

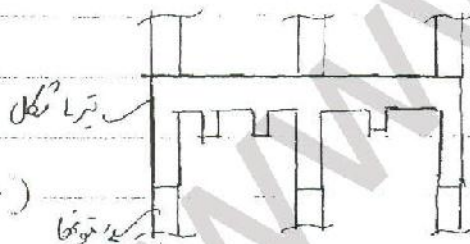
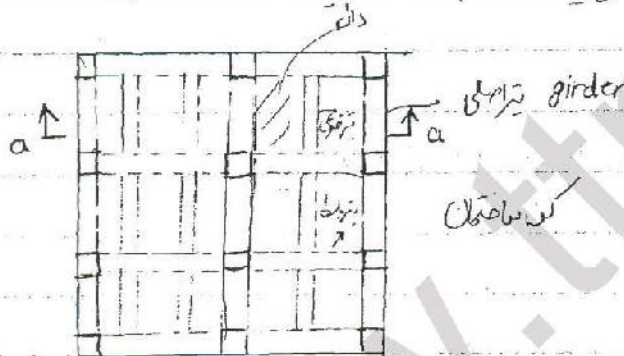
دال ۸

به اعضای کف سقف که دارای پهنای زیادی هستند دال می گویند ؟

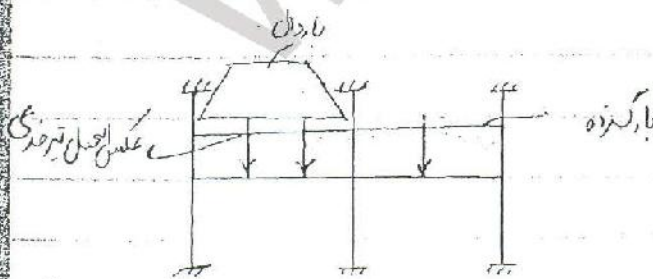
دال ها در دو گونه اند ۸ یک طرفه و دو طرفه

دال یک طرفه ۸ ضلع تیری است که ضلعی بهین است و نیز در افق در یک جهت منتقل می کند و آن یکی آن یک محوری است

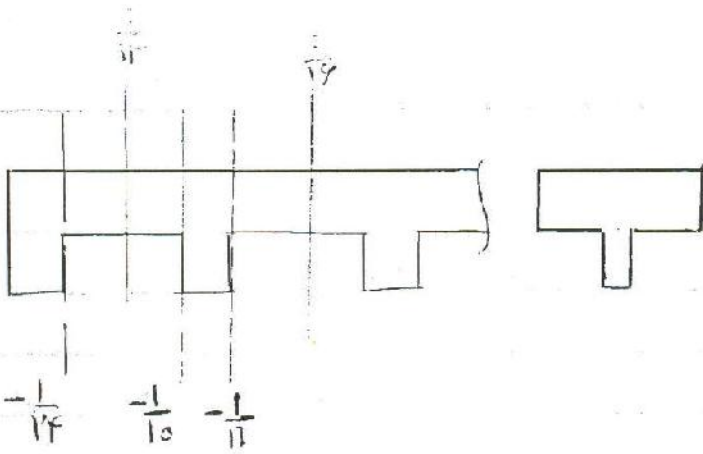
دال دو طرفه ۸ نیز در دو جهت منتقل می کند ضلع یک صاف که به ۴ طرف تکیه دارد ؟ و در دو جهت دارد



تیرهای متوجه تحمل می کند



اگر نسبت طول به عرض در دال بیشتر از ۲ باشد ۸ بار بیشتر در جهت ضلع کوچکتر منتقل می شود حتی اگر به ۴ طرف تکیه دارد با



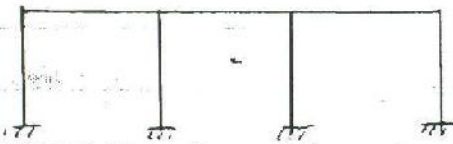
طراحی تیرهای 8

مقاطع تیر T شکل است

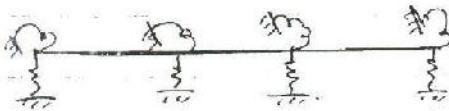
برای تحلیل چند مدل وجود دارد



این مدل مناسب نیست چون سختی خمشی را در نظر نگرفته است.

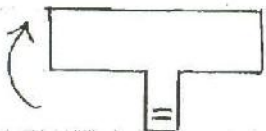


این مدل سختی قائم زیادی دارد باید تحویل شود.



این مدل دقیقتر است چون سختی خمشی و بخشی را در نظر گرفته است.

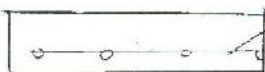
* $M = C \times \omega p l n^2$ این نامها از ضریب استفاده می کنند



گشت

* دال ها 8 نوارک به چوب های یک متر انتخاب کرده و طراحی می کنیم

در دال ها فولاد حصارکی هم می گذارند استاندارد $A_g = 2000 / 1000$ و در سقف عمود بر فولاد سازه ای



فولاد حصارکی

در طراحی دال باید طراحی خمشی در نظر شود

۹٪ \uparrow ضریب

در دال همون فولاد مرئی می گذارند نه دال این اجزای تصحیح می دهند یعنی دال برتر باشد تا فولاد مرئی نگذارند

در کنترل مرشدال دال $V_c \leq V_f$ است اما در حضور پیرها باید $V_c \leq V_f$ باشد

مقاومت برشی دال ها مابلی توهم است و از تیرم راتر است در هم زمان معنی دال مبتدا است از تیرها در نتیجه مقاومت آن

ال تری رود

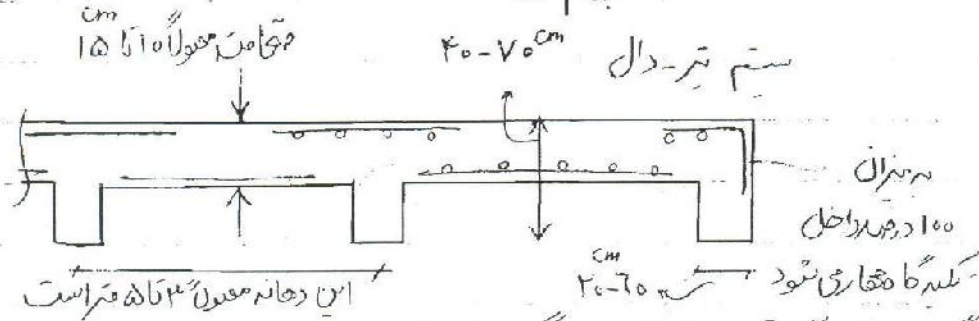
* باز توزیع لنگر

آیین نامه به ما اجازه باز توزیع می دهد یعنی لنگر متقی را تا ۲۰ درصد کم یا زیاد کنیم به خاطر رفتار غیر ارجحی

اعضای تنبی مسلح و این کار برای optimize کردن طراحی مفید است

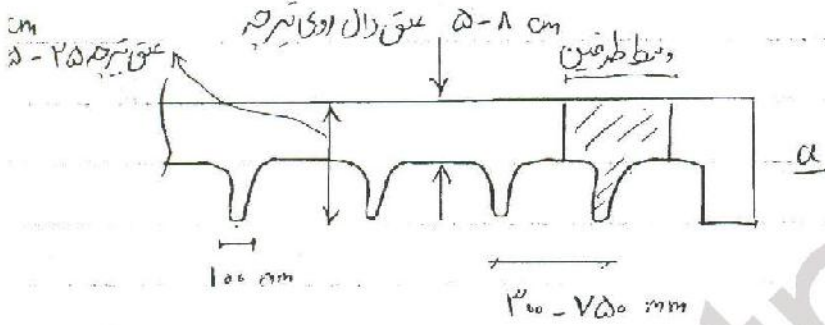
چون تیر را تنگ خورده طراحی می کنیم چه عرض های کوچک یا بزرگ، تخریب نمی شوند

به نام خدا



تیرچه ۹

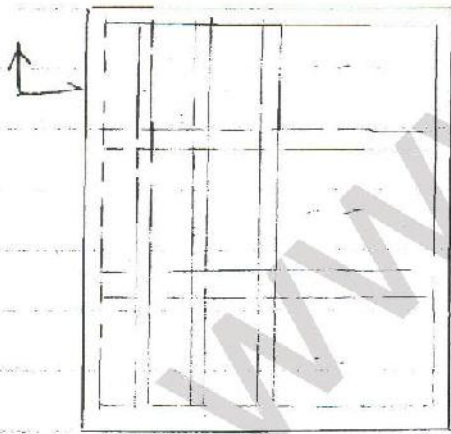
درال‌ها باید هسلند در ضارقی هم نداشت داخل لایه هسلند سازه ای در اسکاال تویر متصلی است



تیرچه ۹ Joist

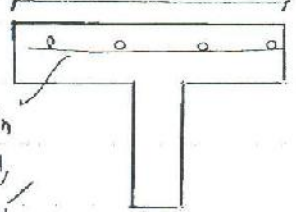
ستم دندان برای

ستم تیرچه به هم تیرچه است



ستم تیرچه را معمولاً در جهت کوتاه می گذارند چون در جهت کوتاه ننگر یا میخ در دهانه متناوب است دهانه هایی که با تیرچه می توان بودمانند از ۲ الی ۳ متر تا ۸ متر است

برای طراحی تیرچه به صورت یک تقاطع T شکل در تیرچه می گیریم از وسط دهانه ها در تیرچه می گیریم و ربط تا محیط



تیرچه را به صورت یک تیر یکسره در تیرچه می گیریم ؛ یک تیر ۳ دهانه با یک دهانه

موضعی یا ضراب آسین نامه

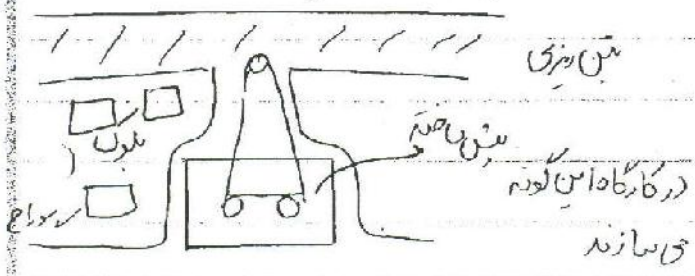
min فولاد
رانایه دهانه
درز

سیم تیر - دال از نظر سازه ای بهترین سیم کوف است. مقاومت و نامعنی بالا، محکم و خنک

ارتقا نجات بالایی دارد. مباحثات های هم را با این سیم اجباری کند

اما نکته ضعف آن این است که هزینه قالب بندی بالایی دارد

مزیت سیم تیر که در قالب بندی است چون می توان به صورت پیش ساخته تهیه کرد



ابتدا تیرهای اصلی را می ریزند بعد تیرچه ها را مبنی ساخته بقی هم می جسته و یک کد را آنجا بلوک می گذارند

مزیت دیگر تیرچه سبک شدن ساختمان است. مزیت دیگر آن عایق حرارتی مناسب است

هنگام های نگهداری را وسط ببال قدری دهند چون ساختمان بال کم است و باید پوشش کافی فراهم شود

از نظر رزله ساختمان های تیرچه ای رفتار تری از طاق ضربی دارند

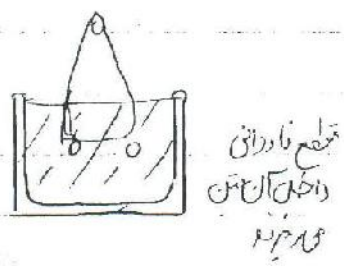
در صورت اتصال تیرچه به تیر مسلک در های با این دال باید ادامه یابد



در ایران تیرچه ها را به صورت یک مقطع مستطیلی طراحی می کنند

در محل اتصالات باید در حالت خمشی امکان اتصال مبنی فراهم شود

در موقع تیر زدن بر راد جهت کوتاه می ریزند تا انجا کم شود



طراحی دال های دو طرفه ۸

دال دو طرفه ۸ دالی است که با ردا در دو جهت مشغول می کند و احتیای دال دو طرفه است

احتیای دال بنا بر جهت اتصال نیز است

دال دو طرفه انزافاً مستطیلی نیست و دو طرفه بودن به شرایط تکلیف گاهی بستگی دارد و انزافی به ۴

تکلیف گاه نیست

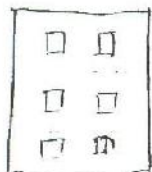
اگر دال ۴ تکلیف گاه داشته باشد اما نسبت طول به عرض زیاد باشد دال یک طرفه است و نیز در جهت تکلیف گاه مشغول می شود



مانند جمیع می دهیم دال دو طرفه باشند چون نیز در دو جهت مشغول می شود و مصالح کمتر می شود و از طرفین مصالح کمتر استفاده می شود

تقریبی در اتصال نیز در سقف به دال ملگ می کند ولی تماماً در اتصال نیز در سقف و در مقاومت سازه ای ملگ می کند

* نسبت تقریبی دال دو طرفه را دال واحد گویند ؛ که در دو جهت نیز به است و همگی را قطع کرده اند « دال متک »



دال تحت دالی است که نیز ندارد فقط نیز ندارد زیرا هم آن اقتصادی و هماری است

چون وجود نیز در جهت باعث افزایش ارتفاع می شود

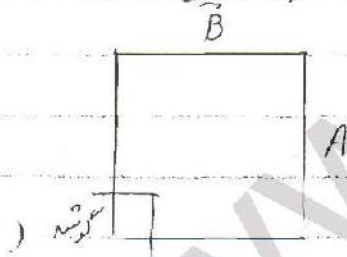
این استم از نظر لیزه ای مطلوب نیست چون این ستون دال نیز می زیاد باید رد در دال بود که ممکن است باعث ایجاد مین بالچ شود و گویا بزرگی را به هم می آید این نامه مین از ۱۰ طبقه را محدود کرده است

۸ - روشهای طراحی دال دو طرفه :

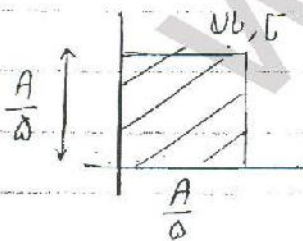
- ۱ - روش ضرایب
- ۲ - روش مستقیم
- ۳ - قاب معادل
- ۴ - لولاهای سختگیر
- ۵ - اجزای محدود

* روش ضرایب ۸

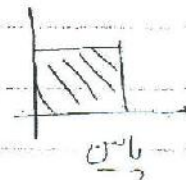
دکتر انگرگوشه در اثر رفتار دو طرفه به درگوشه ها ممانهای حرکتی رو به بالا را می بینیم در نتیجه یک جفتی درگوشه ایجاد می شود در نتیجه تارهای تالی گونشی می خواهد ترک و سعی می شود در تارهای پایین می خواهند ترک قطری بزنند ؛ پس باید یک فولاد از تالی خاص انجام داد جهت فولاد هم در جهت عمود بر ترک است در دال فولاد قطری و ماسین فولاد در تری

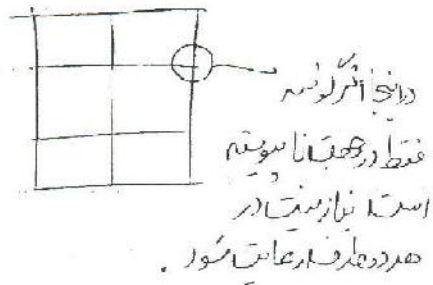


فولاد دال عموداً بر جهت موری
لمهای دال است



در احوالی توان این گونه فولاد گذاشت اما سخت است می توان به جای فولاد عمود بر ترک شبکه گذاشت





اگر گوشه فقط روی لبه‌های تا سویچه است

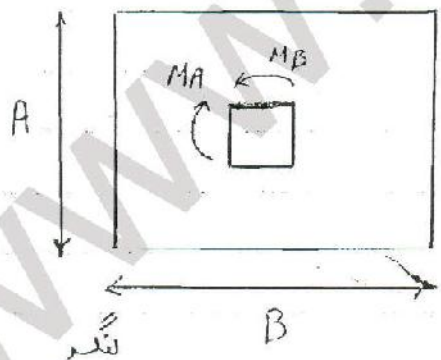
اگر گوشه به نوع تک‌گانه هم رنگی دارد در تک‌گانه‌ها هم رخ می‌دهد که سخت نباشد

روش ضرب

برای دال وی بی سطحی تیر و ستون طول به عرض قطر از ۲ نباشد
 روی ۴ لبه در تک‌گانه سخت نباشد یا تیر قوی یا دیوار ← مثل دال تخت نمی‌شود

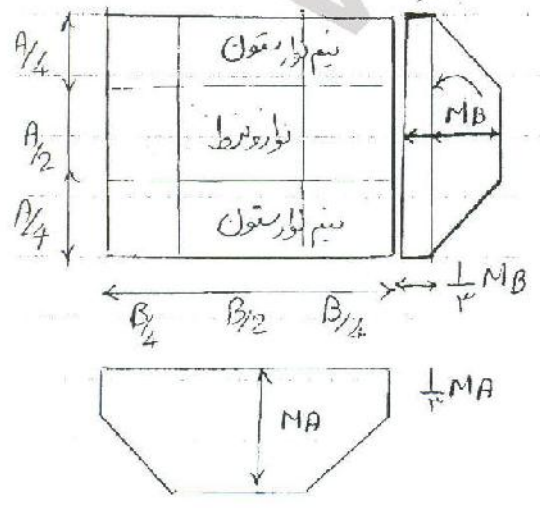
مختفی تیر نسبت به دال ۲ ضام باشد ؛ $\frac{b \cdot w \cdot h^3}{l_n \cdot h_s} \geq 2$ $\frac{b \cdot w \cdot h^3}{l_n \cdot h_s}$ ضام مختفی

h_s دال
 l_n (مختفی)



M_A موارای لبه A
 M_B در جهت لبه B

لبه‌های بلند با لنگر M_A موارای می‌شود



دال راه دو توار کناری رنگ توار وسط تو هم می‌کنیم

در هر هفتی هم لنگر مثبت وجود دارد هم لنگر منفی
 پس در هر جهت دوتا مختفی داریم

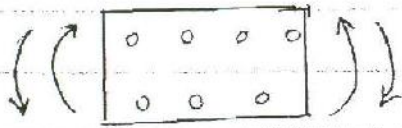
تمام M_A با ستون اعمال تیر می‌شود

در قفسین متغی هائبرابط مرزی هم است بیرونیم و زنا بیرونیم

اگر لکه بیرونیم باشد لنگر متغی وجود دارد اگرنا بیرونیم باشد لنگر متغی نداریم

یک نوار اتری انتخاب می کنیم با عمق دال h_d

لنگرهای موجود را به روش مستور اصلی تعیین کرده روی دال می گذاریم



برای هر طرف درنا متغی لنگر داریم یکی مثبت یکی متغی

در نوارکناری متغی لنگر به طور خطی کاهش می یابد در ضلعی لنگر را در وسط خط در نظر گرفته ایم برای کل نوار طراحی می کنند



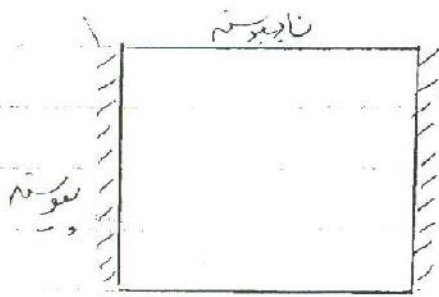
متغی های لنگر در اجزای متغی های موجود اما شباهتی ندارند و اقیست این است که این متغی ها همس رقبا را تعیین نیست

در طراحی ما به دنبال ظرفیت باربری و ابعادی لازم هستیم و شرایط اقتصادی!

