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

به نام خدا

بتن۲:

استاد:محمود زاده

نگارش:سلیمانی

www.ttnar.ir

Subject.
Year. Month. Date. ( )

اشکالات اجرایی ساختمان بتن آرمه. فصل اتصالات

درصورت زلزله خرابی بیش از ۵۰٪ در ساختمان بتن آرمه

بی اطلاعی کارگران از بتن

۱۵٪ تنها ۴۰٪ مقاومت بار ← ۷۰٪ مقاومت مقاومتی در راستای

تهران شهر بدفاع -

مقاطعی اجرایی ← ساختن درست و اصولی

تخریب بتن کیک ← ضد اضافه دال کف

بتن ۲۵۰ kg/cm² ← ۳×۳m

اتصال صفحه ال به اسکلت

۱- ضخامت اول بتن از ماهیچه ها از سه تنه ← حداکثر آجر لبه قطر

میلاد دولی برای صیقلی از کل بتن

۲- ضخامت ۱۲۵° نمی شود. از ۹۰° استفاده می شود.

بادت

به همین صورت تخریب شده.

۳- تراکم آرماتور ↑ بتن ریزی ↑ ← درد و آنها. و صله دیواره

در مناطق فشار تراکم نباید بیش از حد باشد.

۴- مقطع اتصال بتن قدیم و جدید ← سیم متر آنهای دوستون ← حس کردن.

بتن چوبی ویبره شود. ← دانه ای سطحی مهر آب نمی خورد شد.

کندن لایه سطحی و ایجاد سطح مقطع لازم برای اتصال

۵- طرح اتصال بتن. بتن ضعیف ← آسیب پذیری

نیروی بتن ← ساختار ضعیف ۱/۵min - ۱/۵ زمان هم زدن مناسب

↑ ← جدا شدگی

۶- بتن ریزی نادرست یا ناب بتن داخل قالب

۱/۵m ضد اکثر ارتفاع قالب ← پس ویبره

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۷- ویبره نادرست
فشار دادن شدید بتن پذیرش و بی نظمی ها به عیوب ظاهری کمک می کند.
در ارتفاع های بالاتر از 1m ← ارتفاع سقوط بیشتر.

۸- اشتباه در قالب بندی ← شیره های بتن نباید خارج شود. ← دهانه قالب بسته

۹- پوشش نامناسب بتن ستون حداقل 4cm پوشش آرماتور

مهار قالب ← ترک پیش از بتن ریزی ← پس از اتمام ترک در مقطع اتصال و پوشش آرماتور

۱۰- عمل آوری نادرست ← افت مقاومت
ترک طولی در استکاف ستون ← حاصل بخ زدن بتن
کمتر از 5° C مجاز نیست ← گرم کردن

بتن یخ زدگی به سادگی خرد می شود. ← روی سطح مشهود است.

۱۱- بیرون آمدگی ستون. ← ایجاد تنش اضافی
روش نامناسب و انبار در بازدی ساژه ← ترک های باریک سطحی آرماتور خیلی زنگ زده

خطاهای اجرای تیر و دال سقف:
کیفیت بتن ضعیف ← مثل طول کاربرد بتن باید ذکر شود.

اجرای آرماتور ← در مقطع اتصال تیر به ستون. ← آرماتور طولی بیش از حد مجاز ← تنش برشی زیاد.

www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

۴- فاصله‌ی خاموت‌ها: خاموت اول تا ستون نباید کمتر از ۵cm باشد و فاصله‌ی خاموت‌ها از یکدیگر هم ۴۸cm باشد و حداقل ۵ خاموت

۳- تیرچه‌ها برای عملکرد هم‌نوای دال سقف نباید روی دال حرکت بلغزند و توسط زخمی‌بندی تیرچه‌ها از زمان بتن‌ریزی تا زمان بتن‌ریزی سقف نباید خراب شوند. برای بتن‌ریزی

۴- داخل قالب‌ها مثل از تیرچه‌ریزی تمیز شده باشد.

۵- داخل قالب‌ها توسط بلوک‌ها تیرچه‌ها ← محل دقیق مقطع

برای اجرای فاصله‌ی پوشش ← Spacer پلاستیکی

۶- بتن‌ریزی نادرست

نباید به بتن آب اضافه کرد ← مقاومت کاهش می‌یابد.

فاصله‌ی ریختن بتن باعث نباید زیاد باشد تا جدا شدن دانه‌ها از هم رخ ندهد

۷- تراکم بتن ← تخلیه‌ی هوای محبوس و ویبره

ویبره ← اجرای پوشش و ایجاد چسبندگی

۵ تا ۱۱ ثانیه ویبره ← آب‌انداختن بتن شروع می‌شود.

۸- قسمع‌ها زودتر از موعد برداشته نشود ← قسمع‌بندی نادرست قالب.

ضربه‌ی تیر ← باز کردن بتن از قالب.

