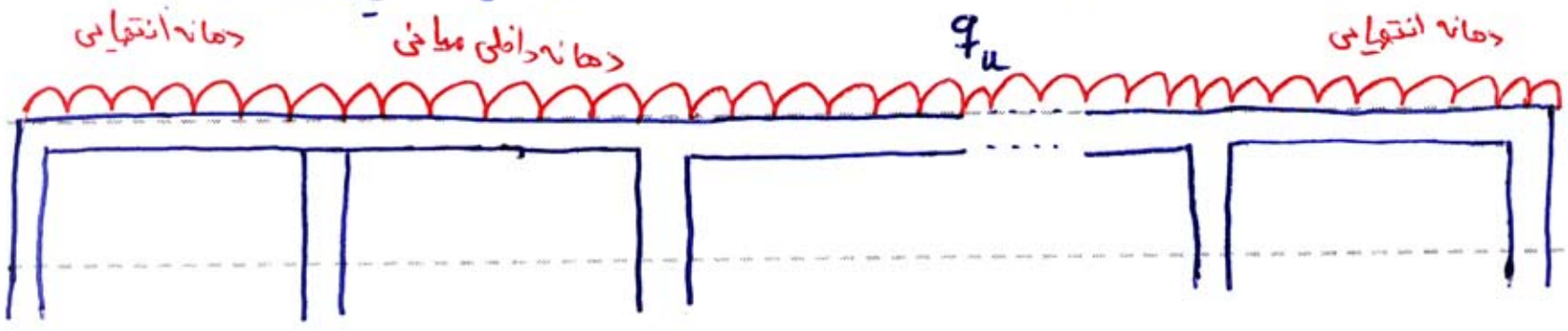
$1.2 \times l_1 \geq l_3$

3- بارها به طور یکنواخت توزیع شده باشند

4- بار زنده نهایی از سه برابر بار مرده نهایی بیشتر نباشد $1.5\,LL \leq 3 \times 1.25\,DL$

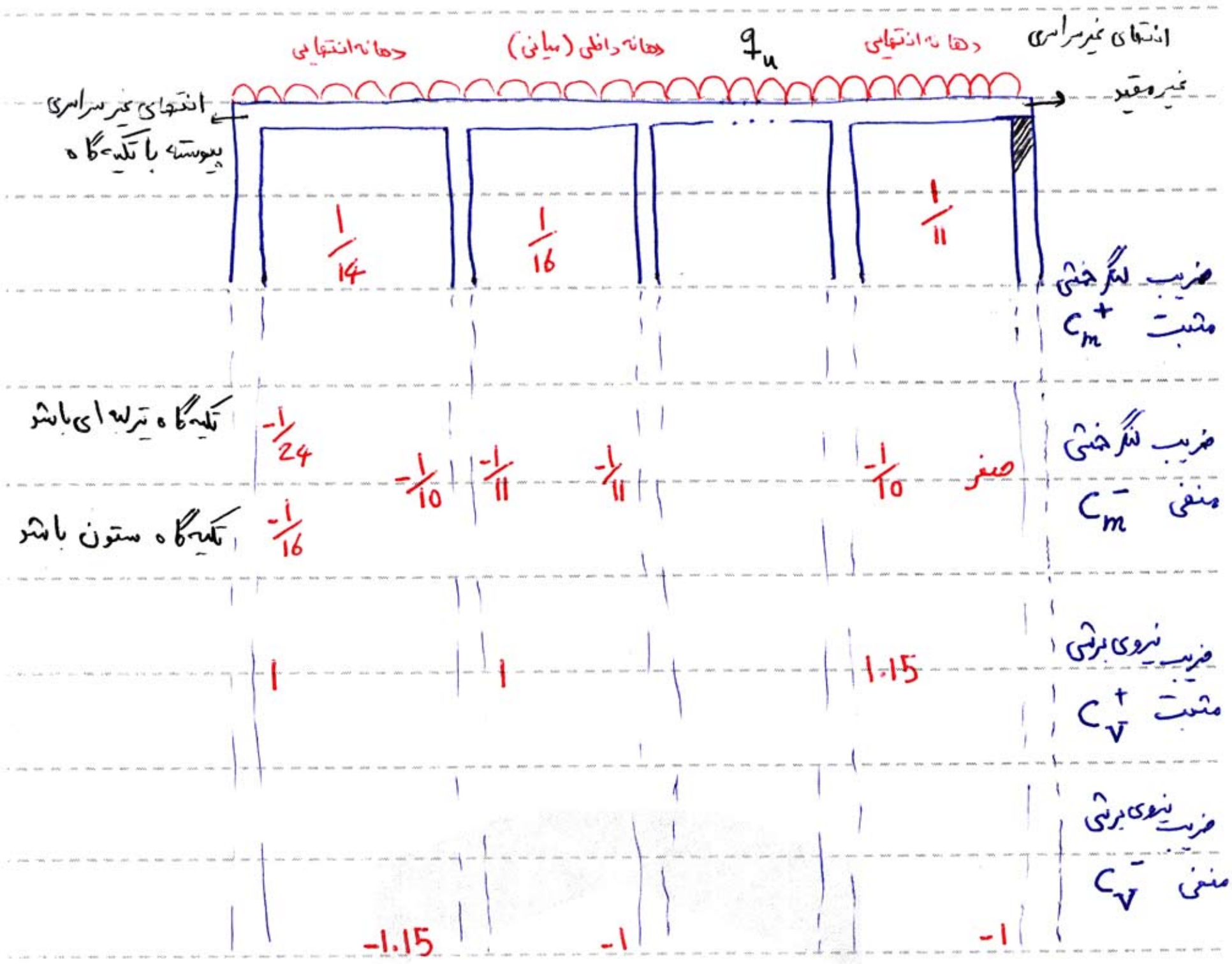
5- اعضا بصورت منشوری باشند (سطح مقطع اعضا ثابت باشد)