نابست شده با تجربه و تئوری لنگر به وجود آمده از محاسباتی که با مدل صادر نظر می کنیم بیشتر نمی شود

در دهه ۷۰ آسین نامه کانادا آمد که این روش را حذف کردند و به روش دیگر رفتند اما دوباره از دهه ۹۰ به آن رو

آورند



در این روش دو محور شرط مرزی داریم یکی پیوسته و دیگری ناپیوسته

اگر کلبه پیوسته باشد هم لنگر صفت داریم هم لنگر متغی

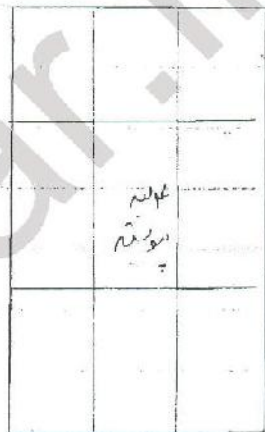
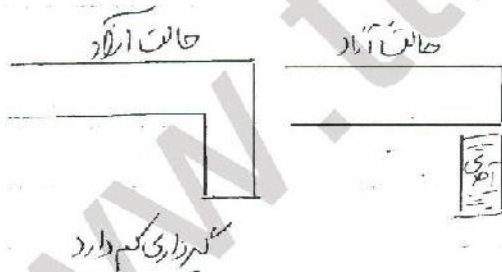
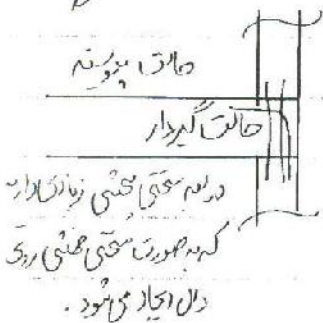
اما اگر کلبه ساده باشد فقط متغی لنگر صفت داریم

کل بار مرده وزنده با هم در دو واحد سطح

$$* M_A = C_A W A^2$$

$$* M_B = C_B W B^2$$

$$\frac{A}{B} \ll \frac{1}{4}$$



برای لنگر صفت دو تا جدول داریم یکی بار مرده یکی بار زنده ؛ بین خود لنگر را جمع می کنیم

چون بار مرده آرایش یکسواخت دارد در دال بار زنده آرایش متغی دارد ؛ برای بار زنده آرایش را می گیریم که بدترین لنگر را ایجاد کند

مرای بار مرده وزنده لنگر متغی متغی زیاد است که بار مرده وزنده با هم اندکند پس یک جدول داریم ؛

نکات ؛ جدول حالت $\frac{A}{B}$ تا ۰.۵ را ارائه می کند اگر از ۰.۵ کمتر دال کله صاف می شود

اما در لنگر متغی را می گذاریم نه همان اندازه که در جدول مرای ۰.۵ ارائه شده است

در لبه‌های ساده مستقیماً ننگه نمی‌گذاریم اما یک مقدار گیرداری داریم پس در لبه‌های ساده به اندازه $\frac{3}{4}$ ننگه نسبت

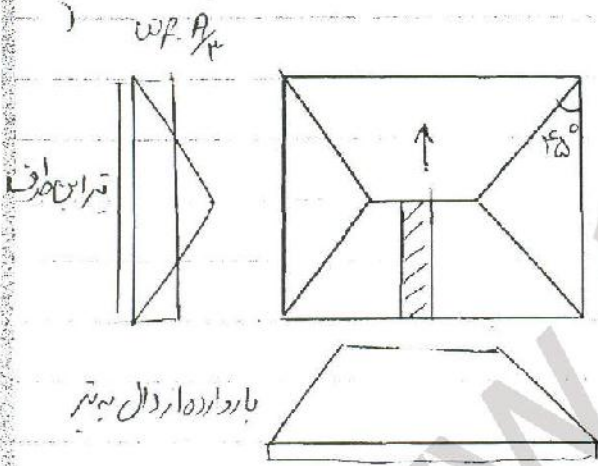
در همان جهت فولاد ننگه مستقیماً نمی‌گذاریم

در لبه‌های پیوسته اگر اختلاف سطحی در طرف دل باعث شود ننگه‌های طرفین بیش از ۲۰ درصد اختلاف داشته باشند

این اختلاف را به نسبت سطحی بین دو دهانه تقسیم می‌کنیم چون باز توزیع ننگه در دهانه‌های پیوسته صحیحاً اتفاق می‌افتد

مثلاً M_p یک دور تا طرف دیگر

* عرض دل ۸



مک تقاطع یک تیری با تقاطع
دل باعث اثر تیری می‌شود دهانه
طراحی می‌کنیم

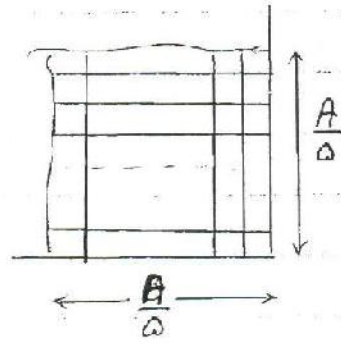
برای آرایش دوزنقه و مثلثی بار مفاد در نظر می‌گیریم

تیر را با این بار
طالع عرض و جنس
می‌کنیم

$$\Rightarrow \frac{w_f \cdot A}{3}$$

دوزنقه ای

$$\Rightarrow \frac{w_f \cdot A}{3} \cdot \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$



* انحراف

همان تکر و ربط را در نظر

گرفته به فولادهای قبلی اضافه

می کنیم برای تکر کنیم طری خواهد بود

* حداقل فاصله متلا در سازه ۲ متر است و دال است با 500^{mm}

* در لبه نایب بسته تمامی فولادهای مثبت باید از دره دال 150^{mm} باید به داخل تکیه گاه میزند

* تمامی فولادهای منفی در لبه های نایب بسته باید چهار کامل شوند

* در دال فولاد از دره دال جمع زدگی نباید مگر شود

* ضخامت دال 8

از روی کنترل بتن به دست می آید

* از 100^{mm} نباید کمتر باشد «ضراب»

* ضخامت دال $\geq \frac{ع\text{ب\text{ط\text{دال}}}{110}$ « برای دال هایی که در تکیه یا چند لبه نایب بسته اند »

اگر دال در تمام لبه نایب بسته باشد $\geq \frac{ع\text{ب\text{ط\text{دال}}}{120}$

روش مستقیم
روش قاب معادل

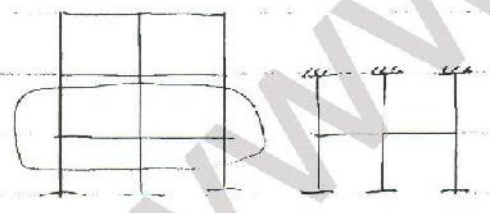
در روش مستقیم شرط ۴ تکلیف است و محدود دارد ؛
روش قاب معادل برای همه جاها بکار می رود ؛

هدرایی در دو قاب معادل مقدار خواهد گرفت و وقتی قاب نرمی - نرمی را طراحی می کنیم مسدودهای نرمی نرمی را ...

طراحی دال در برابر بار ثقلی است برای بار جانبی طراحی نمی شود سنی برای طراحی دال هدر طبقه فوط همان

طبقه را در نظر می گیریم علت این امر این است که بارهای ثقلی سایر طبقات اثر چندانی روی الکترونیک و غیره
مربوطی سایر طبقات دیگر نمی گذارند

اگر تعداد دهانه ها زیاد باشد حداقل ۴ دهانه برای طراحی کافی است



- آیا دال باید حتماً توپراست ؟ خیر می تواند منک باشد که در این صورت هماتر دال تکلیف منک می شود

هدف از این روش آن است که دال در طرفه را نه چند ستری قاب دال تکلیف تبدیل کنیم ؛

از طرفی انواع دال ها را این روش در می آید ؛

ص ۵۵۰ : در طراحی دال ها جهت اصلی را با اندیس ① و جهت نرمی را با اندیس ② نشان می دهند

نگر Mab توسط کجای μ محصل می شود از طرفی توزیع این نگر در کجا به سختی اعصابنگی دارد جایی که به ستون وصل است سختی بیشتری دارد پس سهم نوار ستون بیشتر است «شکل c»

در طراحی برای توزیع نگر یک سهم بگنواخت به نوار ستون و یک سهم هم به طور بگنواخت به نیم نوار میانی استفاده می شود

در روش مستقیم توزیع طری نگر دستور العملی است اما در قاب محادل از آنالیز استفاده می شود

اگر تیر در نوار ستون باشد هر چه تیر سخت تر باشد سهم نوار ستون بیشتر می شود

اگر تیر در تخته باشد سهم نوار ستون کاهش می یابد چون سختی نوار میانی را اقتضای می دهد

بنی تندی که به سختی نوار میانی اضافه می شود بیشتر از تندی است که باعث اقتضای سختی نوار ستون شده است

* در این دورزن بلال باید مستطالی بوده دستور حکم و شش باید در اعداد را هم باشد

* برای تقسیم منقطع مؤثر T از شکل ص ۵۵۴ استفاده شود

* در اقل صفحات دال دو طرفه

صفحات م منبای کنترل غیر تقس می شود در دال های دو طرفه می داند در هر اسل حکم هر تار آن یک محادله در هم

سوم گویند است که حل ریاضی ندارد به همین دلیل در کنترل غیر دال ها با دستور العمل کاری کنند

اگر در یک جهت تیر را داشته باشیم $\alpha = 0$



اگر کتیبه دال نامی بود است باید حتماً تیرکس در آنجا بگذاریم

و ۸/۶۵ باشد

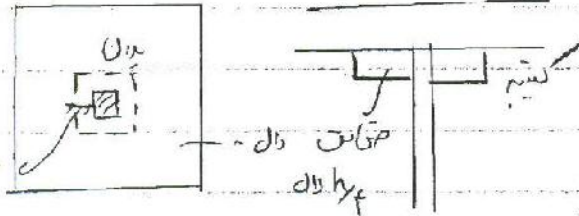
اگر از دال کتیبه دار استفاده شود

به ویژه در دال تخت

در محل اتصال دال به ستون خطر مزین یا زنج

هست و با مر این از کتیبه استفاده می شود

نام اتصال دال در محل اتصال ستون اقتضای دارد



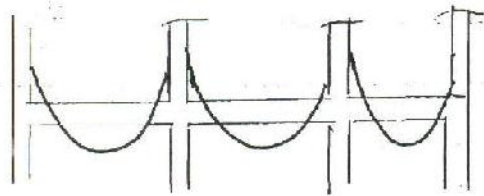
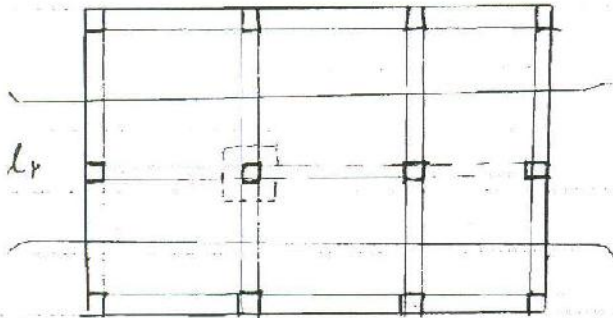
محل کتیبه در طول خط

گاهی اوقات کتیبه هم جواب نمی دهد از سر ستون استفاده می شود

در دال مخروطی تا هم اطراف ستون را می بیند

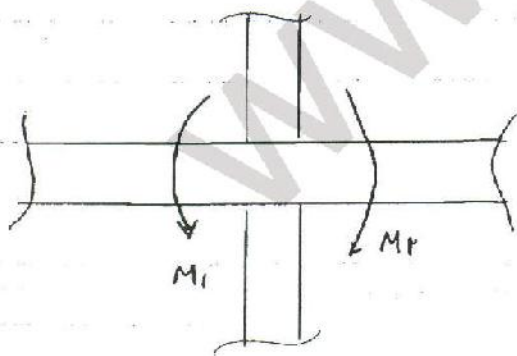
WWW.TANAFAS.COM

انتقال مومنت و تغییر مومنت ستون ها 8



تغییر مومنت در ستون
تیر با هم برابر است
به سبب سختی اختلاف تغییر
دری ستون بالا و پایین توزیع می شود

اگر این تیرها در لبه نبودند با تیرها سختی کمی داشتند
اختلاف تغییر در آن سختی با سختی از آن
که در با هم نزدیک ستون است در ستون
توزیع می شود به سبب سختی ها
بعین تغییر که از ستون دور تر است تا به این اتحاد
پخش در داخل مومنت دال می شود

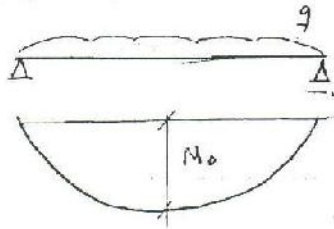


تغییر مومنت $M_F = M_2 - M_1$

تغییر مومنت
تغییری $M_{Fb} = \gamma_F \cdot M_F$

$0 < \gamma_F < 1$

باز توزیع نگر محاسبات فقط به اندازه ۱۰ درصد می توان کم باز یاد کرد



عالم استاتیک با صریح 8

$$M_0 = \frac{w p l r l_n^2}{8}$$

توزیع طولی نگر

دهانه داخلی	M مستقی	۰.۹۵ M ₀	درنگ ماه
	+ M	۰.۱۴۵ M ₀	

۵۶۰ ص سامر دهانه ها

درنگ ماه داخلی دال طرین باید برای نگر مستقی صریح طراحی شوند
با اختلاف نگرین استونها توزیع شود

درنگ ماه خارجی نیز باید برای محس ناشی از نگر مستقی نگه ماه طراحی شود

برای تیرهای داخلی باید طراحی محس از نظر شوری انجام شود اما عملاً نمی شود

مقطع مورد تیر لیه ص ۵۶۲

دال

$$k_t = \frac{\sum q E c s \cdot C}{l_r \left(1 - \frac{C_r}{l_r}\right)^2}$$

* مستقی محس

$$C = \sum \left[1 - 1.43 \frac{x}{y}\right] \frac{x^3}{y}$$

باقسم سطح بکند شود
متصل به دست می آید

تقسیم مناسب است که min وصل فنرک را ایجاد کند

اگر نرخ درآمد استخوان باشد با معنی افزایش سختی تیر برده می شود و باید k اصلاح شود

$$k_{ta} = k_E \cdot \frac{I_{sb}}{I_s}$$

[دال بدون متر]

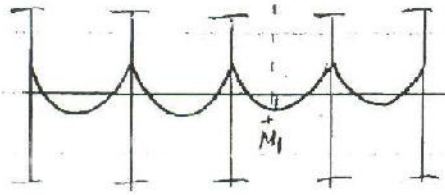
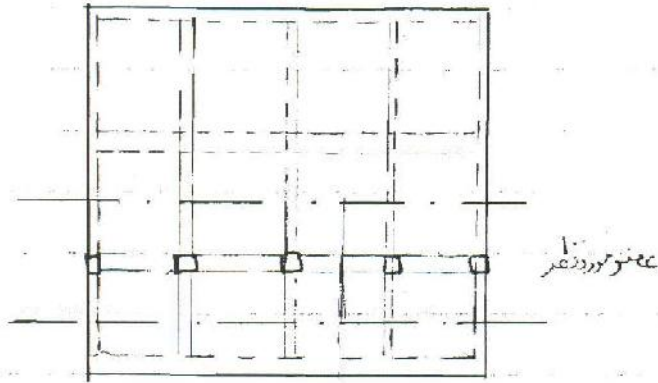
* دنگرهای چوبی سه برده به روش مستقیم را در اکثر ۱۰ درصدی توان قبول کرده بشرطی که مجموع دنگر نسبت مستقی

از M_0 کمتر باشد شود ^{منفی} دنگرهای ^{منفی} طوفان استون استن از ۲۰ درصد اختلاف پیدا نکند

www.ttnai.ir

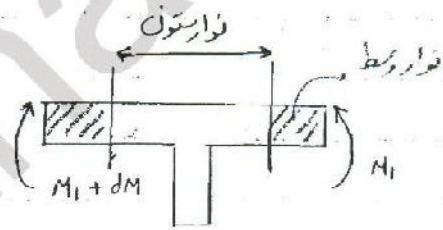
توزیع عوفی لنگرها 8

برای طراحی عضو افقی باید معنی لنگر تعیین شود



توزیع طراحی لنگر

M_1 روی مقطع ستون
دامنه سازی لنگر



توزیع نیروی لنگر به زمین معنی است

مختصات ای چیده ستون سهم بیشتری دارند

تقسیم معنی طراحی تقسیم لنگر و تقسیم آن بین نوار ستون و نوار میانی را توزیع عوفی لنگر می گویند

باید بین لنگر M_1 در تکیه نمره و تکیه نوار ستون و در تکیه نوار وسط ای برسد طراحی مثل کردها م اساس این لنگرها انجام

می شود

عوامل مؤثر در سهم نوار ستون و وسط

نسبت $\frac{l_2}{l_1}$ هر چه عضو افقی بزرگتر باشد سهم نوار وسط سهم بیشتری دارند

وجود نیرو در زمین طراحی سهم نوار ستون زیاد می شود چون معنی ستون را مانع می شود

$$* \alpha_1 \frac{L_2}{L_1}$$

چون این دو بار اعتبار اثر عکس دارند از حاصل ضرب آنها استفاده می شود

- وجود تیر عمودی در لبه با مابین کاهش سهم نوار مستوی می شود چون مابین اتصال فلنگ به منتهای دورتری شود

$$P_t = \text{شدن بخشی بخشی تیر لبه}$$

ص ۵۶۶

توزیع عرضی فلنگ به صورت دستور العملی است جدول ص ۵۶۶

- این جدول سهم نوار مستوی را تقسیم می کند که سهم نوار مستوی به دو قسمت تقسیم می شود یک سهم تیر و فلنگ نوار مستوی

- نوارهای صیقلی فلنس به هم می چسبند فلنگهای آن ها را جمع زده و کل نوار صیقلی را طریقی می کنیم

* ۱- $\alpha_1 \frac{L_2}{L_1} \geq 1$ سهم تیر در نوار $\frac{0.185}{\text{سهم تیر}}$ نوار اندر در تیر و فلنگی باشد

۲- در تمام نوار درون مانی

ضخای ۵، ۱۸۵

۳- تمام نوارهایی که مستقیم به تیر وارد می شود را سهم تیر می گوئیم مثل غوزک تیر را با نوار فلنگی که بر روی تیر وارد می شود مثل دیوارهای جدید تیر روی تیرها

* طریقی می ۸

۱- مرش طوی «تیری»

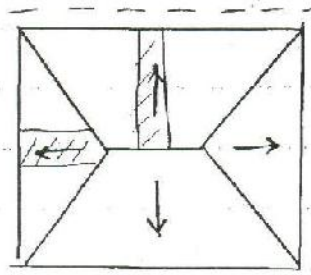
۲- مرش سوراخ کنده «پانچ» با دو طرفه

وقتی در این مقطع روی ستون نگین کند به تیر و ستون قابل به سوراخ کردن دال دارد ؟

هنگامی که دال را بگذرانند، دیرتری صنعتی که در دسترس است با سیم امکان می‌شود با این وجود در دال درجید کنترل شود ؟

اگر دال قابل تیر باشد می‌شود با این از ستون به وجود نمی‌آید .