۱- فاصله‌ی قسمع‌ها در جهت عمود بر تیرچه‌ها در حدود ۱m

حداقل زمان برای برداشتن تیر معمولی ۳ روز

سازه ۷ روز

۹- آویز تیرها ← حذف شده است. ارتفاع تیرها بیش از سقف

از سقف کاذب استفاده شود. عرض تیر را می‌توان جای ارتفاع افزایش داد.

www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

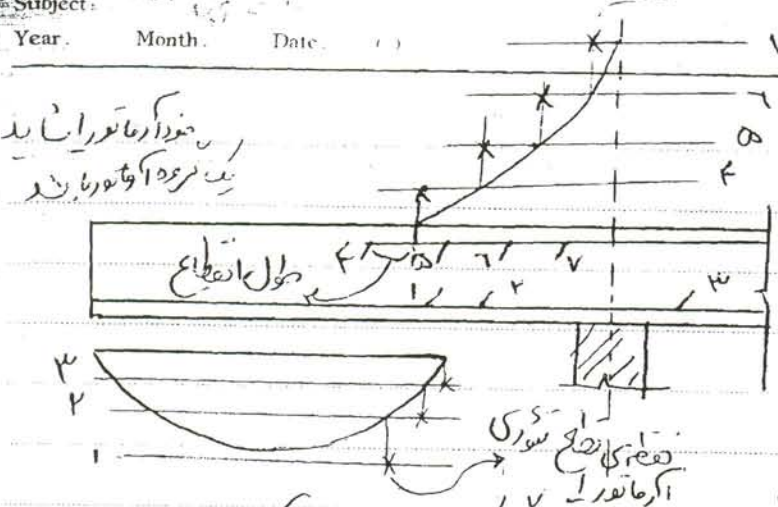
۱۰- عروض محوری تیز و منقطع اتصال تیز به سقوط ← لنگر حمش اضافی

عروض یه خطاهای اجرایی:

- خطا در قالب بندی ← هندسه کلی سازه و موقعیت ← عروض محوری عضو
  بدون محوری تیر آب بند نبودن
  آغشته نکردن بتن عروض ← برای راحتی جدا شدن
- خطا در آرماتوربندی نوع خم ترتیب قرارگیری پوشش
  تثبیت - رعایت جزئیات و خم
- خطا در بتن ریزی محل اکوری و نوع شکست ناشی از افتادن حواله
  تراکم بد بتن لوله ها
- خطا در قالب برداری قبل از موعد - با اعمال ضربه ترک - باریکی
  - عدم رعایت ضوابط اجرایی و اصول فنی زنگ زدگی
- خطا در کنترل کیفیت کیفیت کار افراد.

www.tfaei.ir

نقطه‌ی قطع تئوری آرماتور ۷



قطع آرماتورها و طول انقطاع :

برای بررسی کافی بودن سه آرماتور :

لنگر مقاوم مقطع را حساب می‌کنیم باید با لاتراز لنگر حاکم بدست آمده از پوشش باشد

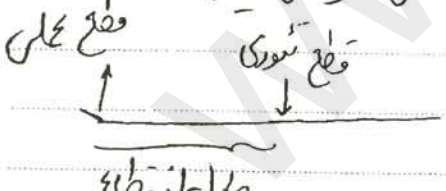
مقدار لنگر مقاوم آرماتورشماره‌ی ۳ و ۲ و ۱ را حساب می‌کنیم مجموع این‌ها از لنگر وارد بر مقطع بیشتر است ← برای قسمت مثبت پوشش ← در فاصله‌ی دورتر از محل کافی بودن از دو آرماتور آرماتورهای ۱ و ۲ و ۳ قطع شده‌اند.

برای قسمت لنگر منفی نیز همین کار را می‌کنیم

* نقطه‌ی قطع تئوری : نقطه‌ای که از آنجا به بعد می‌توان یک آرماتور را قطع کرد یعنی آرماتورهای دیگر برای تحمل لنگر وارد بر مقطع کفایت می‌کنند.

طول انقطاع : فاصله‌ای بین نقطه‌ی قطع عملی و نقطه‌ی تئوری باید یعنی آرماتور را در نقطه‌ی قطع تئوری قطع نمی‌کنیم بلکه یک فاصله‌ای مراعی دهیم

curtailment length



قوانین مربوط به قطع آرماتورها : برای لنگر خمشی مثبت و منفی : ارتفاع موثر مقطع : تا برای تامین طول مهاری آرماتور مثبت

۱) * نقطه‌ی قطع عملی به فاصله‌ی حداقل $\text{Max}\begin{cases} d \\ 12d_b \end{cases}$ بعد از نقطه‌ی قطع تئوری قرار دارد.

که قطر میلگرد

Subject:
Year. Month. Date ( )

به دلیل احتمال تغییر بارگذاری و ترک برشی فاصله‌ی طول انقطاع را داریم.

← جابجایی قائم منحنی پوشش در اثر تغییر بارگذاری

آنکه این فاصله به دلیل احتمال جابجایی منحنی پوشش است

۲) هر میلگرد می‌تواند به اندازه‌ی l_d طول گیرایی بعد از مقطع بحرانی باید ادامه یابد.