در صورت احراز شرایط فوق ضرایب لنگر خمشی و نیروهای برشی که تحت نامساعدترین وضع بارگذاری ایجاد می شوند به طور محافظه کارانه از شکل زیر تعیین می گردد



بقیه در صفحه بعد

ABADANOMRAN



WWW.ABADANOMRAN.COM

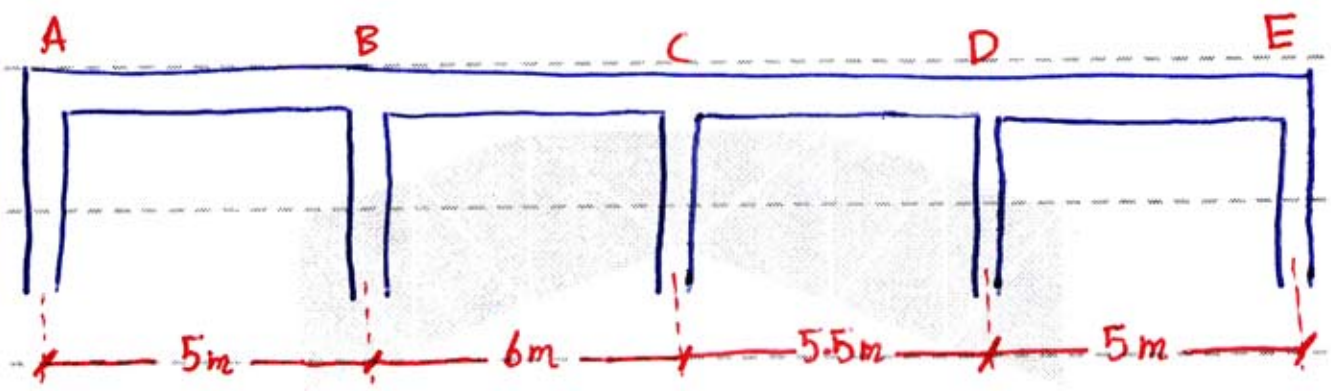
ABADANOMRAN

در صورتی که برای دهانه‌ای مقادیر نیروی برشی و لنگر خمشی مد نظر باشد با استفاده از شکل داده شده ضرایب مناسب انتخاب شده و با فرض اینکه طول دهانه آزاد ℓ_n باشد مقادیر لنگر خمشی ونیروی برشی از روابط زیر محاسبه می گردند

$$M_u = C_m (q_u \ell_n^2)$$

$$V_u = C_V \left(\frac{q_u \ell_n}{2}\right)$$

مثال : تیر سرامری نشان داده شده در یک ساختمان اداری واقع شده است فرض کنید تیر مورد ستونهایی با ابعاد 400×400 قرار گرفته است اگر شدت بار با ضریب گسترده روی تیر برابر با $125 \frac{kn}{m}$ باشد لنگرهای خمشی ونیروهای برشی طراحی تیرهای AB و BC را بدست آورید