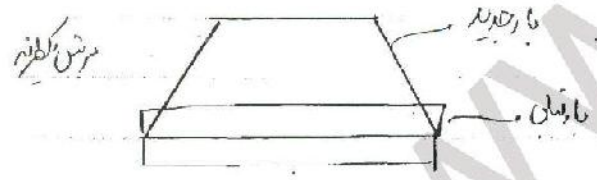
توزیع نیرو در دال :



از فاصله سیم به از ۱۵٪
در خط موازی سطح طولی
هرای توزیع نیروی در دال
می‌تواند متفاوت کرد

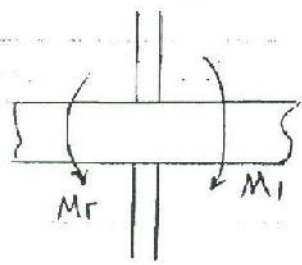
اگر خواهم نیرو را در دال بر مبرش و بخش طریقی بسیم

هرای کنترل مبرش در دال یک نوار به
مختای ۱۳ و به طول ارتفاع دوزنقه
گرفته آن را در مبرش کنترل می‌کنیم



★ لنگرنا ستونال ۸

در طراحی دال‌های تحت لنگری که در طرفین ستون انرژی کند وادی نیست این احتمال لنگرنا در وسط ستون صبران شود



بخشی به صورت چگنی در بخشی به صورت مبرش بخشی در دال توزیع می‌شود

$$M_f = M_2 - M_1$$

اگر M_1, M_2 را با آسانسور ۱-۲ به کسب M_F از رابطه قبل بدست می آید

در روش مستقیم معنی را با دستور العمل تعیین کردم و بدین حالت رابری لنگر نامتوازن که بهترین اختلاف بین جبهه راست

را در نظر بگیرند و آسانسور با رابری آن متفاوت است و می توان لنگر نامتوازن را از اختلاف در طولین بدست آورد

در روش مستقیم مقوله لنگر نامتوازن توسط دستور العمل تعیین می شود ۸

- برای یکم گاه خارجی M_n در نوار استون M_n در نوار استون جداول شرطی که می تواند لنگر را حساب شود باید در نظر گرفته شود

$$* M_F = 0.07 \left[(w_{df} + 0.5 w_{ep}) \cdot l_r \cdot l_n^2 - w_{df} \cdot l_r \cdot (l_n')^2 \right] \times 10^3$$

تکمیل گاه داخلی

d_f بارزه باغوب

l_f بارزه باغوب

l دهانه کمر

l' دهانه کمر

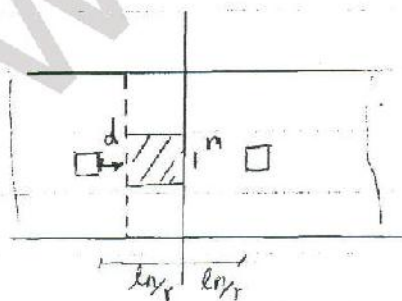
l_n دهانه تالاب

این رابطه تا زمانی که بین بارزه به زینو از کمتر از ۱ استفاده می شود

بارزه به این که در آسانسور جدید از شرط حد اکثر بارزه ۲ تعیین شده

از اصلاحات دیگر استفاده می شود

* روش تک طرفه ۸



مقطع عرضی برای روش تک طرفه
مفاصله d از روش تکمیل گاه است

$$* v_f = w_f \left(\frac{l_n}{4} - d \right)$$

$$* v_f \leq v_c$$

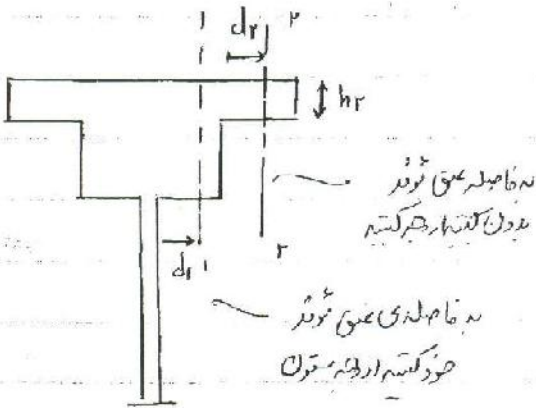
$$J_b = 1 \text{ m}^4$$

مقادیر هم نشی دان بیشتر از این است
مقادیر هم نشی دان بیشتر از این است

اگر رابطه فرض کند یا معنی را نادیده بگیرم
افزودن هم نشی می تواند

اگر دال کتبیته داشت 8

در مقطع بحرانی داریم

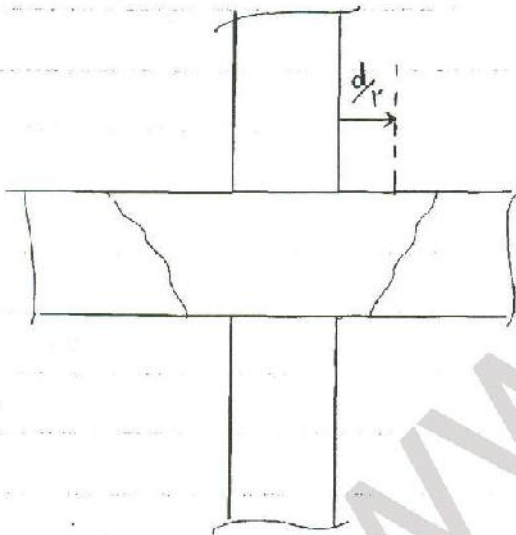


مضای مقطع ۲-۲ با d_n از وجه کتبیته حساب می شود

به فاصله یعنی تیر
جود کتبیته از وجه تیر

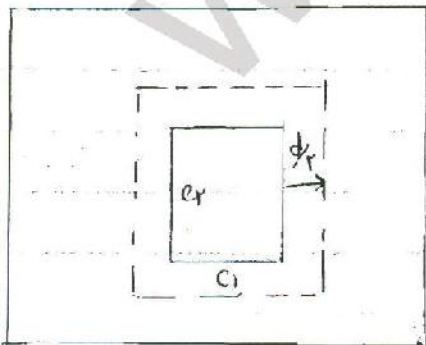
دری به V_c و در مقطع ۱-۱ d و b_d است

۸ - مژش در طرفه



مژش با ربع دایره در بخش
دالی شود

مقطع بحرانی به فاصله d_r از وجه کتبیته



$$\text{مساحت در تابل مژش} = b_0 \cdot d$$

$$b_0 = 2(c_1 + c_r + r d)$$

اگر کتبیته و نسیم مژش با ربع در مقطع کنترلی شود

$$* \text{ در طرفه } V_c = \left(1 + \frac{r}{\rho_c}\right) \cdot 0.14 \lambda \Phi_c \sqrt{f_c} b_0 \cdot d$$

$$\leq 0.14 \lambda \Phi_c \sqrt{f_c} b_0 \cdot d$$

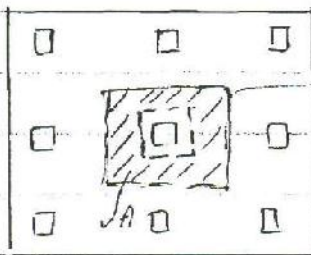
ρ_c

$$\beta_c = \frac{\text{طول مرکز ستون}}{\text{طول کوچک ستون}}$$

$$v_f \leq v_c$$

اگر ستون منطبق باشد مقاومت مرش در طبقه دوم برابر یکدیگر منعی شود.

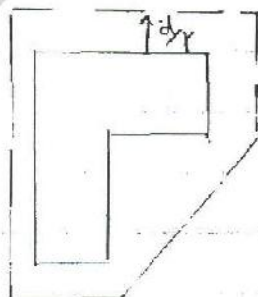
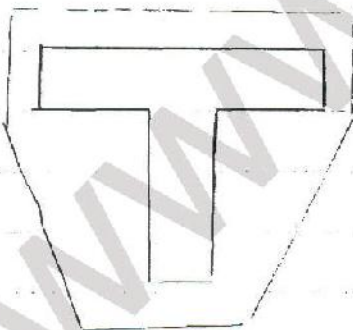
v_f نیروی کمر مصالح خارج دایره
مرش بانج اثر می گذارد



دستگاه ها
رایه هم وصل
کنیم

$$* v_f = w_f \cdot A$$

* اگر توجیح ستون یا دار شکر مرکز متکلی ساده نبود



مرش بانج به صورت

مخرب اتقوا می باشد

با رسم میدان تنش ها

می توان دیدنت آورد

اگر از ستم تیر دال استفاده کنیم کمتر به مکتوبه میزنیم در مقطع سر می جوشیم ولی در ستم دال تخت زیاد میس می آید که باعث سست

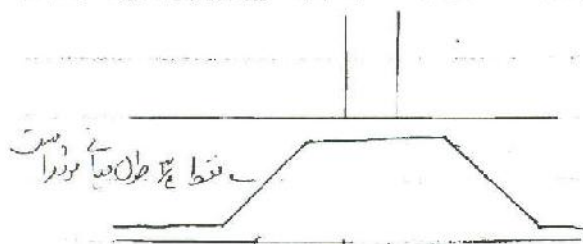
گشته و ... می شود

دال تخت باعث کاهش ارتفاع طبقه و کاهش بار مرده می شود به همین دلیل در خارج زیاد استفاده می شود اما در برابر بار جانبی

دچار ریزش و درگشتی و زلزله رفتار مناسبی ندارد که در واقع از مرتس بانج ناستی می شود که در اثر حرکت فسی در محل اتصال ستون

به دال باعث تخریب می شود

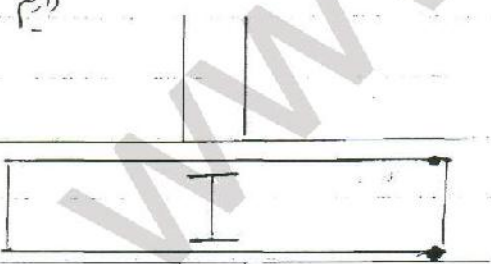
- فولاد دزازی مرتسی 8



ضم کردن میلگرد

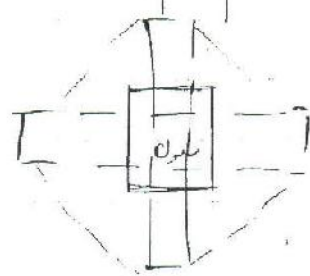
مقاومت دال هم کم است
پس بعداً بوش هم کرده
۵۵ درجه ۱۸۰۰ ارتفاع خاصیت

اگر از گتبه استفاده کنیم ستم را زیاد کردیم



در محل تقاطع ستون
با دال مروفصل می نوازند

التمه بر فصل نکلیا جلی را در محل اتصال
دال به ستون به خط می اندازد



مقطع بحرانی فاصله
می برد ؛ چون نخاست
مرتسای اضراسن می نازد

Headed stud

گوشه

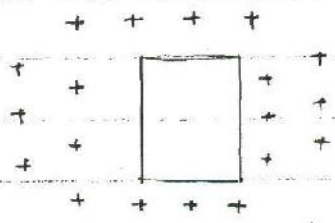
به صورت مستطیل داخل دایره

می روند

رفتن از جهت دیگری را هم در نظر

می گیرند

stud



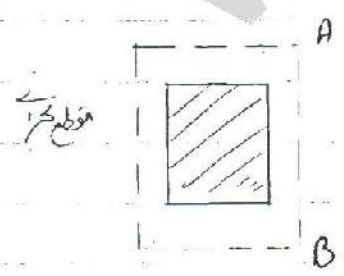
- محاسبه فولاد مینیمم 8

موتن کل $V_r = V_c + V_s \leq 0.17 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$

اگر فولاد مینیمم نداریم $V_c \leq 0.17 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$

* $V_s = \frac{V_r}{\phi_c} - 0.17 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_o d$

- در مورد موتن مورخ گفته باید موتن + اثر نگرنا متقابل را در نظر بگیریم



ΔM_P در موتن $\Delta M_P = \frac{V_P}{A_c} + \frac{M_P d}{J_c} \cdot c_{AB}$

ΔM_P یعنی از نگر که به صورت موتن می باشد - موتن متقابل می شود
 $M_P - M_1$

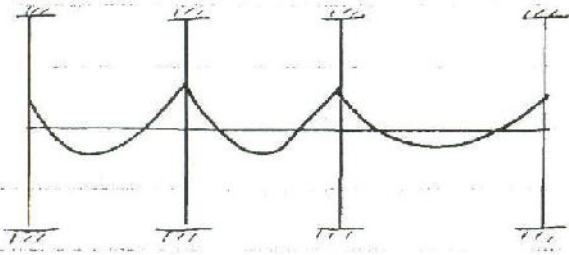
$\frac{V_P}{A_c}$

J_c مکان انژی اینجی سطح

در صورتی که در اینجا

« قاب معادل »

خرق روشن مستقیم با قاب معادل در نحوه توزیع طولی لنگر است



در روش قاب معادل سختی لنگر را با آنالیز بدست می آورند

اگر شرایط روشن مستقیم فراهم نباشد از روش قاب معادل

استفاده می کنند ولی روش قاب معادل برای همه انواع دال قابل

استفاده است

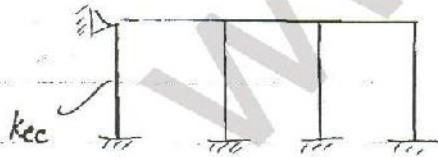
— برای انجام آنالیز نیاز به بارگذاری ۲ مدل قاب داریم

* خصوصیات قاب معادل ۸

قابی است حداکثر ۴ دهانه و عمود در برابر تغییر شکل جانبی و چون در برابر بار قائم برای آنالیز یک دهانه و دال معادل

دو دهانه کافی است در نظر می گیریم چون مای خواهیم به عنوانی را طراحی کنیم

از طرفی حرکت جانبی را محدود کردیم چون دال را برای بار جانبی طراحی نمی کنیم



باید عضو افقی و قائم از نظر سختی
برابری شود

عضو افقی همان عضو افقی اصلی است

سختی ستون دال

اما به هم زمان دارای اثر مستقیم است

سختی ستون ماسین

سختی عضو افقی یا تیر جانبی « سختی بخشی »

$$\frac{1}{k_{ec} \text{ سریعی متون قابل}} = \frac{1}{\sum k_c} + \frac{1}{k_t}$$

سریعی تکستی
تیر عددی

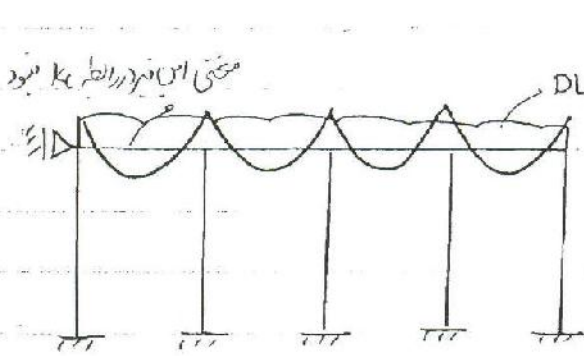
$$k_{ec} = \frac{(\sum k_c) k_t}{\sum k_c + k_t}$$

عضوهای بانک، شماره سنت در طول دارای I متواتر است به خاطر هر متون را سیم در خود متون

در مورد متون آسین نامه اجازه می دهد که I_c را خود متون بگیریم یعنی I را کمتر بگیریم چون سریعی متون نسبت

بهتر است اما این فرض محافظه کارانه است چون سریعی کم میخیزد لکن کمی نمودن کمتر عضوهای زیادی بود

ادامه روش قاب معادل ۸



همه انواع دال‌های این روش طراحی می‌شوند؛
رطبه

قاب‌های کشیده‌ها
معمود در برابر حرکت جانبی

مغنی دال را با تحلیل به دست می‌آوریم

بار زلزله در جابجایی محاسبه می‌شود و چون اتصال کوف و دال را برای بار فعلی طراحی می‌کنند شامل بار مرده زلزله

بار مرده فقط یک آرایش دارد

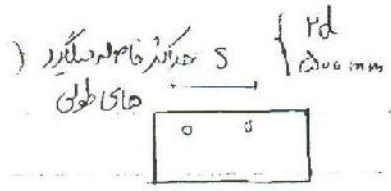
مراکز بار زلزله آرایش مشخصی داریم به دو صورت ص ۵۹۹