اگر از این فاصله کمتر باشد نمی‌توان از تنش تسلیم آن ماتور استفاده کرد.

۳) آرماتورهای ادامه‌یابنده از تنهای مقطع تئوریک آرماتور قطع شونده

آرماتور قطع شونده

باید به اندازه‌ی l_d از تنهای مقطع تئوریک ادامه یابد.

* ما مجاز نیستیم آرماتور را در ناحیه‌ی کششی قطع کنیم

۴) آرماتورهای خمشی نباید در ناحیه‌ی کششی خاتمه یابند مگر اینکه یکی از شرایط زیر تأمین شود

به دلیل کنترل عرض ترک

الف) مقاومت برشی مقطع V_u براساس آرماتورهای ادامه‌یابنده نیروی برشی موجود در مقطع دست کم $\frac{2}{3}$ نیروی برشی مقام مقطع

(با)

ب) در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول $0.75d$ آرماتور عرضی اضافی برای برش و پیچش لازم است. باید گردد

گام خاموت گذاری

سطح مقطع ساق خاموت‌ها $A_v = 0.42\, b_w \frac{s}{f_y}$

عرض جان مقطع

تنش تسلیم آرماتور خاموت

گام خاموت گذاری $s \le \frac{d}{8\beta_b}$

PAPCO

www.iran.ir

Year Month Date

β_b نسبت سطح مقطع آرماتور قطع شده به سطح مقطع کل آرماتورهای کششی مثل از مقطع آرماتور

$\beta_b = \frac{A_1}{A_1+A_2+A_3}$ برای آرماتور شماره ۱

* ناصافی‌ها فاصله از انتهای قطع شده در جهت افزایش لنگر خمشی منظور می‌شود.

ب) حسن لازم $A_s \geq 2A_s$ اولیه ← مقدار آرماتوری که در ابتدا پیدا

نیروی برشی نهایی مقطع $V_u \leq 1.25\phi V_n$ می‌کند.

نیروی برشی مقاومت

* ما نمی‌خواهیم عرب‌هایی ایجاد شود که از لحاظ بهره‌برداری باز ادامه مشکل کند بنابراین مقاومت برشی مقطع را نیز حساب می‌کنیم.

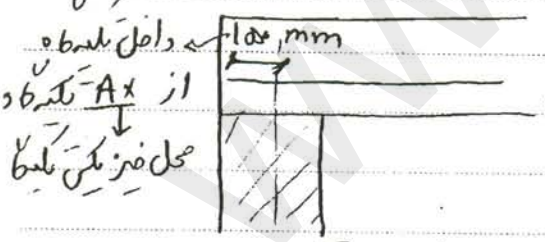
هر دهانه تکیه‌گاه ساده نوشته می‌شود می‌خواهیم بدانیم در تکیه‌گاه ساده

* حداقل چه مقدار آرماتور لازم است و در تکیه‌گاه سرانجام چه مقدار آرماتور را حداکثر می‌توان قطع کرد.

آرماتور باید قائم و جنبی را تحمل کند $\frac{1}{2}$ آن می‌تواند وصل شود.

۱۴) حداقل $\frac{1}{3}$ آرماتور لنگر مثبت صادر در تیرهای با تکیه‌گاه ساده و $\frac{1}{4}$ آرماتور لنگر مثبت صادر در تیرهای سرانجام باید تا تکیه‌گاه ادامه پیدا کرده و حداقل 150mm در داخل تکیه‌گاه ادامه یابد

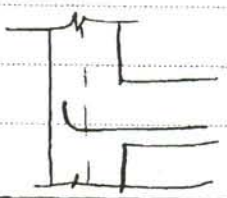
+ اگر عضو بخشی از سازه‌ای مقاوم در مقابل نیروی زلزله باشد 150mm تبدیل به طول لنگر برای در کشش می‌شود.



دیاگرام لنگر

تکیه‌گاه

ب) اگر تکیه‌گاه نتواند لنگر را تحمل کند (تیر به ستون متصل باشد) آرماتور باید به وسیله‌ای در داخل تکیه‌گاه مهار شود



زیرا احتمال ایجاد لنگر مثبت به دلیل بادوزلزله وجود دارد

بنابراین برای رسیدن آرماتور به تنش تسلیم

باید آرماتور در ستون کاملاً مهار شود

PAFCO

۲

← برای تاب‌هایی که تحت بارهای جانبی قرار دارند.

www.tabarir.ir

Subject:
Year: Month: Date:

دهانه لنگر خمشی منفی:

۶) حداقل $\frac{1}{3}$ آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطه‌ی عطف لنگر صفر ادامه داده شده و از این نقطه به دلیل احتمال جابجایی نقطه‌ی عطف (نقطه‌ی لنگر صفر) به اندازه‌ی $\max \begin{cases} d \\ 12d_b \\ \ell_n/16 \end{cases}$ ادامه پیدا کند.