شرایط پنج گانه برقرار است $1.2 \times 5 = 6 \geq 6$ ✓

$\ell_{AB} = 4.6\ m$ $\quad AB \Rightarrow C_n =$ لنگر خمشی مثبت $\quad C_m = \frac{1}{14} \Rightarrow M_u^+ = C_m(q\ell_n^2) = \frac{1}{14} \times 125 \times 4.6^2 = 188.93$

$\ell_{BC} = 5.6\ m$ $\quad$ لنگر خمشی منفی $\begin{cases} \text{تکیه‌گاه خارجی} & C_m = -\frac{1}{16} \Rightarrow M_u^+ = -\frac{1}{16} \times 125 \times 4.6^2 = 165.21\ kN.m \\ \text{تکیه‌گاه داخلی} & C_m = -\frac{1}{10} \Rightarrow M_u^- = -\frac{1}{10}(125 \times 4.6^2) = -264.5\ kN.m \end{cases}$

تکیه‌گاه خارجی $\quad C_V^+ \quad C_V = 1 \Rightarrow V_u^+ = 1 \times \left(\frac{125 \times 4.6}{2}\right) = 287.5\ kN$

تکیه‌گاه داخلی $\quad C_V^- \quad C_V = -1.15 \Rightarrow V_u = C_V\left(\frac{q_u \times \ell_n}{2}\right) = -1.15 \times \frac{125 \times 4.6}{2} = 330.62$