$DL \leq LL$ ضرب E به خاطر اثرات بار توزیع انگرد رفتار غیر الاستیک دال است

به تعداد دهانه‌هایی که می‌خواهیم آنالیز کنیم نیاز به آنالیز بار داریم و حلقه تکرار

طول دهانه مرکز به مرکز است مقطع بحرانی در هر تکیه‌گاه برای ستون و به خط می‌ستون برای تکیه‌گاه خارجی

توزیع مغنی دال در هر تکیه‌گاه است



در این خارجی تمام فولادهای مثبت باید اندازه ۱۵۰ به داخل تکیه گاه
 شود ؛ فرض ماست که در این خارجی بند + نداریم اما بدلیل حرکت های
 نسبی ، جمع شدن خوردگی و حتی ترک خوردن ؛ بند + داریم

تمام فولادهای منفی باید به داخل تکیه گاه کامل شوند ، از ضلع ۱۸۰ استفاده می شود چون اصول فضای کافی نداریم
 در تکیه گاه داخلی بویستی می اندازیم

اگر دال روی تیرهای قوسی تکیه کرده باشد $\alpha > 45^\circ$ باید فولاد گوشه را رعایت کنیم

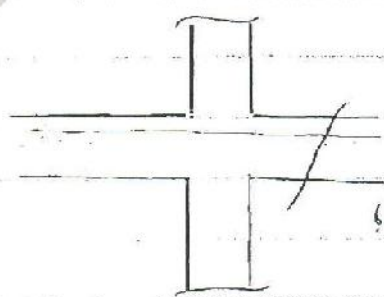
حاصل قطع و وصل مثل دال های قطریه است فعلاً برای دهانه داخلی ۵٪ از میلگردهای تکیه گاه مثبت را به تکیه گاه منفی
 وصل می کنیم - دین ۵ -

طول قطع و وصل برای توالی هر جنبه ای طول خارجی سه برابر

هر گاه دال های بدون تیر از جدول ص ۷۰۱ استفاده می کنیم

۳ ضلع فولاد گذاری در دال بی تیر انجام داد

مستقیم
 خمیده - فولادهای تکیه گاه مثبت در تکیه گاه خم کرده و بلافاصله نزدیک به نقطه میلگرد منتهی را انجام می دهند
 شبکه خم شده



- در قسم دال تخت ۸

اگر مشی رخ دور دال با فولاد گذاری غیر مترقیه با

دالی جواهر ضرور مرد و باین براید

این - لایه های باید بتواند دال را نگه دارند اما پوشش روی میلگردی نوازده مهار کافی می باشد که با میلگرد را نگه دارد

در قسم تیر - دال تیرها دال را نگه می دارند

درای حقیقتاً یکبارگی ماسین دل هم میلاندر می کنند حد اقل باید دو میلاندر داشته باشند و نصف وزن دال را باید تحمل کنند

$$A_{sb} = \frac{0.15 \sqrt{f_c} l_n}{\phi_s f_y} \times 10^4$$

www.ttnar.ir

موضوع ۸

طراحی ستون

ستون مهارت از اعضای قائم و در نظر آن که بار محوری قابل توجهی را تحمل می کند و بتن طول به هم از ۳ متر است

می تواند مفید یا کامل هم باشد

در ساختمان های تنی ستون ها به ۳ دسته تقسیم می شوند ۸

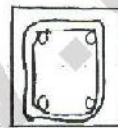
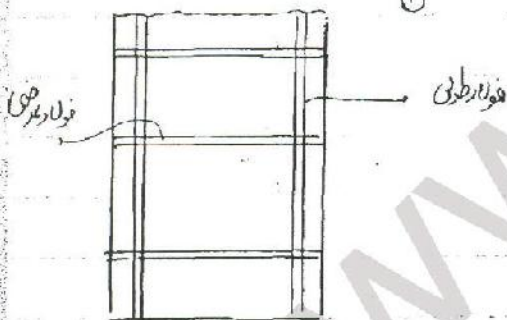
تنگ میلج با مهارت اجرا

مایلج

مربوط فولادی

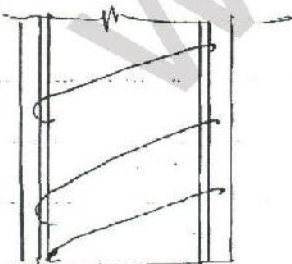
ستون

①

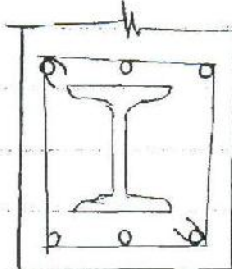


یکی از فرم های سایر تنی و بتن مستحق از بار دیره برای اجرا تنی

②



③



تقطیع کامپوزیت

④



مربوط فولادی تنی می کنند

* فولادگذاری

دوستانه طوی
عوی

- فولادگذاری طوی 8 در جهت محور ستون انجام می شود (برای یون ستون می گذارند)

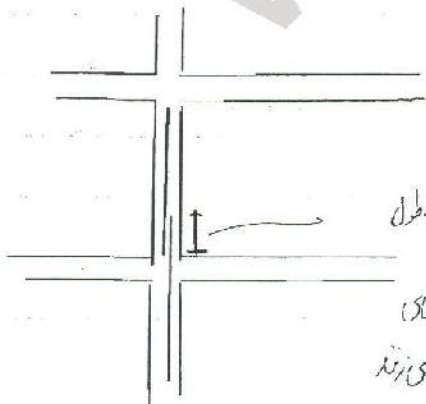
78 < < 71

1- بتن فولاد طوی مساحت فولادها
مساحت مقطع

تخت به فولاد بتن صلی بسته است و اگر بخواهیم مقایسه کنیم هم
سنگها هم فولادند که اینجا دیگر مطرح نمی شود چون هم در این اطمینان
طوایی را بالای هر دو از بتن بیشتر است

تیمت بعد از از سنجش هم فشار کمترین
می شوند که کشتن
ACI → ضرب بر روی سطح احمالی
ی فونت اضا
SF = 0.7
SF = 0.7

آهن نگذارد بسته از 8 در جهت یون گذاری است این 8 (در هر دو حاضر است هر دو)
و کنتیل کیفیت من است چون می توان این را از اجزای سخت
اما از طریق اصلاح دانندگی است فایده از روان کننده اگر بتوان کیفیت را کم و توان من
کردی توان فولاد بسته هم سخت
این 8 در هر دو شامل می شود هم می شود چون فولاد طوی را با هم طبقه بندی می کنند



فولاد در جهت یون گذاری
رسم دارد و طبقه بندی
من شود من سنگ در هاک
طبقه بندی را به آن وصل می کنند
من در هر دو 4% است

4 در هر دو فولاد در جهت یون گذاری است
و اتصال احمالی در دو هم بر فصل به این
درست شود باید در جهت یون گذاری شود
عدد مناسبت برای ستون 2 تا 3 در هر دو است
الته که کاهش این در هر دو من می شود در هر دو

و صاه ستون یکی انجام می شود همه سنگرها یکجا در یک زرد می شوند معمولاً در تراز طبقه

اما اگر در محل دراز در وسط ستون یا درای ستون انجام می دهند اما اگر بخواهیم ضوابط تراز را رعایت کنیم باید در وسط ستون دراز زد

۴ درصد بدون احتساب و صاه است که مجازیم استفاده کنیم

۱٪ در اصل برای ستونهای مثل پیرجامینت چون بتن باید یک حداقل مسلح شدن را داشته باشد تینر تکمیلی همی اجزائی

و تک خوردن اتفاق می افتد به علاوه ممکن است به صورت می بینند نیز در گذشته همش اجزا شود

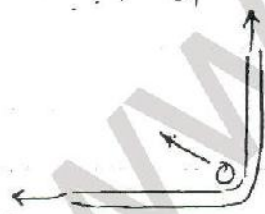
اما اگر اجزا ستون به دلیل محاسبات غیر ساده ای بزرگ کنیم می توان یک درصد را به ۵ درصد کاهش داد

مطابق هر چه بتن دراز را این بنا داریم به نحاط کیفیت ساخت مطمئن تریم

۲- در بزرگتریم قطع یک دراز را طوطی باید داشته باشیم و هر جا که خاموت نمی شود باید یک تونر را طوطی در آن گوشه باشد

در تونرها فولاد را عمدتاً متعادل است
در مقاطع دایره در اصل ۶ فولاد در هر سطح متعادل داریم

در فولاد کش اجزائی نمود
که برآیند آن در گوشه
دارنده بالادست
سنگین تر در آن محل می کند



۳- در جایی که بود ستون کاهش می نماند می تواند ادامه مانند به در صورت یا
در چهار غیر خاصی



حداکثر این است
۱۶ است

در صاه خاصی

ققش صلبه گورد و از قبل در دست می آید در محل قرار می دهند در لایه های ۵/۵ متری شیب می زنند تا به تراز ۳۵ مرسند

* فولاد عریض 8

- سنگ :

ققش فولاد عریض در ستون ها فولاد عریض در ستون ها بر من کی شش طریقی می شود دستور اصلی است و می برای من کی شش می شود

فولاد عریض در ستون ها حتی باید سیم باشد چون استونهای انوی محوری دارند و قفس فولادها شیب حلگ گیری از طاقش فولاد طریقی است

ققش میلگرد می که می گذاریم شماره در من اصدرا را هم برای ما فراهم می کنند قفس میلگرد باید بتواند من را نگه دارد و باها را نگه دارد

که میلگرد های عریض قفس اساسی دارند از طریقی میلگرد های عریض با شیب را در جهت جابجایی مسلح می کنند

در طریقی نرزه ای خاوت ها قفسی اول را در شکل بزرگی دارند شرایط فولاد گذاری در متوسط در با بر اساس خاوت گذاری است

- منوط سنگ ها :

- حداقل قطر باستی ۳۰ درصد کمتر از فولاد طریقی باشد با شماره ۳۰ ارتفاع ۲۰ مایل از من قطر خاوت ها را شیب از ۳۰٪ انجا می کشیم

- فاصله سنگ ها : از ۱۶ مایل کمتر از قطر فولاد طریقی

۲۸ مایل قطر خاوت

کمترین عرض منوط ها را

۳۰۰ در صورت استخوان از میلگرد های گروه ۱ میلگرد عریض در ستون های اصلی استفاده می شود

باید کمتر شود

۸	۸
۸	۸
۸	۸



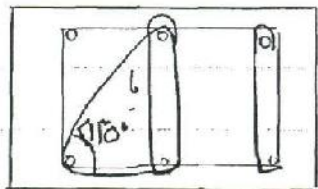
سنگ اصحابی نباید در وسط و صلبه قبل بود شیب استفاده شود

سین عریض است و صلبه حاد در وسط ستون انجام شود تا

مکمل اصدرا شیب در می زنند تا سیم

آرایش تنگها برای میلگردهای گوشه باید داخل خم تنگ قرار گیرند تا در برابر کمانش مهار شوند. و از طرفی هفته در برابر رقص و گسست زلزله زودتر پس نشود در شکل بندگی مناسب داشته باشد

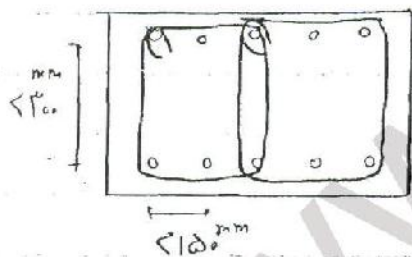
تجای میلگردهای طولی دیگر میلان باید داخل یک تنگ قرار گیرند هم کنترل کمانش هم شکل بندی



زاویه نباید از 45° بیشتر شود

هیچ میلگردهای نباید بیش از 150 mm از میلگردهای که داخل خم تنگ است فاصله اش بیشتر باشد

فاصله دو میلگرد داخل خم نباید از 150 mm بیشتر شود



زاویه گره باید 45° باشد بهترین است

از فولاد استخفای هم می توان استفاده کرد

آسین نامه ACI می گوید باید بکدر میان عرض شود 45°

آسین نامه نیوزیلند یکی از بهترین آسین نامه های نوزاد است

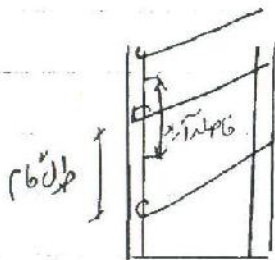
۸- پانچ : از تنگ بهتر است چون پوسته اسن نه دگره در برابر زلزله شکل بندی مناسبی هم می کند

هدایت فولاد پانچ با هم سیم است می آید

قطر آن از 10 mm کمتر مجاز نیست

طول کام مابین از $\frac{1}{4}$ قطر برزول می‌گذرد و هم‌بستر شود

فاصله آزادین در سطح شیب‌های ۱۵ تا ۷۵ باید باشد



- ۸ - کوبه
- ۹ - لایحه

ستون کوبه ستونی است که قواعدش به صورت تقریباً مربع متساوی منقطع است
اگر ستون بلند باشد و یا اندک فشاری در کارگشایی شود و قواعد خود را از دست می‌دهد

اگر ستون در برابر تغییر شکل جانبی رها باشد قواعدش آن در برابر تغییر شکل جانبی کمتر است

- ۱۰ - اتزان لایحه
- ۱۱ - تابنداری به سوی یا گشایی
- ۱۲ - حمایت جانبی یا مقعر بودن

عمل اکثر ستونها در مساحتهاهایی که سازه نمیدارند مثل (پلوار برشی) دارند کوبه هستند اما در سازه‌هایی که مقعر هستند مثل (کامها) بدون لایحه برشی که تکمیل باید بتواند در برابر نیروی جانبی مقاومت کند خود را در بعضی کوبه هستند

شماره ستون کوبه

۴ - مقعر باشد

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad 8 - \text{لایحه نباشد}$$

l_u طول آزاد ستون

k ضریب تکیه گاهی

r شعاع گزینش

گزینه M_1, M_2 (نگوای دوم ستون)

۱ احتمای ساده

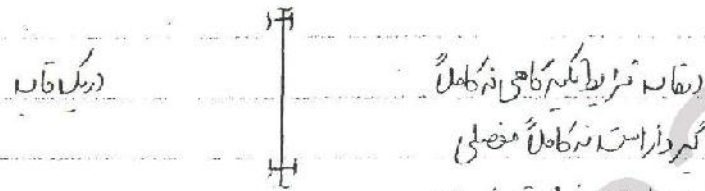
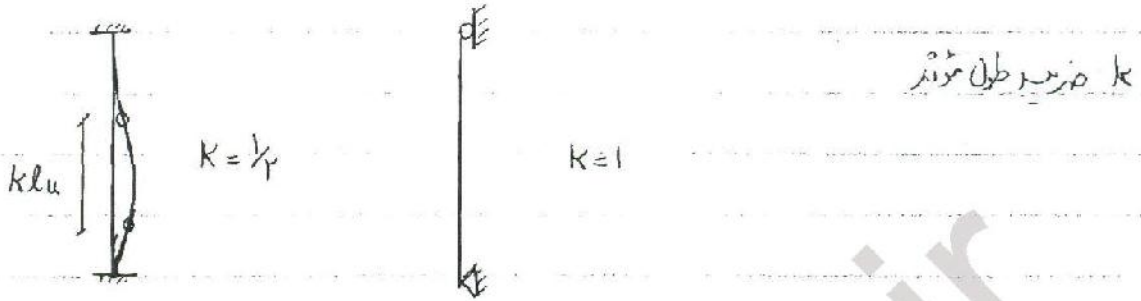
$$\frac{M_1}{M_2} > 0$$

۲ احتمای مضاعف

$$\frac{M_1}{M_2} < 0$$

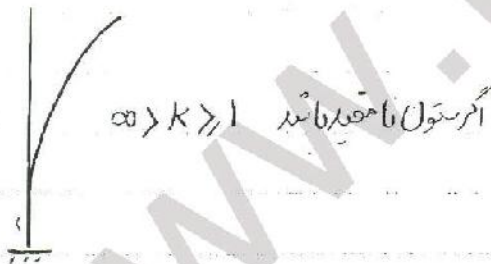
این حالت برقرار است

یکی از عواملی که روی توانایی ستون اثر می گذارد طول مؤثر ستون است که حاصله پس در نظر بطن آن است ؛



در حالت قرار یابی که بعضی نه کامل
گیردار است نه کامل مفصلی
در صلبیت صفر است نه ∞

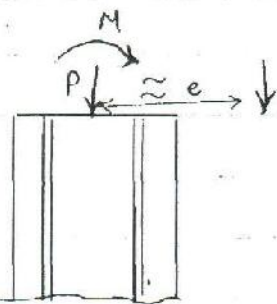
این $k_p < K < \infty$ است
به طوری که در آن می توان $K = 1$ گرفت
به شرطی که ستون خمیده باشد



* طراحی ستون کوتاه

متصور از طراحی طراحی مقطع است چون اثرات لایه می بین از ۵ درصد تجاوز نمی کند و کاهش نمی دهد و تفاوت مقطع در آن با

مقاومت به صورت اثر است



* $e = M/p$

$e = 0$ - ۱

معمولاً در طراحی انگار را با خروج از مرکز محاسب می کنند

مقادیر مقطع با بار محوری خالص

P_{ro} مقدار محوری یا

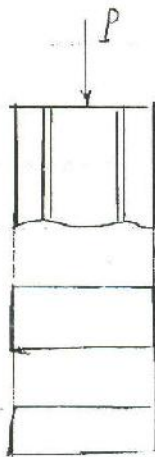
ضرب با $e=0$

$$P_{ro} = 0.185 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}$$

A_g مقطع کل ستون

A_{st} مساحت فولاد طولی

مرکز پلاستیک و نقطه ای است که این بار بر آن اثر می کند



فواصل تیر مثل ستون است

نقطه ای است که اگر نیرو بر آن اثر کند توزیع کرنش یکپارچه است

تست خروج از مرکزیت بار محوری نسبت به مرکز این اندازه گیری برند (بعلا صفر ۱۵)

$$0.185 \phi_c f'_c$$

$$E_c u = 0.002$$

0 - مرکز سطح

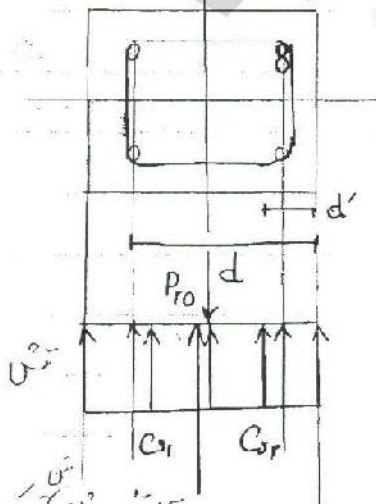
0 - مرکز خمی

✓ - مرکز پلاستیک

0 - هیچ کدام

مرکز پلاستیک انرا با مرکز سطح منطبق نیست مگر آن که مقطع متقارن باشد به از نظر انحراف از نظر فولاد گذاری