طول دهانه‌ی موثر ← فاصله‌ی آزاد دهانه

۷) کنترل آرماتورهای گذرنده از نقاط لنگر صفر از دیدگاه طول گیرایی

طول مهاری مستقیم با قلاب کاملاً مستقل مهار گردد.

در تکیه‌گاه ساده و جایی که لنگر صفر می‌شود.

به خاطر تغییر طراحی به استفاده از میلگرد با قطر بزرگتر - میلگرد با قطر بیشتر باید شرایط زیر برآورده شود:

تکیه‌گاه ساده

$\frac{M_u}{V_{u\,ave}}$ = این فاصله

$\geq \ell_d$

ℓ_a

این آرماتور خمشی پذیرفته باشیم

تکیه‌گاه ساده می‌شود. زیرا در قسمتا کششی ترک ایجاد می‌شود.

M

M_u

V

V_u

$V_{u(ave)}$

روی منحنی لنگر که طولی رویم به جای حرکت لنگر به لنگر مقاوم نهایی آرماتورهای تکیه‌گاه (M_u) می‌رسد.

میلگردهای کششی بالای تکیه‌گاه

V_u: نیروی برشی نهایی در نقطه‌ی عطف یا تکیه‌گاه

PAPCO

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

اگر بار در ناحیه‌ی انتهایی فاصله $\frac{M_u}{V_u}$ می‌شود برای سادگی ما همان

$\frac{M_u}{V_u}$ در نظر می‌گیریم.

$$l_a + 1.3\frac{M_u}{V_u} \geq l_d$$

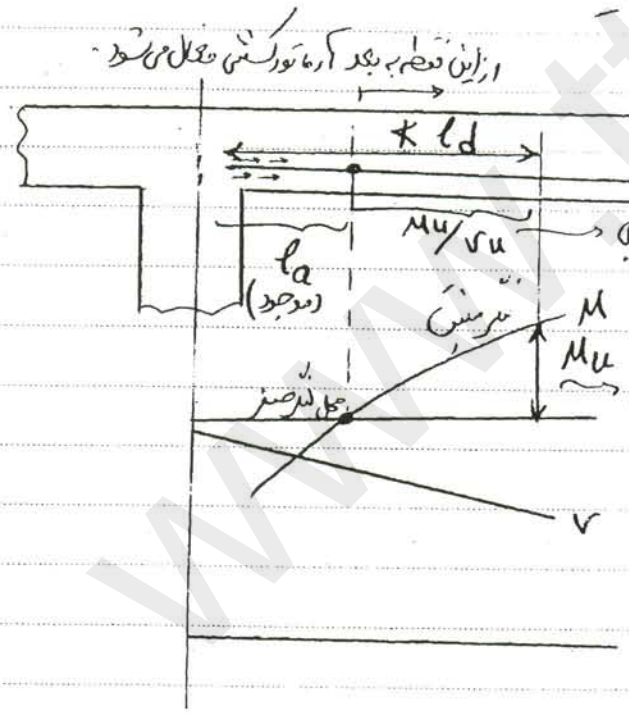
مجموع اینها باید طول گیرایی را تأمین کند

در ناحیه‌ی لنگر صفر عکس‌العمل تکیه‌گاه می‌آید

1.3 ← بتن در ناحیه‌ی خاری می‌تواند گیرایی خیلی بهتری ایجاد کند (در تکیه‌گاه)

* دلیل فشردگی در بتن اطراف آرماتور ← دلیل عکس‌العمل تکیه‌گاهی.

بنابراین ضریب 1.3 را در نظر می‌گیریم.



لنگر در حد خاری =

لنگر مقاوم آرماتور کشیده از نقطه‌ی صفر

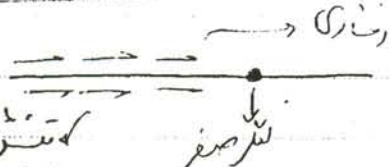
$$l_a + \frac{M_u}{V_u} \geq l_d$$ (قابل استفاده)

1.3 ندارد زیرا تکیه‌گاهی وجود ندارد که ایجاد فشردگی کند.

Subject:

Year. Month Date.

la موجود در اجدائیر به اندازه‌ی la قابل استفاده می‌توان در نظر گرفت
*(زیرا تنش میلگردی در ناحیه‌ی la در ضلع جهتی است که ما می‌خواهیم)



* قابل استفاده la = Max { d ; 12 d_b }

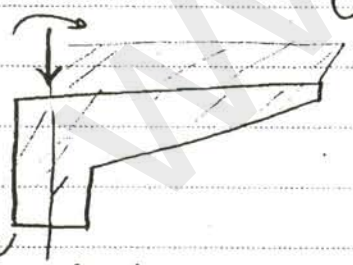
اگر la موجود کمتر بود ← la موجود * اجدائیر la موجود ← la موجود را برابر la قابل استفاده می‌گیریم.