WWW.ABADANOMRAN.COM

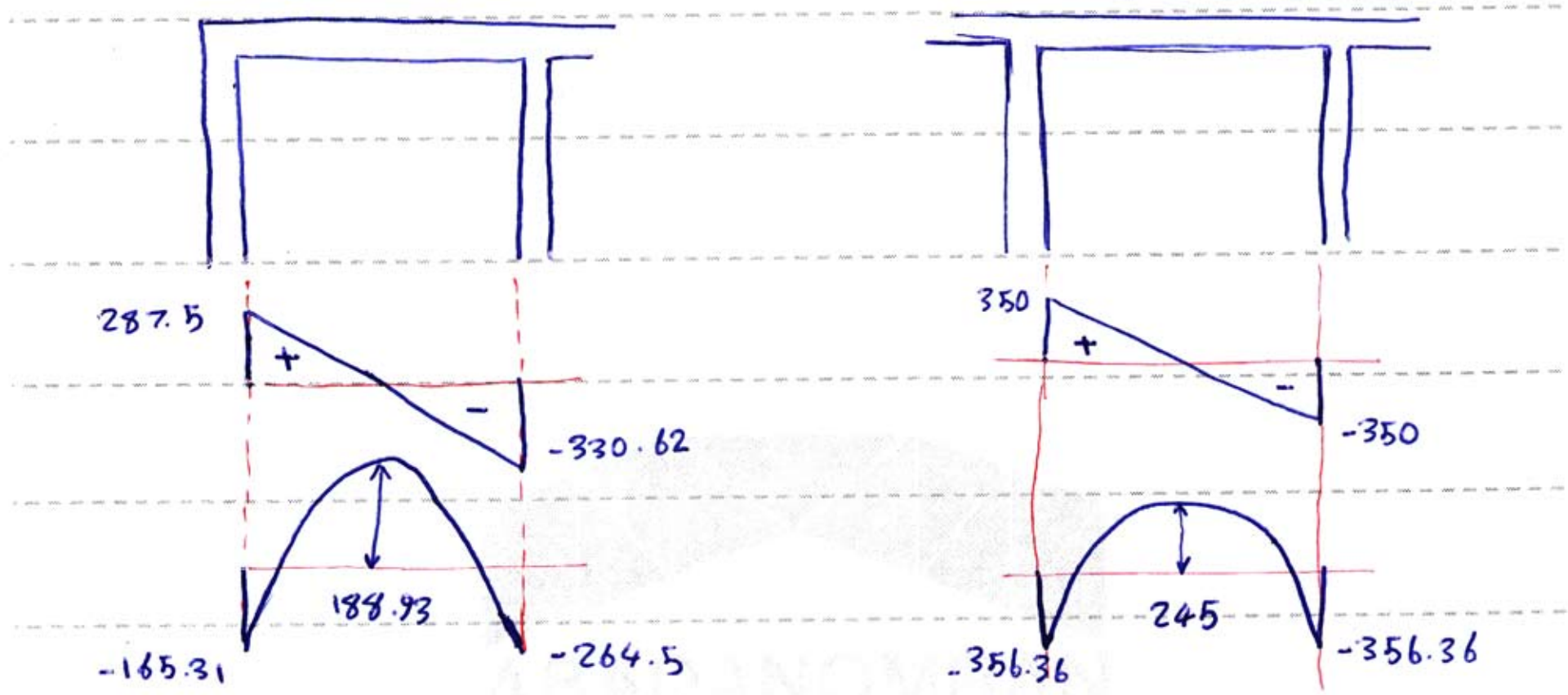
ABADANOMRAN

دهانه BC

لنگر خمشی مثبت (میانه تیر) $C_m = \frac{1}{16} \Rightarrow m_u^+ = C_m(q_u l_n^2) = \frac{1}{16}(125 \times 5.6^2) = 245\ kN.m$

لنگر خمشی منفی (تکیه گاه) $C_m = -\frac{1}{11} \Rightarrow M_u^- = C_m(q_u l_n^2) = \frac{-1}{11}(125 \times 5.6^2) = -356.36\ kN.m$

نیروی برشی مثبت $= -$ (نیروی برشی منفی) $C_V = 1 \Rightarrow V_u^+ = -(V_u^-) = C_V\left(\frac{q_u l_n}{2}\right) = 1 \times \frac{125 \times 5.6}{2} = 350\ kN$



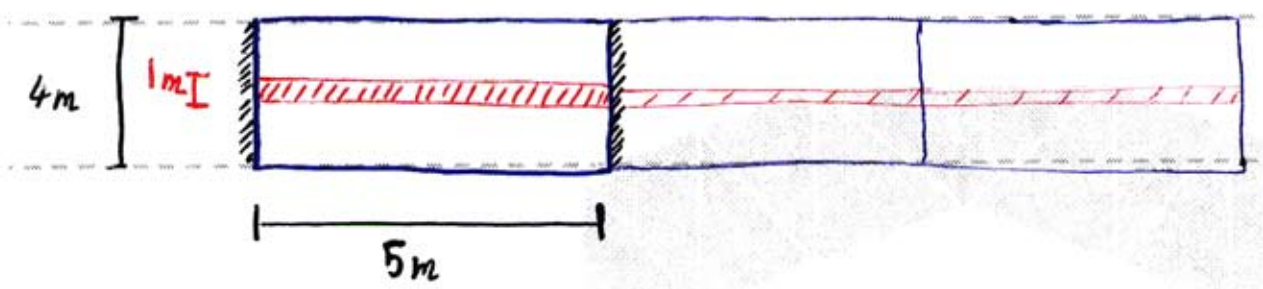
در بتن آرمه دال به یک عضو سازه ای اطلاق می شود که ضخامت آن در مقایسه با دو بعد دیگرش کوچک بوده و برای انتقال بار بام کفهای ساختمانی و پیها به کار می رود اگر عملکرد سازه ای دال بتن آرمه به صورتی باشد که انتقال بار فقط در یک جهت انجام شده و بار به تکیه گاه منتقل شود به آن دال یک طرفه گفته می شود عملکرد یک طرفه دال بتن آرمه در اثر یکی از عوامل زیر می شود

ABADANOMRAN

الف دال فقط در یک راستا تکیه گاه دارد که در این حالت دال در جهت عمود بر تکیه گاه عمل می کند