فاصله دورترین تا $d =$ نامقارن نام مرکز پلاستیک



$$C_s = A_{s_t} \phi_s f_y$$

$$C_c = 0.185 \phi_c f'_c$$

۴۱

مانند گری داریم ؛

$$\bar{d} = \frac{C_c x e + C_{s1} d + C_{s2} d'}{C_c + C_{s1} + C_{s2}}$$

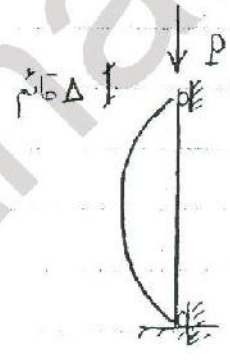
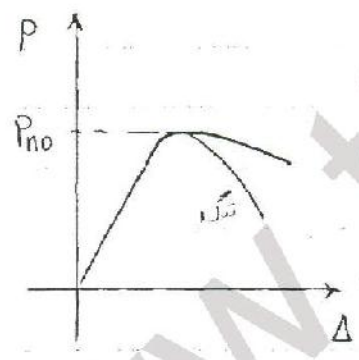
آیین نامه یک ضرب الطینان اضرای ابحوال می کند ما اتم جرح از مرکزین راد تقریر کند چون جرح از مرکزین صعد در محل اتفاق می افتد

$$P_r = 0.80 P_{r0}$$

$$P_r = 0.85 P_{r0}$$

فولاد گذاری سنگ
ماپسیج

* رفتار ستون



ستون انداز رفتار نسبتاً خطی دارد
 متن واحد C_c یا خطی است رفتار کم کم غیر خطی
 می شود مقدار کمتر برابر P_{r0} یا P_r بدول ضرب
 خواهد بود
 اگر فولاد گذاری ماپسیج باشد اندازه ستون P_{r0} و رفتار شکل
 پذیر داریم و این مقاومت و درجی است
 اما اگر فولاد سنگ نگذاریم شکل پذیر می خصلی کم داریم
 چون فولاد گذاری ماپسیج شکل پذیر می باشد می دهد کاهش
 مقاومت آن کمتر است

اگر فولاد ماپسیج زیادتر از حد لازم بگذاریم گبی
 اقتراضی مقاومت دریم اما نمی توان استفاده کرد

* خاصه فولاد با ریسج 8

در حالت صدی خالی مقدار کرنش در دورترین تارین 0.001 است اگر بیشتر شود بتن خراب می شود اما خود با ریسج نامحدود می شود

تا بتن در کرنش های بالاتر خراب شود و بتن های بوسه یا بپرول هتد بهترین می شوند بتن های داخل هتد به دلیل درشتن حصار

خراب نمی شوند فولاد با ریسج بیشتر کرنش می نامح منتظم در تارهای استوانه می شود

مقاومت اضافی که فولاد با ریسج به مای دهی نماید با مقاومت از دست رفته بویستی هتد باید مراع بار 8

(یا آرایش)

مقاومت بویستی $2 P_{sy} A_{sp} = 0.185 f'_c (A_g - A_c)$

که مساحت فولاد با ریسج در یک تار L نیاز به مزرین برابر

$$P_s = \frac{A_{sp}}{A_c} = 0.185 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{P_{sy}}$$

A_c مساحت هتد بپرول تارین حاصرت

P_s نسبت حجم فولاد با ریسج به حجم تار (در واحد طول ستون)

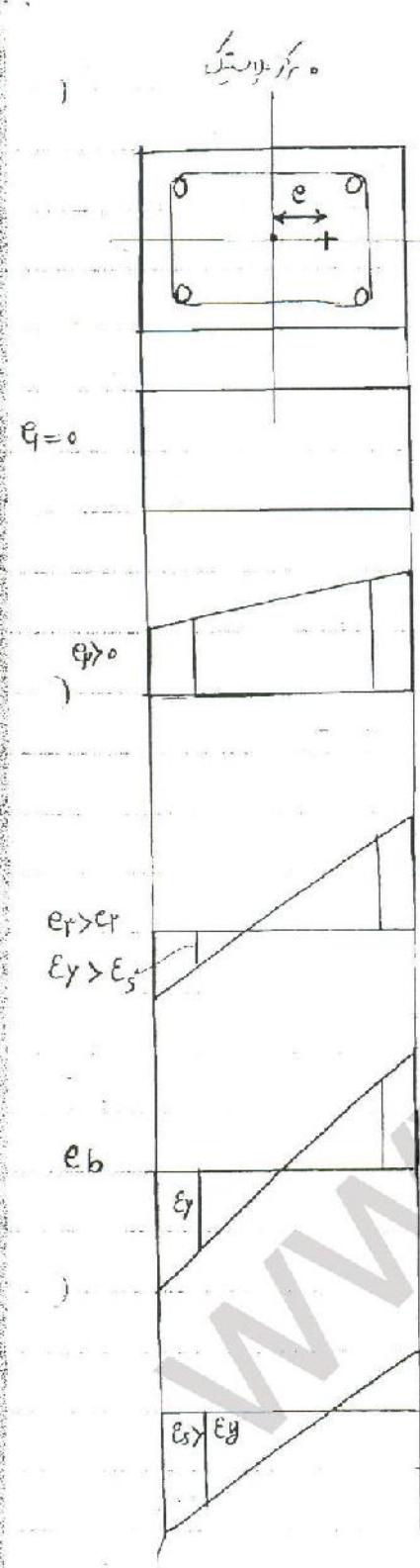
$$P_s \geq 0.185 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{P_{sy}}$$

حون در محاسبه خود P_s مزرین بکار رفته اختیاری نیست

مقاومت محوری با ریسج را حلا گانه در تار مزی گنبد در محاسبه P_p

* قنبار + محاس 8

در حالت کلی مهم بار محوری داریم بنگر



$\epsilon_{cu} = 0.003$

حالت صلب با $\epsilon_{cu} = 0.003$ در دورترین ناحیه حاصل می شود.

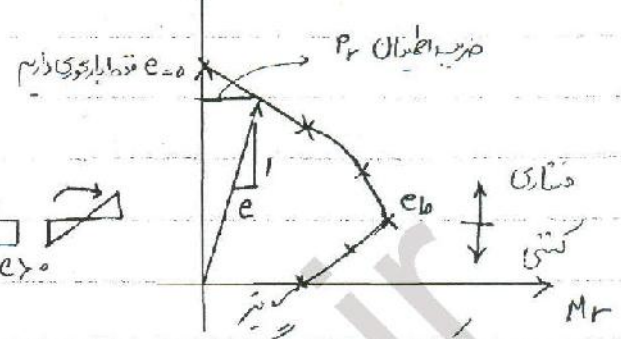
ϵ_{cu}

ϵ_{cu}

ϵ_{cu}

نقطه اثر بار محوری +

P_r



ضریب اطمینان P_r

$e > 0$

اندکس بار محوری - لنگه

در تر صدیج از مرکزیت است
تیر یک نقطه از این منحنی است

در طراحی ستون تمام موعه مود است
و نیوتنه به حساب می آید

در حالت اول بار محوری کوچک و موعه (تاکه) مودار
لنگه اندری لنگه
تمام میلگردها در فشار آید

در حالت e_2 فولاد در تیر در فشار و فولاد دور
راکش است چون لنگه زیاد شده است

e_b حالتی است که من فشاری و میلگره کشی با هم به حد نهایی می رسند

در این حالت اول میلگره کشی به حد نهایی می رسند
و فولاد فشاری به حد نهایی می رسند

تاکه با لنگه با افزایش خروج از مرکزیت می توانست محوری کاهش می یابد اما از

حدی که با لنگه با افزایش e می توانست محوری زیاد می شود حول فاصله ای که کشش می شود تا جایی که فولاد در تیر به حد نهایی می رسد
تولید اثرش می توان در بار داد

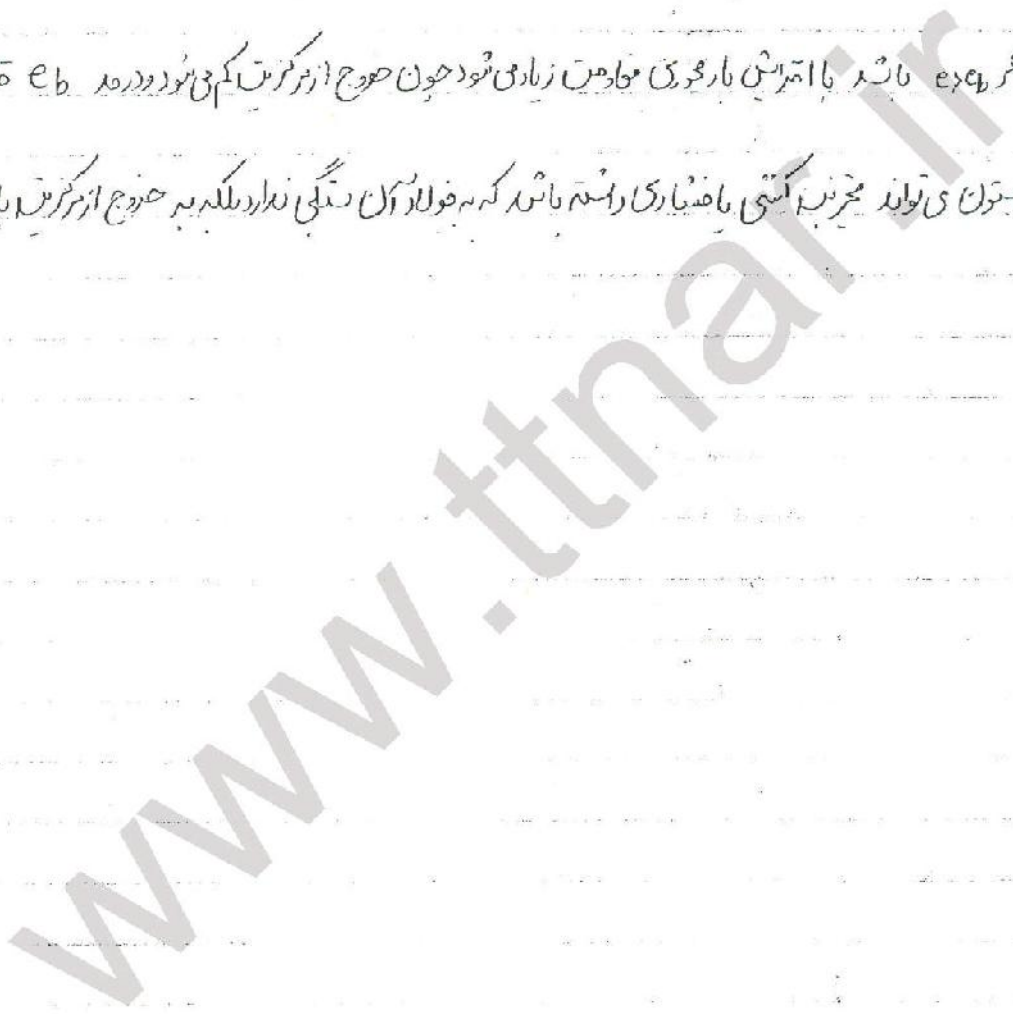
سین مستوفیایه در دستم تقسیم می شوند مستوفیای که مثل ستر در حد کشتی مخزن می شوند مثل مستوفیای طبقات بالا و مستوفیای

که در حد فنساری مخزن می شوند مثل مستوفیای طبقه پایین با

دستون مقاومت جوی یک نقطه بندت بازاری هد e یک مقاومت جوی داریم

اگر $e > e_b$ باشد با افزایش بار جوی مقاومت زیادی شود چون خروج از مرکزیت کم می شود در حد e_b قرار می گیرد

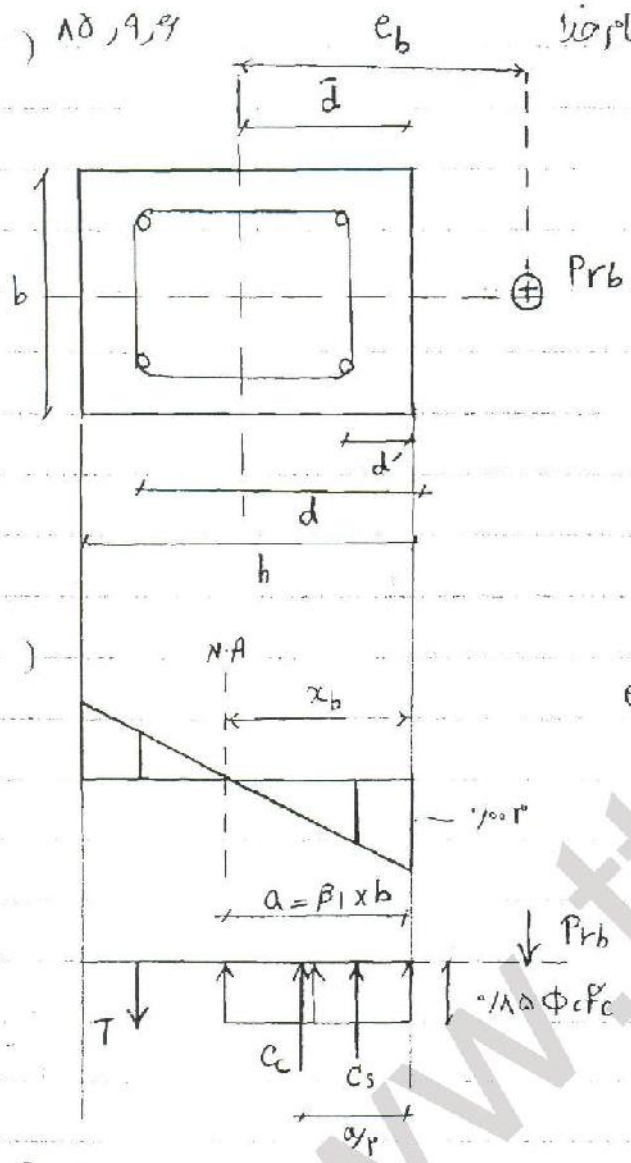
مستون می تواند مخزن کشتی یا فنساری داشته باشد که فولاد آن سنگینی ندارد بلکه به خروج از مرکزیت بار سنگینی دارد



۱۸, ۹, ۹

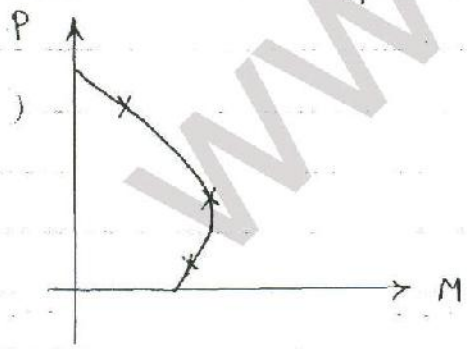
۱۸, ۹, ۹

۱۸, ۹, ۹



$e = e_b$

مركز ثقل نقش های ضرایب در وسط
بلوک موقی اتری کند



۱- حالت متوازن $e = e_b$

$$\begin{cases} \epsilon_{cu} = 0.003 \\ \epsilon_s = \epsilon_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_b = \frac{400}{400 + f_y} d \\ \epsilon'_s = \frac{0.001^2 (x_b - d')}{x_b} \\ f'_s \leq f'_y \end{cases}$$

اگر f'_s بالاتر از f'_y فرض دهیم و همان مندرج را انتخاب می‌کنیم؛

$$\begin{cases} C_c = 1.1 \Delta \phi_c f'_c \cdot b \cdot a \\ C'_s = A_s (\phi_s f_y - 1.1 \Delta \phi_c f'_c) \\ T = A_s \phi_s f_y \end{cases}$$

$$* P_{rb} = C_c + e'_s - T$$

$$* M_{rb} = P_{rb} \cdot e_b$$

$$= C_c (\bar{d} - \alpha_f) + C'_s (\bar{d} - d') + T (d - \bar{d})$$

$$e < e_b$$

۲- گنجینه‌ی منبری

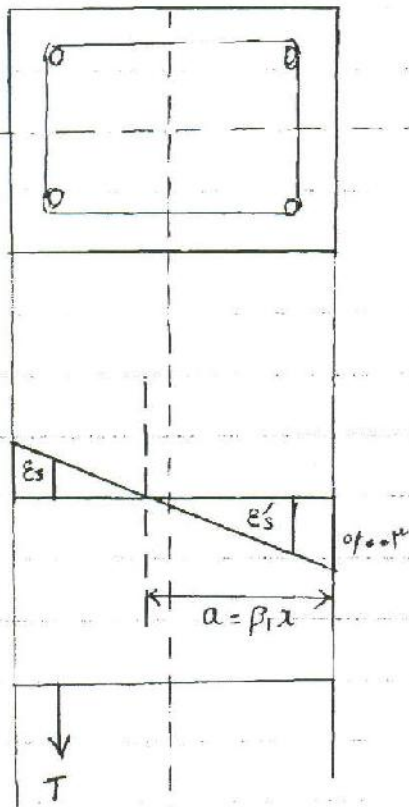
$x = ?$

$$\epsilon'_s = \frac{0.001^2 (x - d')}{x}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.001^2 (d - x)}{x}$$

$$f'_s \leq f'_y$$

← V



$$C_c = \rho_1 \Delta \Phi_c f'_c \cdot b \cdot \beta_1 x$$

$$C'_s = A'_s (\Phi_s f'_s - \rho_1 \Delta \Phi_c f'_c)$$

$$T = A_s \Phi_s f_s$$

قانون بقا

$$C_c (e - \bar{d} + \frac{\beta_1 x}{2}) - C'_s (\bar{d} - e - d') - T(e - \bar{d} + d) = 0$$

از اینجا به دست می آید

$$x < d \quad \checkmark$$

اگر $x > d$ شد یعنی T فشاری است

$$x > d \Rightarrow T < 0 \Rightarrow \text{فشاری است} \quad a < h$$

←

در حالتی عمیق تا خنثی بیرون مقطع می افتد که کل مقطع فشاری باشد

در این حالت باید کنترل کنیم که $\beta_1 x \leq a \leq h$ باشد یعنی بیشتر نشود یعنی

$$P_r = C_c + C'_s - T$$

۳- گسختگی کششی $e > e_b$

$$e_s > e_y$$

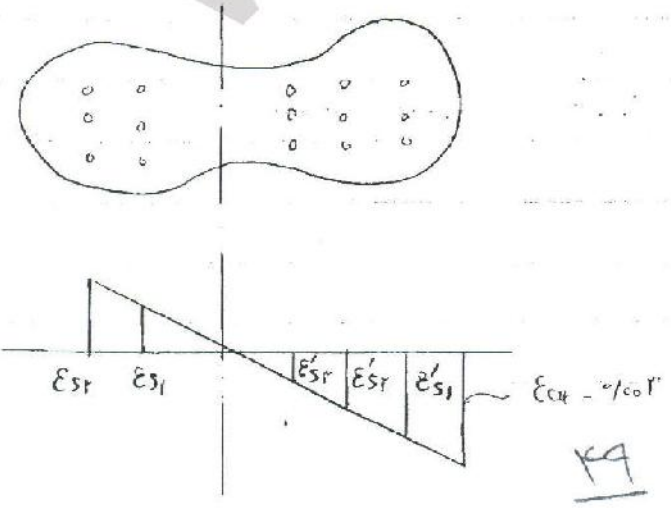
اگر مقاومت توری را از ما خواستند یا سطح مقطع نیست بلکه یک منحنی است مقاومت هر مقطع باید منحنی اندر کشش تعیین می شود

برای رسم منحنی سه نقطه فشاری، گسختگی و بدل شدن را به دست می آوریم و به هم وصل می کنیم.