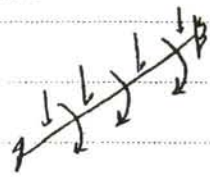
1 Torsion طراحی برای پیچش

یک دال غیر یکپارچه با تیر تکیه‌گاهی کنسول شده است و در تیر ایجاد پیچش می‌کند

بنابراین در مدل کردن تیر علاوه بر بار به صورت گسترده‌ی یکنواخت پیچش هم داریم. * تیر پیچشی گسترده‌ی یکنواخت

* طول واحد سایبان بارگیری شده‌ی آن و بارهای دیواره‌ی سایبان





پیچش معین استاتیکی که مقدار آن توسط معادلات استاتیکی تعیین می‌شود.

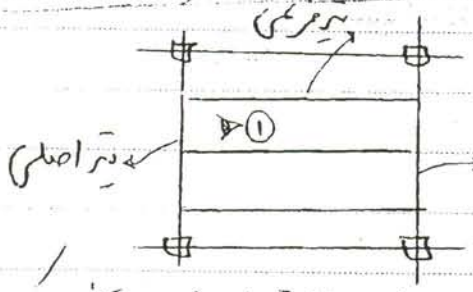
* به این پیچش تعادلی می‌گویند، اگر دقت برای تحمل این پیچش باید تقویت شود.

Equilibriaw Torsion

PAPCO

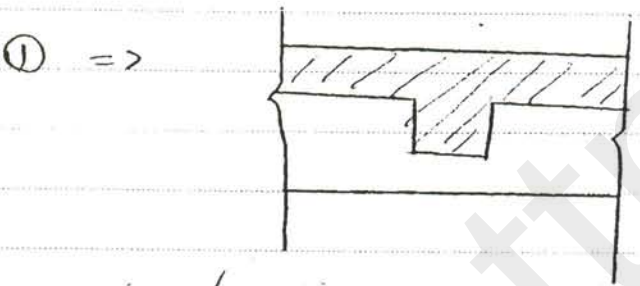
Subject:
Year. Month. Date. ( )

ممکن است پیچش تعادلی نباشد و حتی اگر تیر را برای پیچش طراحی نکنیم تیر دچار گسیختگی نشود.

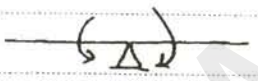


پلان :

برای کم کردن ضخامت دال در فاصله‌ی بین تیرهای اصلی از تیر فرعی استفاده کرده‌ایم.



به دلیل ضخامت بالای تیر اصلی، تیر اصلی برای تیر فرعی یک تکیه‌گاه گیردار می‌شود و سر منفی ایجاد می‌شود و تیر فرعی تیر تیراسری می‌شود و باید بالای آن آرماتور منفی قرار داد



برای کنترل ترک از آرماتور استفاده می‌کنیم.

در تیر فرعی گشتاور منفی ایجاد می‌شود و چون تیر فرعی می‌خواهد خم شود و تیر اصلی مانع می‌شود در تیر اصلی پیچش ایجاد می‌شود.

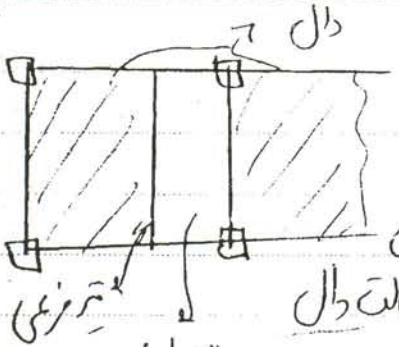
پیچش نامعین استاتیکی که تعیین مقدار آن نیاز به استفاده از معادلات سازگاری تغییر شکل دارد.

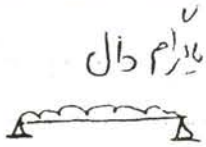
به این پیچش، پیچش سازگاری می‌گویند.

Compatability Torsion

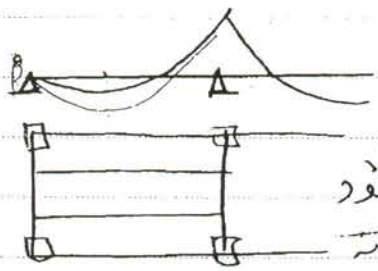
PARCO

Subject:
Year. Month. Date.





در قسمتی از دال سوراخ ایجاد شده است که برای مشخص کردن محدوده‌ی سوراخ از تیر فرعی استفاده شده در این حالت دال در تیر فرعی تنش سازگاری ایجاد می‌کند از این تنش سازگاری صرف نظر می‌کنیم.



تیر اصلی برای مقاومت در برابر لنگر خمشی طراحی شده باشد یک لنگر خمشی در تیر فرعی ایجاد می‌کند و لنگر مثبت وسط دهانه را کم می‌کند، ولی اگر برای تنش اصلی طراحی شود این لنگر خمشی وجود ندارد و لنگر مثبت وسط دهانه بیشتر می‌شود و تیر فرعی می‌تواند این لنگر را تحمل کند اشکالی ایجاد نمی‌شود، فقط در تیر اصلی ترک‌های زیادی ایجاد می‌شود.