ب دال در هر دو راستای عمود بر هم تکیه گاه دارد ولی نسبت دهانه بزرگتر دال به دهانه کوچکتر از 2 بزرگتر است در این حالت دال در جهت دهانه کوچک عمل می کند

تحلیل دال یک طرفه : برای تحلیل دالهای یک طرفه عرض واحد دال در نظر گرفته شده و دال به ازای عرض واحد آن مورد تحلیل قرار می گیرد به این ترتیب می توان دال را در صورت داشتن شرایط پنج گانه با استفاده از روش ضرایب آیین نامه ای تحلیل نمود



طراحی دال یک طرفه :

ضوابط آیین نامه ای و روابط طراحی : حداقل پوشش بتنی روی میلگرد در دیوارها و دالها و روی تیرچه ها بسته به شرایط محیطی ملایم - متوسط - شدید - بسیار شدید و فوق العاده شدید برابر است با 20mm 30mm 35mm 50mm 60mm می باشد

تذکر : برای بتن های با $f_c=35$ و $f_c=40$ مگا پاسکال MPa برای همه شرایط محیطی به جز شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید می توان مقادیر پوشش را 5mm و برای بتنهای کمتر از $f_c=35$ می توان به میزان 10 mm کاهش داد

WWW.ABADANOMRAN.COM

2- حداقل ضخامت دال یک طرفه براساس کنترل خیز و برش تعیین می شود می توان ضخامت دال یک طرفه را براساس جدول زیر تعیین نمود

نوع تکیه گاه	دال با تکیه گاه ساده	دال با تکیه گاه پیوسته از یک طرف	دال با تکیه گاه پیوسته از دو طرف	دال کنسولی
حداقل ضخامت دال یک طرفه h_{min}	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$

نکته : مقادیر فوق برای وقتی است که $f_y = 400\,MPa$ آرماتورها باشد برای سایر فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $0.4 + \frac{f_y}{670}$ ضرب شود

تذکر: در صورتی که ضخامتی که برای دال انتخاب می کنیم کمتر از مقادیر جدول باشد بایستی کنترل های زیر صورت گیرد اگر این روابط کنترل برقرار باشند می توان از مقدار انتخاب شده که کمتر از مقادیر جدول است استفاده کرد

$$V_u \leq 0.2\,\phi_c \sqrt{f_c}\; b_w d$$

$$\rho \leq 0.5\,\rho_b$$

3- طراحی فولادهای خمشی همانند طراحی آرماتورهای کششی در تیرها می باشد بنابراین تیری با عرض واحد $1000\,mm$ درنظرگرفته شده و از رابطه زیر آرماتورهای آن محاسبه می شوند

$$\rho = \frac{0.6 f_c}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85\,\phi_c f_c b d^2}}\right]$$

تذکر : تواقل فولاد خمشی برابر میزان تواقل فولاد افت و حرارت می باشد

تذکر : برای جلوگیری از باز شدن ترکهای ناشی از افت بتن و حرارت هیدراسیون سیمان علارقم اینکه در صبت عمود بر انتقال بار نیاز به آرماتور وجود ندارد از تواقل آرماتوری بایستی استفاده شود که به آن آرماتور جمع شدگی و حرارت یا آرماتور افت و حرارت گفته می‌شود (آرماتور حرارتی)

تذکر : میزان آرماتور افت و حرارت نسبت سطح متقطع کل فولاد افت و حرارت به کل سطح مقطع بتن برای دالهای با ضخامت حداکثر 1000 mm به صورت زیر است :

A- برای میلگرد های آجدار با $f_y=200$ یا 300 یا 350 MPa برابر با 0.002

B- برای میلگرد های آجدار با $f_y=400$ و شبکه های جوش شده و صاف یا آجدار برابر 0.0018

C- برای میلگردهای آجدار با $f_y=500$ و بالاتر برابر با 0.0015 است

$\frac{A_s}{bh}=0.002=A$ $\frac{A_s}{bh}=0.0018=B$ $\frac{A_s}{bh}=0.0015=C$

4- حداکثر فاصله‌ی بین میلگردهای خمشی دو برابر ضخامت دال و 350mm می باشد به عبارت دیگر $S_{max}=\min\{2h, 350mm\}$