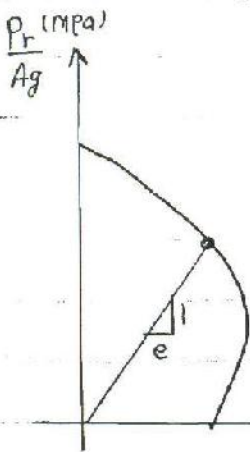
اگر شکل ستون مستطیل نبود فقط در $a = \beta_1 x$ در درجه C_c تاثیر گذار است که باید اینگرا

$$C_c = 0.185 Q_c f'_c b \beta_1 x$$

طول ستون \rightarrow که گویای مقطع مستطیلی



* هر قطری روی منحنی اندرکنش گنیم صبداء وصل شود سبب آن مرام $\frac{1}{e}$ است ؛



تولاد داخلی منحنی اینجمن هستند
تقاطع خارج = نمر این

$$\frac{M_r}{A_g \cdot h} \text{ (MPa)}$$

مورد اندرکنش صبا کتر برای $\rho_g = 0.04$ رسم شده
چون فولاد کلازکا مثل از ۴۰۰۰ و بسیار گنیم است

اگر $\rho = 0.15$ باشد درونایی می گنیم ؛

از صبداء محققات یکی خط باین $\frac{1}{e_h}$ رسم می گنیم با داشتن دهم فولاد محل تکلیفی مشخص می شود و M_r
و P_r معلوم می شوند .

$$\text{بالا تر از } \frac{f_s}{f_y} = 0 \text{ تنش فولاد ، فناری می شود}$$

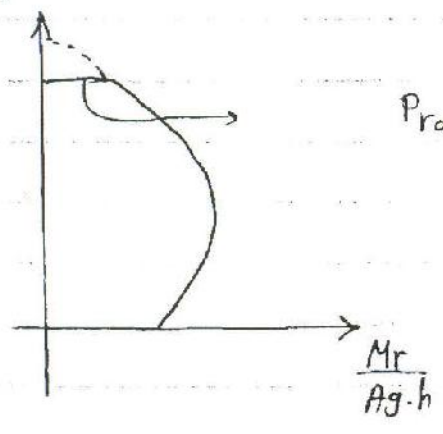
- در شکل ۱۵-۲۰ خط صحن برای فولاد ما بویج و خط نوبت برای فولاد تنگ است

- اگر فولاد مصرفی ۴۰۰ شود صبا صحت را به نسبت $\frac{\text{مقاومت}}{۴۰۰}$ اصلاح می گنیم ؛

اگر مقاومت تنگ ۳۰۰ مپا شود مقاومت را $\frac{\text{مقاومت}}{۳۰۰}$ ؛

التم برای تنگ بالا تر از ۳۵ mpa این روابط درست نیست چون در B تاثیر زیادی ندارد

$\frac{Pr}{Ag}$



$P_{ro} = \frac{1}{8} Pr \Rightarrow$ *تکامل*

www.ttnar.ir

در ستون مقاومت به مقاومت بتن واسطه است به همین دلیل در ستون ها سراسر $f'_c = 20$ نمی داریم و معمولاً از

$f'_c = 30$ استفاده می کنند .

* بار محوری + خمشی دو محوره

معمولاً ستون های آهسته تحت خمشی دو محوره دراز می آید

در حالت زیر را در نظر می گیریم

۱- مقطع دایره ای استوار

وقتی خمشی دو محوره داریم مقطع را باید برای هر دو جهت خمشی طراحی کرد وقتی مقطع دایره ای است نیاز نیست بدانیم که چرخه

صلبی کرده اند و در کدام جهت اتفاق می افتد

$$M_p = \sqrt{M_{px}^2 + M_{py}^2}$$

مقدار
ممن تا خمشی تا بزرگی

۲- حالت های دیگر

در این حالت هم این است که بدانیم محور برآیند لنگرها در کدام جهت است

مرا می بینیم چرخشی از آن معمول در خط استفاده می کنیم و خط نا حالی انجام می شود که در هر دو بار کاری نیز کارها

و قابل نیزها اینر هم دیگر را فرض کنید ۲۷۴

یک جهت را فرض کرده عمق را می یابیم و آنزوری عمق محاسبه شده می فرسیم که عمق باید کم یا زیاد شود و این که بار

خسبی لازم است تغییر کند

چون این روش مشکل است از روش های ساده شده استفاده می کنیم

روش بار متقابل

$$* \frac{1}{Pr} = \frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{Pro}$$

بک بار فرض می کنیم خروج از مرکزیت فقط در جهت x است و $e_y = 0$ است بار دیگر فرض می کنیم بخش

توا حول محور y است و $e_x = 0$ است بار دیگر فرض می کنیم هیچ گونه خروج از مرکزیتی نداریم و Pro محاسبه

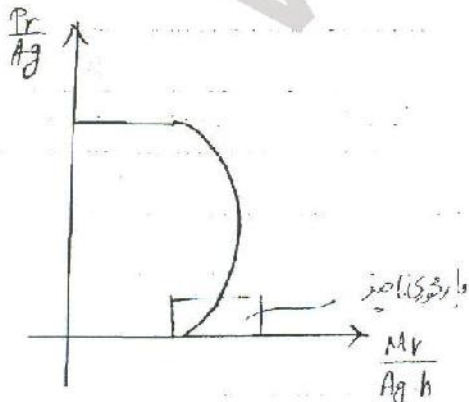
می شود

می توان طریقی را در Ag صرفه کرد

$$* \frac{Ag}{Pr} = \frac{Ag}{Prx} + \frac{Ag}{Pry} - \frac{Ag}{Pro}$$

این رابطه دقیق خوبی دارد به حدی که بار خوبی کوچک باشد یعنی بار خوبی از ۱٪ به پایین مقطع کمتر باشد

در این حالت می توان از بار خوبی صرفه نظر کرد و مقطع را مانند تیر طراحی کرد چون بار خوبی در این مورد قرار دارد و نادیده



گرفتن آن در هنگام مقاطع کاراته است

$$0.1 \leq c \cdot f_c \cdot Ag$$

$$\frac{M_{Fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{Fy}}{M_{ry}} \leq 1$$

در طبقات بالای ساختمان که نیروی محوری ناچیز است، ستون‌ها مانند تیرها رفتار می‌کنند.

* فصل ۱۶
ستون‌های لایحه ۶

ستون‌های غیر مستوی؛ این که مقاومت آن به طور قابل توجهی از مقاومت متوسط کمتر است یعنی اثرات لایحه ۶

در آن قابل توجه است؛

* اثر P-Δ

۱- ناپایداری عضو buckling

۲- ناپایداری جانبی sway



سین کمانش، ناپایداری عضو، مقاومت را مستوی می‌کند

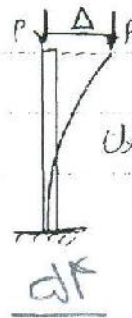
علت این کمانش این است که

۱- امکان ندارد که خروج از مرکزیت نیروی P صفر باشد

۲- امکان ندارد ستون مستوی باشد در نقاط مختلف در آن وجود دارد



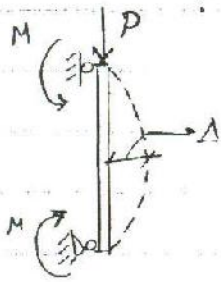
حالی که نیروی ستون را گرفتیم



استهکای ستون آزاد

این جابجایی جانبی ناشی از عدم مستوی بودن است که آن را Drift یا sway گویند

اگر اختلاف مواد مقطع ستون بیش از δ دهد باشد ستون لاغر است ؟



۱- نابرابری مضمونی

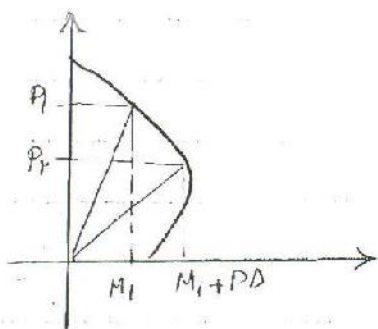
مقتضی آنکه بار در تکرار
گردد و این تغییر شکل

۳ اگر این تغییر شکل را در تکرار بگیریم در وسط ستون داریم

$$M = M + P\Delta$$

$$M_{max} = M + P\Delta_{max}$$

مماثر $P\Delta$ ، اثر ثانویه می‌گویند چون تغییر شکل ، دیگر ایجاد کرده است



* لاغری در برع است : ضعیف لاغر یا لاغری

دقیقاً لاغری از δ ضعیف تر است. ستون را ضعیف لاغر در نظر می‌گیریم

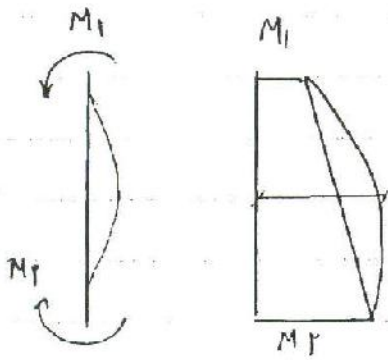
آنانچه ضعیف که اثر $P-\Delta$ را در نظر می‌گیرند آنانچه را در برع هم قاصد می‌شوند

کدام آسانترها که در ضعیف اثر $P-\Delta$ را در نظر می‌گیرند

همیشه در حالت معادل اثر $P-\Delta$ باعث افزایش M_{max} می‌شود

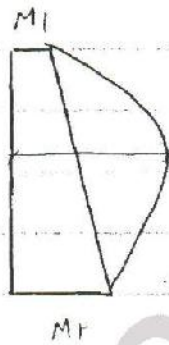
در حالت کلی اثر $P-\Delta$ باعث افزایش M_{max} نمی‌شود

قدراش به نوع نمبر شکلها و معادله نگار اندازه اتصالاتگی دارد

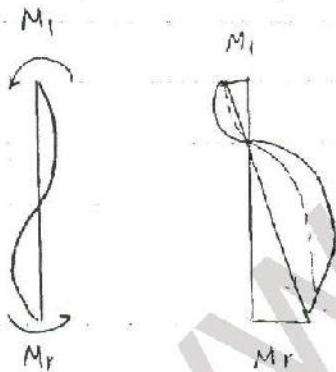


$$M_{max} > M_1$$

اگر اثر P-Δ زیاد شود



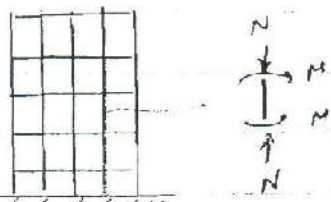
اثر انگرها احتیاجات مضامین ایجاد می کنند



حالتی که احتیاجات مضامین داریم چون نمبر شکل هار خلاف کلیم هم هستند و هم دیگر راحتی گشته اثر P-Δ کمتر است

احتیاجات مراده از مضامین، خطرناکتر است و معادله مقبول را بیشتر به خطری اندازه

مقدار 15 به عوامل زیر دیکتی دارد 8



مقدار بودن یا نبودن عضو

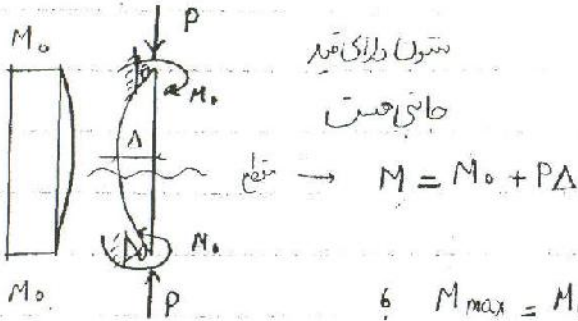
دیگرهای دربر عضو

لاعنری عضو

- ستون لایتر ۸

لاغزی همان اثر P-Δ است که در نوع اسن ۸

- تاب پذیری عرضی
- عدم صید جانبی



ستون دارای صید
جانبی هست

مقطع → $M = M_0 + P\Delta$

۶ $M_{max} = M_0 + P\Delta$ مقطع را باید برای حد اکثر اثر طراحی کرد پس
 $= P \cdot e + P \cdot \Delta$

Δ تابع P است

پس رابطه M با P دیگر خطی نیست

- برای جانم اثر لاغزی دو گونه می توان عمل کرد ۸

۱- آنالیز در سه دو

۲- دستور العمل آیین نامه ای

آنالیز در سه ۱- منظور آنالیزی نیست که اثر PΔ به حساب می آید هر گونه اثر ثانویه و اثرهای ناشی از اعمال بار

و تغییر مکان ها که اکتفا شده را باید به حساب آورد. همانم این است که فرض صدار و جاسی برای بخشی و عضو جواب نمود

* اثر تاب پذیری عرضی چگونه به حساب می آید ؟

$$M_{max} = M_0 + P \cdot \Delta$$

$$= M_0 \cdot \frac{1 + \psi \cdot \frac{P}{P_{cr}}}{1 - \frac{P}{P_{cr}}}$$

حالت متوازن
ψ اثر تاب پذیری و شرایط تکیه گاهی
راده تفرقی نمود

نقش $\frac{P}{P_{cr}}$ کوچک است. لذا برای این ستون ۲۳ است.

$$M_{max} = M_o \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}}$$

در صورت
احتمال
بارگذاری مساوی



لنگر زیر اثر بار و تیرگی = M_r

$$M_{max} = \frac{M_r}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \cdot C_m \geq M_r$$

C_m قابل M_o می

است که اگر عملی کردیم

اندازه P-D داریم

$$C_m = 0.4 + 0.6 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

احتمالاً $\frac{M_1}{M_2} < 0$

$C_m \downarrow$

$$* M_c = \delta_b \cdot M_r$$

ضریب تابکاری محوری

$$* \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_f}{P_c}}$$

ضریب تابکاری نامعین تابکاری محوری $\Phi_m \cdot P_c$

$$\Phi_m = 0.75$$

CSA $\Phi_m = 0.75$

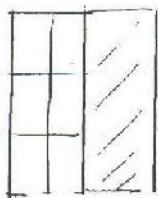
* اثر مد جانبی sway 8

آسانتر در فصل ۲

— آیین نامه ای (ضریب زلزله کمتر از ۵)

در ستون‌های که حرکت جابجایی قابل توجه دارند اثر نامعقدی جابجایی ظاهر می‌گردد

اگر ضرایب اگر در برابر حرکت جابجایی معقد را بشود مثل دایره‌های داشته باشد



اگر حرکت جابجایی داشته باشیم اثر نامعقدی تمام ستون‌ها معقد می‌شود

— تغییر شکل نمی‌دهد در ستون‌ها در این حالت زیاد است

هر چه معقدی جابجایی بزرگتر باشد جابجایی جابجایی کم است

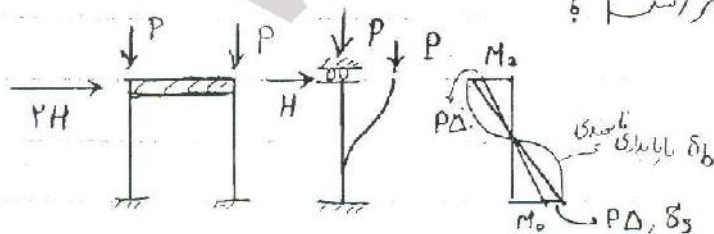
اگر معقدی جابجایی کم باشد اما بارگذاری متوازن داشته باشد می‌تواند جابجایی جابجایی داشته باشد

$$\frac{\sum P_p \cdot \Delta_o}{H_p \cdot h_s} \leq 0.04 \quad \text{اثر نامعقدی نوع ۲ هم نیست} \quad \text{ضریب} = 0.05$$

فرض با این است که کوبه‌ها و سقوط در این مورد
ستون‌های این طبقه با هم نیز در این مورد

- H_p مجموع نیروی جابجایی در طبقه
- h_s ارتفاع طبقه
- Δ_o تغییر شکل نسبی طبقه

— اثر نامعقدی جابجایی معقد در جهت اقتدارش کمتر است



* اثر نامعقدی نوع ۲ همیشه بیشتر است

نکته: کمتر از ۰.۰۵ هم داریم که در اثر نامعقدی اعضا اتفاق می‌افتد

یکی از عوامل مؤثر در غری طول مؤثر ستون بین دو نقطه عطف است $k l_a$
 طول آزاد

ص ۹۹۱

مفصل $1 - k < 0.5$ k در ستونهای

مفصل $1 < k < \infty$ k در ستونهای

برای محاسبه P_c در δ_b و k با فرض مقدار بودن ستون است حتی اگر ستون نامعین باشد

$$* P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k l_a)^2} \quad 0.5 < k < 1$$