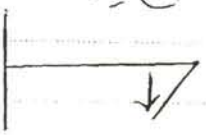
اگر بخواهیم دالی را به تیر کنسول کنیم تنش متعادلی است و باید تیر اصلی را برای تنش طراحی کرد.

* معمولاً تنش برای سازه‌ی ساختمانی تنش سازگاری است و برای سازه‌های خاص تنش متعادلی است.

www.tisan.ir

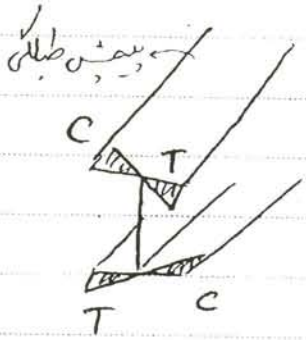
Subject:
Year. Month. Date. ( )

پیچش سن ونان ← تنش‌های برشی در مقطع ایجاد می‌شود.

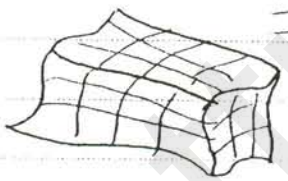


پیچش طبلگی
Torsion
warpling

در مقاطع جدار نازک علاوه بر تنش برشی ناشی از پیچش تنش‌های محوری نیز ایجاد می‌شود که در بالا و پایین مقطع جهت متفاوت دارند



در پیچش سن ونان ماهی برای تغییر شکل وجود ندارد بنابراین نیروی محوری ایجاد نمی‌شود.



در مقاطع بتنی آمده که هر لاصله نازک بستامی توان پیچش سن ونان در نظر گرفت.

در پیچش طبلگی شفت تکیه‌گاه مانع ایجاد تغییر شکل در مقطع می‌شود بنابراین نیروی محوری ایجاد می‌شود.

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

$$\frac{d\phi}{dz} = \frac{T}{GJ} \qquad \text{مدول برشی } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

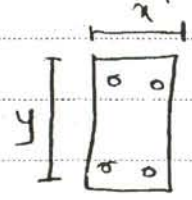
PaFCO

Year ... Month ... Date ( )

ثابت پیچشی مقطع J

J مقطع توپر دایره‌ای $= \frac{\pi R^4}{2} = \frac{\pi D^4}{32}$

J مقاطع توپر مستطیلی $= \frac{x^3 y}{3}\left(1 - 0.042\frac{x^5}{y^5} - \dots\right)$

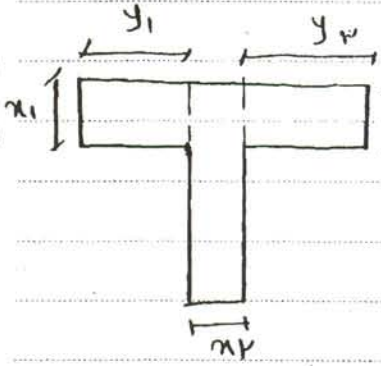


اگر x نسبت به y کوچک باشد، $x < y$

$$J \simeq \frac{x^3 y}{3}$$

$$\hookrightarrow J = \beta x^3 y \simeq \frac{1}{3} x^3 y$$

β: تابعی از $\frac{y}{x}$

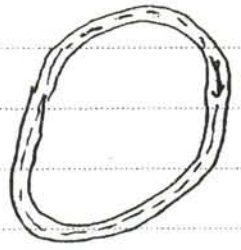


مقاطع باز: $J \simeq \sum_i \frac{x_i^3 y_i}{3}$

$J = \sum \frac{1}{3} x^3 y \left(1 - 0.71\frac{x}{y}\right)$ رابطه‌ی دقیق‌تر

برای مقاطع جدار نازک* شبیه مثل طیره‌ی توخالی!

ثابت پیچشی مقطع: خطی که از میان تار عبور می‌کند را ترسیم می‌کند، A مساحت داخل این میان تار است، S مختصاتی است که روی محیط تغییر می‌کند و t (ضخامت) در هر نقطه‌ای می‌تواند تغییر کند.



$$J = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{t(s)}}$$

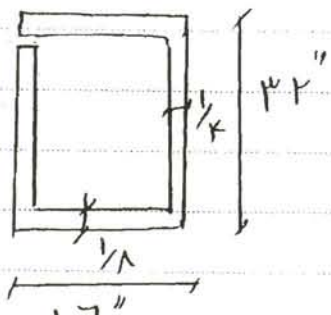
$\oint$: طول کل مسیر

t: ضخامت کل مسیر

www.tnar.ir

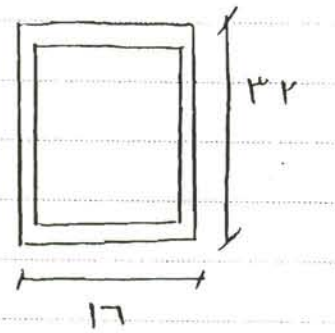
Subject:
Year. Month. Date. ( )

مثال: مقطع جدارنازک مستطیلی



ضخامت قطعات تا جان ۱/۴ و ضخامت بال ۱/۸

در حالتی که مقطع بسته باشد و در حالتی که شکافی در مقطع ایجاد شده است ثابت پیچشی را می خواهیم



چون مقطع نسبت به y متقارن است داریم مقطع باز:

$$J_1 = 2\left(\frac{1}{3}\right)\left[32\times(0.25)^3 + 16(0.125)^3\right] = 0.354\ in^4$$

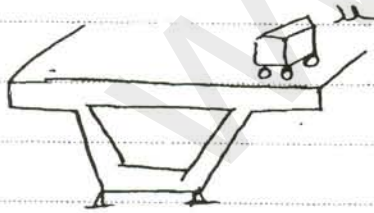
$$J = \frac{\sum x_i^3 y_i}{3}$$

در حالت مقطع بسته $J_2 = \dfrac{4A^2}{\oint \frac{ds}{t(s)}} = \dfrac{4(16\times32)^2}{\frac{2\times32}{0.25} + \frac{2\times16}{0.125}} = 20.48\ in^4$

ثابت پیچشی مقطع جداره نازک بسته خیلی بیشتر از مقطع جداره نازک باز است.

$$J_2 = 58.00\, J_1$$

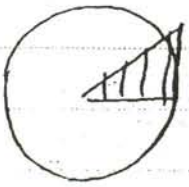
در اثر پیچش وارد به مقطع تنش برشی در مقطع ایجاد می شود

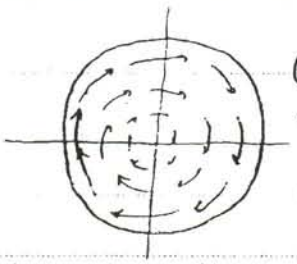


برای مقاطع دایره ای توپر

توزیع تنش برشی وقتی لنگر T به مقطع وارد می شود $\tau = \dfrac{Tr}{J}$ r فاصله ی نقطه ای تنش ناشی از پیچش را در آن حساب می کنیم تا مرکز مقطع

PgPCO





تنش برشی = $\frac{T_r}{J}$ = $\frac{\pi R^4}{2}$

ناشی از پیچش

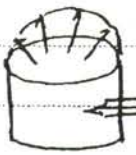
مسیر تنش

در مرکز مقطع تنش صفر است و با فاصله گرفتن از آن از مرکز زیاد می شود.

membrare analogy — مدل غشاء الاستیکی (مدل غشاء صابونی) برای شبیه سازی

اگر شکل مقطع را روی یک ورق در بیاوریم

با اعمال هوا داخل استوانه غشاء الاستیکی تغییر شکل می دهد و بالا می آید



* خطوط تراز مسیر تنش های برشی ناشی از پیچش را نشان می دهد
* شیب غشاء متناسب با تنش برشی ناشی از پیچش است.

اگر شیب را به گونه ای تنظیم کنیم که تنش برشی = شیب

با تغییر فشار خیز نقاط مختلف عوض می شود و شیب تغییر می کند

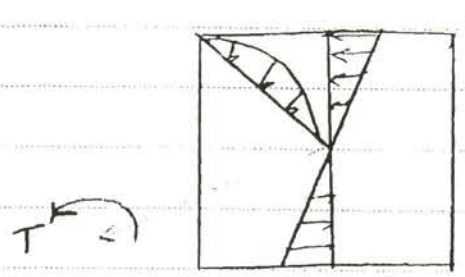
در چنین حالتی کمترین پیچشی برای ایجاد این تنش برشی

* $T = 2$ (حجم زیر غشاء)

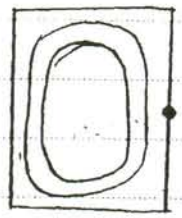
www.tmar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

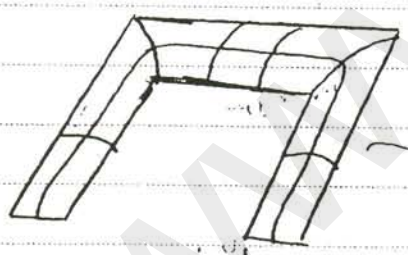
برای یک مقطع مربعی تحت لنگر پیچشی T توزیع تنش برشی برای نقاط محدود بر اضلاع مقطع به شکل زیر است



برای مقطع مستطیلی - خطوط تراز بیشترین شیب در وسط اضلاع بزرگتر اتفاق می‌افتد.



برای مقطع ناودانی که یک مقطع باز است

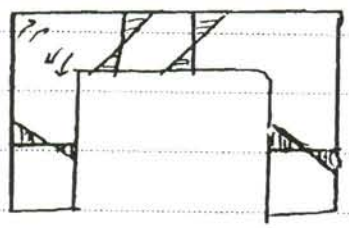


شکل مقابل

توزیع تنش برشی - ولی تغییرات شیب زیادی در این مقطع نداریم.