در محاسبه δ_b فرض می‌کنیم معین است

چون اگر ستون در برابر حرکت جایی نامعین باشد اثر نامعینگی بر δ_b بی‌اثر می‌شود

δ_b مثل صورت مسئله است

محاسبه δ_s

از شکل ص ۹۹۱ درس می‌آید

آنانچه در اینجا انجام می‌دهیم یکبار بدون اثر جایی یکبار با اثر نامعینگی (ای عضو)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_f}{\Phi_m \sum P_c}}$$

k در حالت نامعینگی
 می‌آوریم

در حالت مصلوب بودن \rightarrow برای تمامی ستونهای یک طبقه هم‌مختار است

درخواست

$$M_c = \delta_b \cdot M_r$$

$$* M_r = \text{Max} (M_{ns} + \delta_s M_s)$$

نگهدارنده نیروهای جانبی

نگهدارنده نیروهای جانبی

مشاره با مابین P و M_c اعمال شده روی آن طراحی می‌کنیم

اثر اغزی ۸

با P-Δ

ناایداری عضو یا کمانش ← ممکن است در تمام طول عضو بجز max شدن نگر شود
حاکم جابجایی ← ناشی از انقباض بودن عضو است

* $M_{max} = M_0 + P\Delta$

اثر نگر نوع دوم
صورت درجه ۱ اثرش نگر اولیه است

اگر اثر نوع ۱ در عضو باشد
الزامی نیست که اثر نوع ۱ هم باشد
اثر لغزی نوع ۱ ضریب از نوع ۱ است

در طراحی ستون لغز باید اثر PΔ و لحاظ کرد به در روش ۸

۱- آنالیز درجه ۲ ← در این آنالیز اثر PΔ در آنالیز همدی و از تاج بدین آنجه استفاده می کنند

۲- δ_b و δ_s متور افکشی ← در مرکزهای جلی و اغزی می توان دستور اصلی نوشت

$M_c = \delta_b \cdot M_r$ لگرتون

یا آنالیز بدین
آمده است

* $M_r = \max (M_{ns} + \delta_s M_s)$

که ضریب زنده نگر ناشی از ناایداری است

داده های وارد در برابر در دسته تعمیم می کنند
نا جابجایی جابجایی و مابعدون جابجایی جابجایی

چون درجه ۱ M_s با اثر P-Δ ظاهر است

ستون را برای لگرت M_c ، P_m مثل ستون کوتاه طراحی می کنند

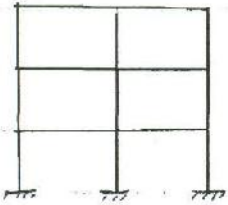
وقتی δ_s را حساب می کنند ؛ k (ضریب طول مؤثر ستون) $1 \ll$

$\frac{1}{2} < k < \frac{1}{2}$ " " δ_b "

8 - مقادیر P_c , EI

مقایسه δ_c و δ_d نیازمند P_c « بار بحرانی » کلاسیک معین

مقدار EI در حسابان اهمیت دارد



سختی یک مقطع ترک خورده خیلی
کمتر از سختی یک مقطع ترک نخورده
است
ترک در نقاط با حاصلضربهای معین

رغبتی ۱۹۶۱

شدن ترک خوردگی در تیرها بیشتر از ستونهاست چون ستونها
سختتر بار کشوری اند، مگر بار عرضی روی آنها کمتر از تیرهاست

ACI 02
۲۸۰۰

$$EI = 0.7 EI_{gross} \text{ ستون}$$

$$EI = 0.35 EI_g \text{ تیر}$$

در حالتی P_c مقدار EI را
این مقدار می گیرند
الستیک در آن نیز نیاز هم استفاده
می شود

در طراحی در بار تعلقی اگر ترک خوردگی را لحاظ نکنیم مشکلی ایجاد نمی شود در BS این کار را می کنند
ولی در محاسبات لرزه خیز باید این کار را کرد، در طراحی در بار لرزه باید ستونها قوی تر باشند

$$* EI = \frac{0.7 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d}$$

* برای P_c

اثر خزش

خزش یک مقدار در همه در است در ستونها می تواند هم باشد

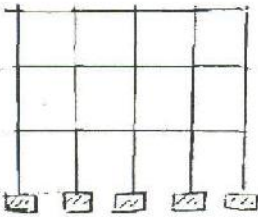
معنی β_d شکل در اثر گذشت زمان creep

β_d با معنی β_d بزرگتر می شود

مثلاً یک مساحتی ۹۰ طبقه ۳۰۰ متر ارتفاع دارد در یک ستون ۳
ارتفاع ۲۰۰ متر اگر خزش را حساب کنیم تغییر شکل زیاد در ستون کمتر از تیر
ایزادی کند

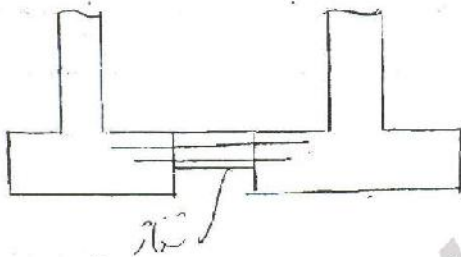
شماره ها ۸

شماره محل اتصال بین دیوارها و زمین معتبر است ، شماره ها در این دیوارها در نقش درج می دارند



دیوارها را جمع آوری کرده به زمین متصل می کنند

شماره : می های یک دیوارها را به هم می بندد و ساختمان را یکپارچه می کند



مقدار تقس در بتن در ستون مثلا $50 \frac{kg}{cm^2}$ است مقاومت خاک حدود $2 \frac{kg}{cm^2}$ است پس باید یک شماره واحد ایجاد

کنیم که این بار شدید را تحمل کند و آن را زمین کند به خاک رساند می باید روی یک زمین مناسب قرار گیرد

- می ساختمان مثل کین باکی است « درگرفتن »

- انواع می ۸

اگر زمین مناسب بود چندان نیازی بود نمی رفتی توان استفاده کرد اما باید خیلی دقت را چند کنیم

می عمود

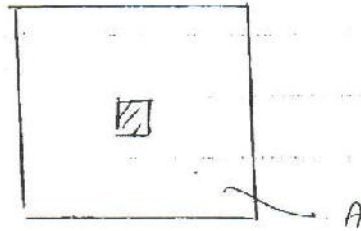
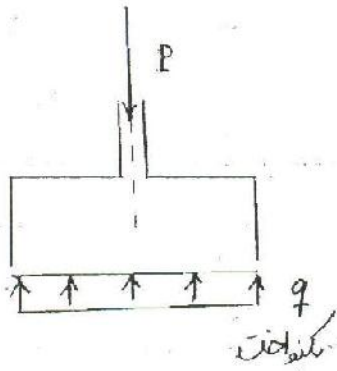
می

می

می

* پس ایجاد می بدون ضریب اطمینان محاسب می شود ؛ در بارهای باربردن ضریب در تعیین سطح بی اتوالی شود

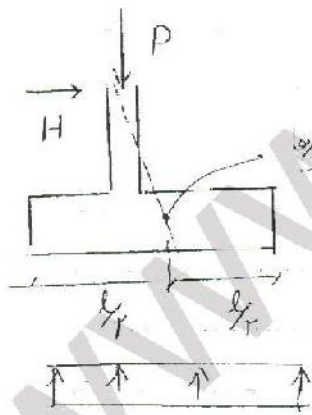
اماد طراحی سازه بی بارهای با ضریب را بکاری مرتب ؛



* ایاد سطح بی ؛

$$* \quad q = \frac{P}{A} \leq q_a$$

P اثر هم بارهاست، برده در نمودن ضریب

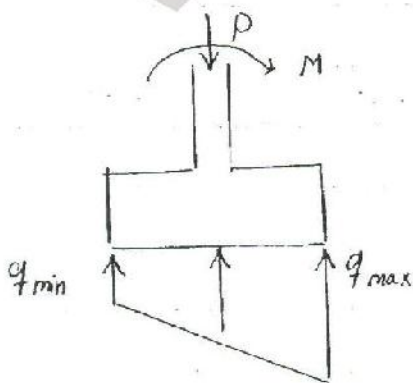


اگر خروج از مرکزیت داشته باشیم ؛

لبه چپ مرکز اثر شده در نظر می گیریم ؛ در تعیین سازه بی را باید حتماً در نظر

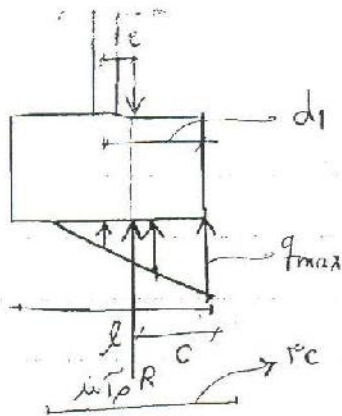
حالت کلی ؛

در این حالت طراحی را باید در نظر گرفتن توزیع نیروی در عرض سطح باید انجام داد



در حالت بی توان در نظر گرفته ؛

- سطح زیر بی فشاری خواهد
- کتی از بی به کتی منفی



حالت اول 8 -

$$* q_{min, max} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{e}{R} \right) \quad e = M/P$$

این رابطه برای $e < l/4$ کاربرد دارد

$$* q_{max} \leq q_a$$

باشد

حالت دوم 8 -

$$c = d_1 - e$$

این رابطه برای $e > l/4$ کاربرد دارد

$$* q_{max} = \frac{P}{A} \frac{c}{R}$$

$$* q_{max} \leq q_a$$

اما در عمل توزیع تنش غیر خطی است که این امر منتهی خواهد شد مستطینی دارد

توییل ۴،۱۴

روزه ۱۱،۲۳

۸ صدای بهره‌مرداری

$$M_r \geq M_f$$

$$V_r \geq V_f$$

$$T_r \geq T_f$$

$$P_r \geq P_f$$

در حالت برین مقاومت‌ها هرگز از مقاومت‌های
و بارها کوچکتر از حالت برین‌ها اند

در حالت بهره‌مرداری انتظار داریم سازه دچار تغییر شکل‌های بزرگ درنگ‌ها یا غیرمستقیم نشود؛

* در حالت هم‌درصدی بهره‌مرداری ← خیز بزرگ البته در حالتی و ارتعاش هم همین دارد؛

در سازه بهره‌مرداری بارها بدون ضربه
مقاومت‌ها بدون ضربه

* تغییر شکل یا خیز

تغییر شکل‌های سازه دورتر اند

تغییر شکل آنگی ناشی از اعمال بار است که مقیاس با بار تغییر شکل یکبار می‌شود

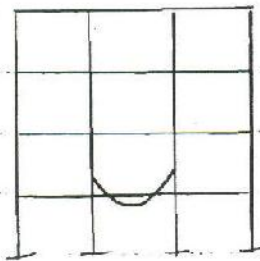
تغییر شکل دراز مدت

$$F = k\Delta$$

اگر بار داناته نده داریم در اثر گذشت زمان بر تغییر شکلها متورده می شود که ناشی از خدش و جمع زدگی است

* محاسبه تغییر شکل

در بخش تغییر شکل تابع EI است



یک متر از این سازه را
در نظر می گیریم

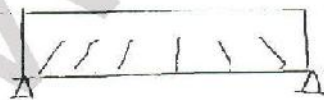
اگر مقطع تیر T باشد در یک نگاه ننگ متنی است



اگر نخواهیم تغییر شکل را در طول تیر بدست آوریم

باید EI بود در ایامم چون EI در طول تیر متغیر است؛ باید I_{cr} و ایامم

I_{cr} ترک خورده برای طراحی مقطع ترک خورده مناسب است نه برای محاسبه ترک خورده چون این ترکها منقطع هستند



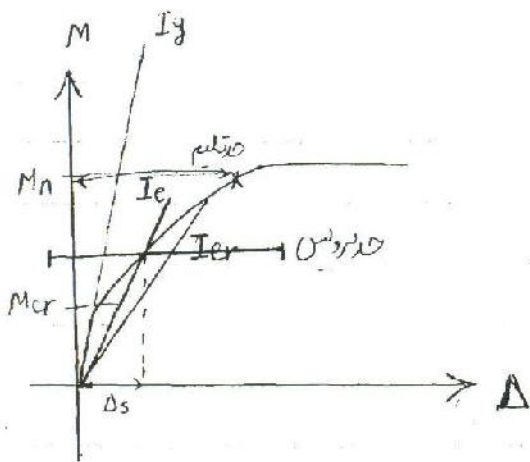
پس در سازه برای ما نیازمند I_e هستیم؛

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

میراث بر سازه

M_a ما زینم کمتر در محاسبه در حالتی خود به خود تغییر شکل را ایامم

سختی محسوب می شود برای این که به محاسبه اندر می کند

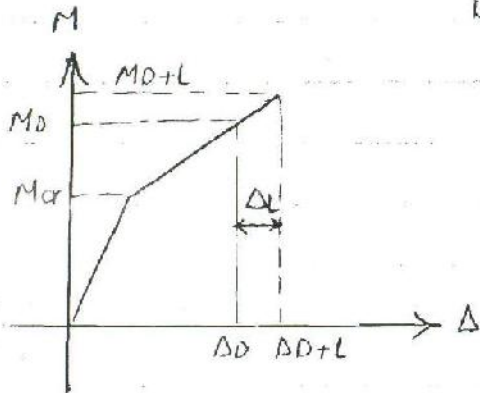


I_e برای حالت سرویس از رابطه قبلی بدست می آید

$$E = 5000 \sqrt{f'_c}$$

8 - تغییر شکل تحت اثر بار زنده

بار زنده به تنهایی معمازه انحلال نمی شود بلکه همراه بار مرده است



با تغییر شکل مرده و زنده را با هم حساب کنیم از تغییر شکل بار مرده کم کنیم تا تغییر شکل بار زنده بدست آید

8 - اگر تیر ساده نباشد

8 I_e متوسط در تیر دو سر پیوسته

$$I_e \text{ متوسط} = \frac{1}{3} I_{e,m} + \frac{1}{3} (I_{e1}, I_{e2})$$

I_{e1}, I_{e2} سطح دو سر عضو
 $I_{e,m}$ سطح متوسط

8 I_e در برابر کوسه پیوسته

$$I_e = \frac{1}{3} I_{e,m} + \frac{1}{3} I_{e, \text{end}}$$

* برای کاهش تغییر شکل در حالت نیروی از هم مدلی باید استفاده کرد ؟

ترک خوردن - خطی « چون در حالت نیروی رفتار خطی است »

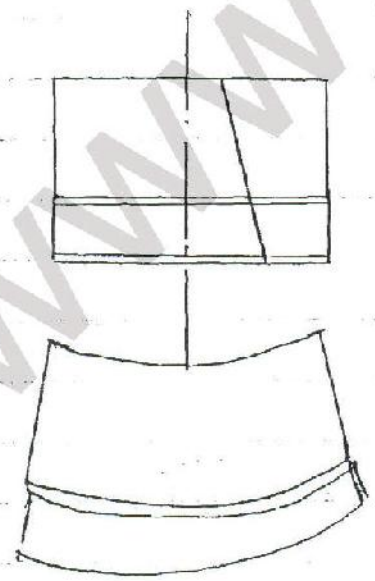
* تغییر شکل راسته بر زمان 8

در عامل برای این ها در هر دو دارد :

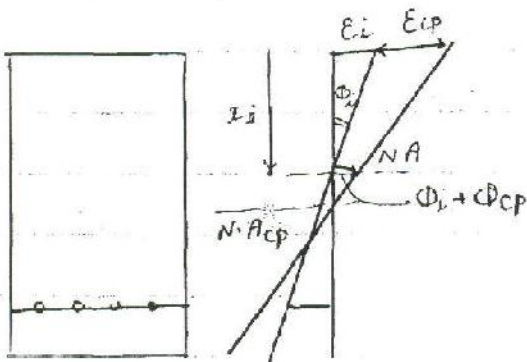
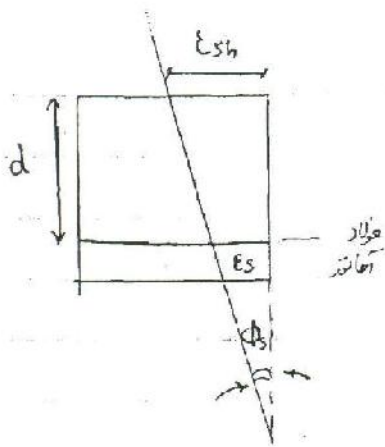
Shrinkage - چون بین در اثر زمان آب از دست می دهد به خودش را جمع می کند و در نتیجه در آن ترک ایجاد می شود

Creep - این پدیده اصطلاحاً به معنی کشش تدریجی در هر مصالح در عین هم می خورد

← ابتدا جمع شدگی



شکل می خواهد جمع شود اما طول از بی خواهد در نتیجه ترک ایجاد می شود



- خردش :

اترادی خردش و جمع شدگی مر اثرات بارگذاری اجناسی نمود

طبق دستور العمل آیین نامه این در اثر بارها هم در نظر می آید

$$\Delta t = \Delta_{sh} + \Delta_{cp}$$

$$= \Delta_{ci} \cdot \frac{S}{1 + \omega \cdot \rho'}$$

از آن برای حساب می نمود

ρ' نسبت فولاد تقویری

حول آن فولاد تقویری طولی است که در بخش بارگذاری می آید

S	۱ سال	۲
	۱۲ ماه	۲.۴
	۶ ماه	۱.۲
	۳ ماه	۱

آماره از سال ۶۰ ماه به بی نظیر می نمود

* برای کنترل تغییر شکل آسین نامده ها (دوشل دارند) *

۱- کنترل صفحات فصل ۵- کتاب مروتی و مروتی

۲- محاسبه تغییر شکل

اگر صفحات را کنترل کنیم نیاز نمی‌کنیم تغییر شکل داشته

تغییر شکل مجاز را آسین نامده های دهند

* کنترل ترک *

من وانا نیکه ماده ترک خوردن است « مروتی و مروتی »

در اثر بارها و نیروها و تغییرات دما و تغییرات شیمیایی در طول عمر سازه اتفاق می‌افتد

این ترک ها نباید کنترل شود ترک های غیر نیروی را باید با دستور العملها در روش های عملی کنترل کرد و باید
کنترل کرد

- در اینجا حرف ما کنترل ترک ناشی از افعال نیرو است ما ترک ها حتی العقور و نیرو بخش نباید *

۸ - میوه‌های پرده سرداری ۸

خیزد و ترک

* کسب ترک ۸

انواع ترک

حلقی

محلی

عمل آوری

و ... که ترک‌های غیرسازه ای اند

مانند ترک سازه ای کاربرد داریم ؟

* ترک سازه ای ترک است که در اثر بار در مکان نیرو به سازه ایجاد می شود

برای رسیدن به یک وضعیت اقتصادی باید سازه ترک خورد. البته در سازه های بتنی معمولی در بتن سفتی نسبی کامل اجازه ترک رسانی دهیم

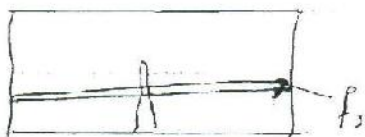
ترک های سازه ای باید تا ترک باشند و نباید عمل نمود عوامل محیطی تا مطلوب و خیزدگی مسلکرها هستند

ترکیب می دهیم ترک ها زودتر بخش نباشند تا کم دو دو دگی ترک

مختارند ترک ها را حدود 0.3 mm مجاز می دانند ۶

- مطالعات تجربی روی پارامترهای پوسته ترک و پهنای ترک به عمل آمد و مشخص شد که هرگز بیش از آن عامل توندرزگی آن فرقی

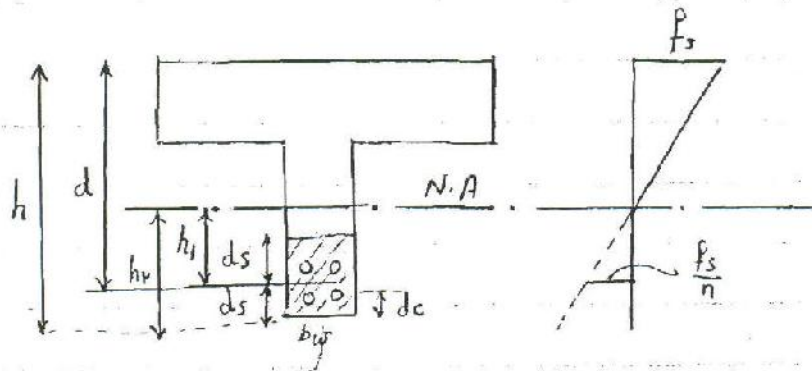
نش در مسلکرها کسبی است ۶



هم چنین افزایش پوشش مسلکرها و این که از مسلکرها

قطر بیاد، سازه کنیم یا مسلکرها با قطر کم ولی توندرزگی

VCA



مساحت مؤثر (Ae)
اطراف میلگرد

(mm)
رنمای ترک در مقطع
تنی تحت کشش

$$W = C \beta f_s \sqrt{d_c \cdot A}$$

$$\beta = \frac{h_f}{h_i}$$

$$* c = 11 \times 10^{-3} \frac{mm^2}{N}$$

(N/mm²) fs → تنش در میلگرد

dc → مساحت پوشش بتن

$$A = \frac{A_e}{m} = \frac{\gamma (h-d) \cdot b_w}{m} \quad m \text{ تعداد میلگردها}$$

* هر چه m بزرگتر باشد A کوچکتری شود بنابراین اگر از تعداد تنزی میلگرد کوچکتر استفاده کنیم رنمای ترک کاهش می یابد!

با این رابطه رنمای
تنی گسترده «آناکراسید»

$$Z = f_s \sqrt{d_c \cdot A} \times 10^{-3}$$

$$= \frac{W}{C \cdot \beta} \times 10^{-3}$$

- عرض ترک یاز در بطول تار (مربون مساحتان)

$$W \text{ گز} = 0.133 \text{ mm}$$

* برای بارهای سطح داخلی 8 $W = 0.4 \text{ mm}$

- برای نشان داده که در ساختمان های معمولی $\beta \approx 1.2$ تا برای بارهای سطح داخلی

* $Z = \frac{0.4}{11 \times 10^{-9} \times 1.2} \times 10^{-4} = 30 \text{ KN/mm}$

- سطح خارجی

* $Z = \frac{0.42}{11 \times 10^{-9} \times 1.2} \times 10^{-4} = 25 \text{ KN/mm}$

تشی در محاسبه جهت $F_s = -1.4 F_y \rightarrow$ این نام β در بارهای

* اگر $F_y \leq 300 \text{ MPa}$ باشد یعنی A_1 نیاز کمترین Z نیست

* $\beta = 1.25$ ←

سطح داخلی $Z = \frac{1.2}{1.25} \times 30 = 28.8 \text{ KN/mm}$

سطح خارجی $Z = \frac{1.2}{1.25} \times 25 = 24 \text{ KN/mm}$

$W = 0.1 \text{ mm}$

- سازه های فولادی نخواهند که می خواهیم کامل آب بند باشند

$W = 0.15 \text{ mm}$

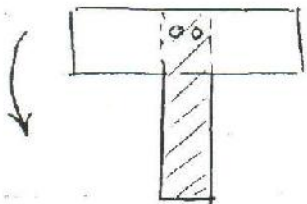
- سازه های که در آن دریا قرار دارند و در معرض ترم و خشک شدن متوالی قرار می گیرند

$W = 30$

- سازه در معرض رطوبت و در تماس با خاک و هوای مرطوب نباید

- هوا خنک و روشن محاط فراهم باشد $w = 0.741^{mm}$

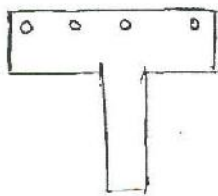
* دبی در تیر T شکل بالای بتن کشش حراری گردد
و اثر زلزله یا درنگه گاه



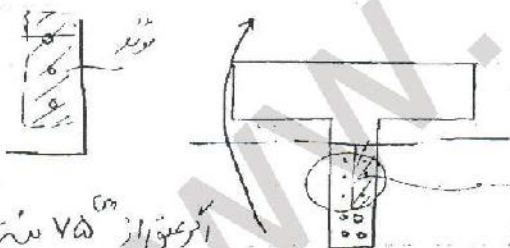
میلگردها در بال حراری کشند گندم به دور مقطع مستطالی
طراحی می شود که باید در بطنای تیر در بال توزیع شوند نه در ناحیه جان

اگر بطنای تیر از ۱۰ دهانه فراتر بود میلگردها در عرضی مودل $b \leq \frac{e_n}{10}$ توزیع می کنیم

در رفته عرض بال میلگرد اضافه می گذاریم



* اگر عرض جان مقطع همی زیاد باشد



اگر عرضی از 75^{cm} بیشتر باشد
این کار لازم است

در این ناحیه بتن
تحت کشش است
و هیچ میلگردی در آن
نیست باید میلگرد اضافه می گذاریم

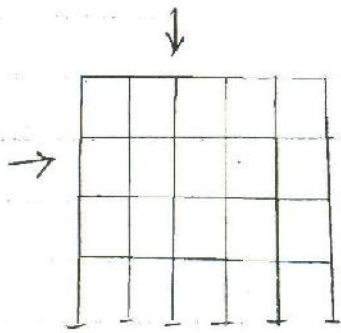
(۰/۰۰۸) سطح مقطع
توزیع

مسائل فصل ۱۱

- نمونه 8

دما همون واقعی است نه تخمایی!

- مکان اساسی 8



1- مکان انرژی مؤثر دما را به صورت یک قاب مدل می کنیم

آنالیز را ۳ بعدی انجام دهید مابعد ابعادهای بدروز با

یک تیر که تکیه می خورد در کل طولش یک تکیه می خورد
 مابعد سختی مؤثر استوار کنیم
 مابعد را با برای حالت صدمی کابی طراحی و تحلیل می کنیم

* $EI_e = \alpha EI_g$
 این نامه اجازه می دهد در می بین
 I_g این ممان را مربوط کنیم
 $E \leftarrow E$

تیر	ستون	* ضریب سختی مؤثر (به سختی تیرک خموده)
1	1	
1/2	1	
0.175	0.7	

آبای صمدی ACI دکانا را

این مابعد انرژی را همان
 می کنند

وقتی این را 1:1 می کنیم مقادیر تیر و ستون تقریباً مساوی
 می شود این طراحی ستون به طراحی تیر قوی و ستون ضعیف می شود
 ولی نسبت 1:2 به تیر ضعیف و ستون قوی می شود

* در طراحی لرزه ای از مؤثر ستون قوی و تیر ضعیف و ستون ضعیف و تیر قوی استفاده می کنند تا در صورت وقوع زلزله
 تیرها خم شوند اما تیرها در دهانه همان دهانه است و بازسازی آن امکان پذیر است

نقش ۱۷: ۱/۳۵ - منطقی تر است اگر چه روی توزیع گدازه‌ها عکس است یعنی تا بیشتر گذار نباشد اما روی محض شکل آنرا را

و چند شکل دیگر هم می‌دهد استوانه از این ضربه‌ها بهتر است.

این فرانس مربوط به قاب محضی شکل بیضی و دایره یا متورط است

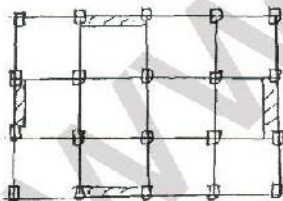
* اگر در قاب محضی دیوار برشی بکار ببریم؛ محضی زیاد تری شود؛

بنابر این نیروی وارد را نصف می‌کنیم

کمتر خواهیم شد و در این حالت می‌توان از نسبت ۱:۱ استفاده کرد

۲- سیستم سازه‌ای

قاب محضی ۱، دیوار، قاب محضی + دیوار برشی



- اگر از دیوار برشی استفاده می‌کنیم
عناصراً باید از هم فاصله داشته
باشند و نباید نامتوازن باشند چون
تغیض می‌شود ایجاد می‌شود

هر چند دیوارها از هم فاصله داشته باشند باز هم کمتر تری شود



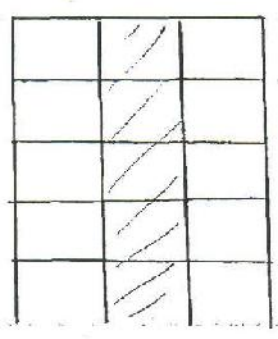
- نباید دیوار برشی متقاطع باشد
چون با ردی گداز که وصل است سطح بردها
با هم رود

- دیوار برشی برتر است در سطح ساختمان نباید

دکونهای توان از نیروی تیر هم بلوک استفاده کرد از نظر پوسنگی در درجه ناهمبندی مستقیم برهم از مستقیم تیر-دال با این تم
اسن

در دوره باید مستقیم کوز را خودمان امتحان کنیم

www.ttnar.ir

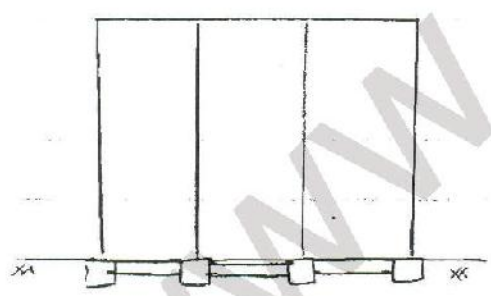


- قاب خمشی بدون دیوار
 $I_{e, \text{تیر}} = 0.35 I_g$
 $I_{e, \text{ستون}} = 0.70 I_g$

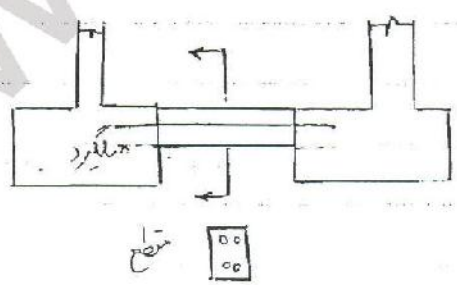
قاب خمشی با دیوار
 فضیلت بالا صادق است
 با فرض ا و ای توان استفاده نمود چون بیشتر نیروی جانبی را دیوار برتری می برد
 در صورت ترک در دیوار ستون ها کمتر خواهد بود

* سناریوی ۲

پی های سنگی را باید به هم بندیم

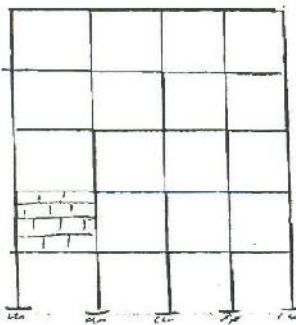


حدکن نسبی ستونها ؛
 نسبت به هم نیروهای
 برتری در اعضا ایجاد کنند ؛

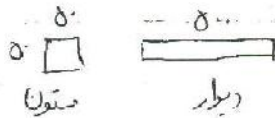


ا- نیروی موی ستون را به عنوان نیروی
 کششی در مقطع در نظر بگیریم
 $1.85 F_y$ - قسمتی نسیم در مساحت
 لازم. میلگرد ها را می بایسم ۴ تا میلگرد می گذاریم ؛

* دیوارهای آجری برکنده 8



دیوارهای برکنده معمولاً به قاب می‌چسبند



سختی دیوار خیلی بیشتر از ستون است

سختی قاب در نتیجه وجود دیوارها با هم می‌رود و در نتیجه نیروی بیشتری به قاب وارد می‌شود و همین حال مقاومت هم زیاد می‌شود

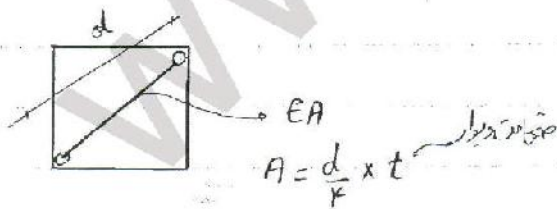
معمولاً مقدارش مقاومت ناشی از دیوار بیشتر از مقدارش نیرو است

پس بهتر است از سختی دیوار استفاده کنیم البته نحوه اتصال دیوار به قاب باید مطابق ضوابط ۳۸۰۰ باشد

مسئله هم این است که این دیوارها در مقطع باشند نه این که در یک طبقه کامل باشند و در هر کفون اصلی نباشند در این صورت در طبقه کفون با طبقه خرم تراکم داشت

مدلسازی این دیوارها به صورت جای خالی انجام می‌گیرد

یکی از رایج ترین روشها به صورت قطر ضرایب است بدین جهت زلزله

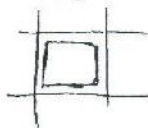


اگر بارگذاری در سیستم باشد
مقاومت هندسی صورت گیرد

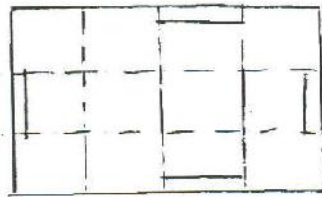
$$E \text{ دیوار آجری} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

زاد دیگر این است که دیوارها را از زمان جدا کنیم یعنی حدود ۵۰ دیوارها را از زمان جدا کنیم پس این حاصله را با نتایج های

لازم می‌نمایم



دیوار مشی 8



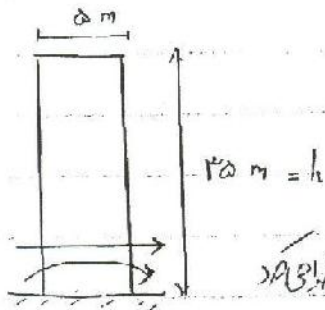
پلان

متراس دیوار مشی

و مقارن نگاریم

اگر مقارن باشند میخسای ما مقارن

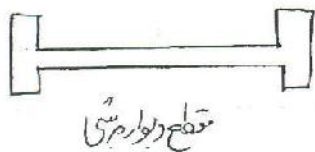
باشد ایا میخسای می شود علاوه بر مؤلفه میخسای خود را



توانست 3

رقبا ریزی است

ولی می توان این دیوار را در صورت قطر طبری 18

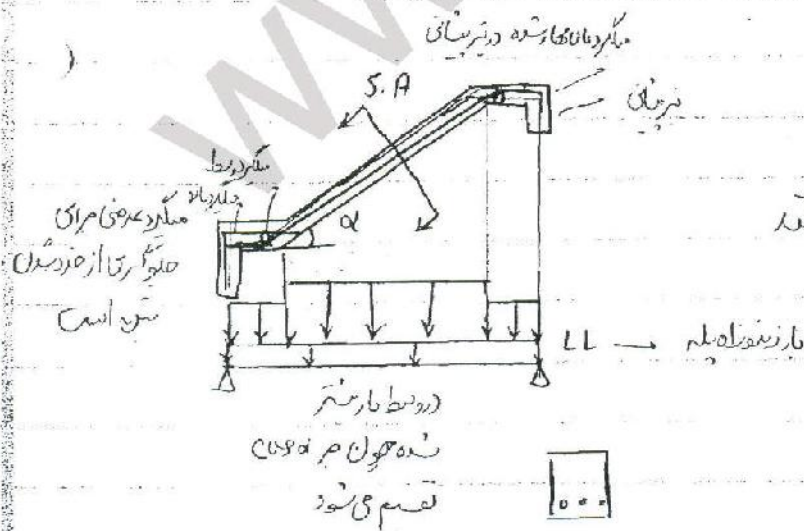


اگر دیوار مشی کل دهانه را بنویسند از نظر سازه ای برای ما مصلوب تر است

* راه پله 8

راه پله بنازیم مشی دارد 6. تو دیواره ها بنیاد از 11 تا 12 متر باشد چون فسیلکراسن بر است به

باز در هر دو دریاه یکی راه پله شروع شود



راه پله را به صورت یک تیر سازه ای می کنند

این طریقی کامل عواقب کارانه است

میکردن آن را با رها قابل کرد



S.A

13

مباحثین تقابلی - سازه سن آرمه - راه پله

مؤرخه

ساختار را ۳ توری مدل کند

اثر دوار بر گسترده را به حساب آورید یا فرض های معقول

نمذیری جازا باید مدل کرد ؛ به صورت تیر مورب ؛

مطلوبه طراحی

بند راه پله

ستم کون « دوار تحت یا تیر دال » هم چنین به صورت اصنافی در یا ۳ دهانه را به صورت تیر مورب طراحی کند

دهانه

در درین کامل ستون از ماسن تا بالا بگیرد و سطحی در گوشه

بی مربوط به در درین ستون به طور کامل با فواصل دنداری

بند دیوار برشی مابین محل را خودتان تعیین کنید

حدیثیات دهانه اتصال تیر به ستون را درجید

طرح اندوای ← تمام ضوابط طراحی از زه ای باید رعایت شود

ماده فنی را هم می توان شکل بند برنده گرفت هم مرتبط

در دفتر محاسبات استیلانده صورت مؤرخه تعیین شود

صفتی استوار و مراجع

بند دنداری

آمالر

طراحی تقاضا

هم در فصل هر گانه

نوعه های اجرایی استیلانده ← دکتر کامران

ACT Detailing Manual ←