↓

*(در طول ضلع مقابل تنش برشی تغییر جهت می‌دهد زیرا در ضلع کمی تغییر جهت می‌دهد ولی در مقاطع بسته وضعیت بهتری برای تغییر جهت داریم)



PqPCO

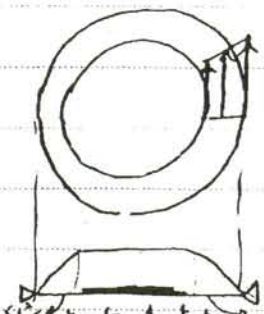
www.tmar.ir

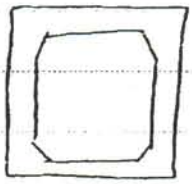
Subject:

Year. Month. Date. ( )

* مقطع لوله‌ای بهتر از نظر پیچش و صلبیت مناسبی دارد.

بادبند مقطع box بهتر!





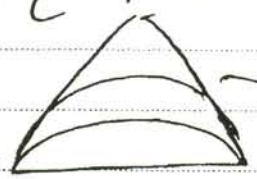
عناصر دالت شکل را با اندازه‌ی دایره‌ی بزرگ می‌کنیم و در وسط به عضو طولی فولادی در وسط متصل است و هفته‌ها بالا آمدن عناصر فولادی وسط را نیز با خود بالا می‌آورد.

بنابراین دو وسط تقریباً تنش یکنواختی را دارا هستند.

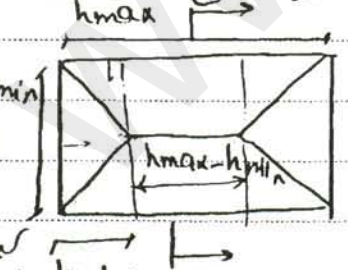
در مقاطع چدنی نازک بهتر:

قسمت داخلی مقطع در مقاطع چدنی نازک بهتر تأثیر چندانی در مقاومت مقطع ندارد.

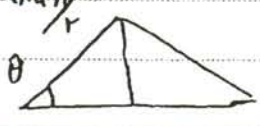
* یعنی توان t را با هر مقداری می‌خواهیم اضافه کنیم زیرا در تسلیم مقطع دچار شکست می‌شود ← تنش τ_{max}



مثل توده‌ی ماسه برای بررسی حالت نهایی مقطع و شکست مقطع در نظر می‌گیرند.



در حالت تعادلی شکل توده‌ی ماسه شبیه ← یک شیروانی است.



$$\text{شیب} = \frac{H}{h_{min}/2} = \sqrt{t}$$

$$H = \frac{h_{min}}{2}\sqrt{t}$$

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

می‌توان حجم زیر نمودار را مساوی ۲ قسمت تقسیم کرد و سطح هر یک

$$V = \frac{1}{3}(h_{min})^2 H + \frac{1}{2} h_{min}(h_{max} - h_{min}) H =$$

$$\frac{h_{min} H}{2}\left(h_{max} - \frac{h_{min}}{3}\right)$$

$$T = 2V = h_{min}\left(h_{max} - \frac{h_{min}}{3}\right)\frac{h_{min}}{2} v_t$$

$$v_t = \frac{2T}{h_{min}^2\left(h_{max} - \frac{h_{min}}{2}\right)}$$

مقطع به تسلیم در برابر برش رسیده است

در آیین نامه‌ی BS 8110 برای میزان مقاومت بتن v_{tmin} تعیین می‌شود

اگر $v_t < v_{t_{min}}$ نیاز به فولادبندی برشی نداریم

$$v_{t,min} = \text{Min}^* \begin{cases} 0.067\sqrt{f_{cu}} \ \text{Mpa} \\ 0.4 \end{cases}$$

$$v_t > \text{Min} \begin{cases} 0.8\sqrt{f_{cu}} \\ 5 \ \text{Mpa} \end{cases}$$

اگر

این مقطع زیاد شود بنابراین نیاز به برشی داریم و باید

$$v_t \not> \text{Min} \begin{cases} 0.8\sqrt{f_{cu}} \\ 5 \ \text{Mpa} \end{cases}$$

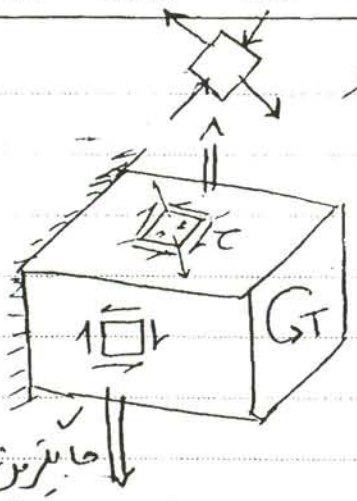
Subject:
Year. Month. Date. ( )

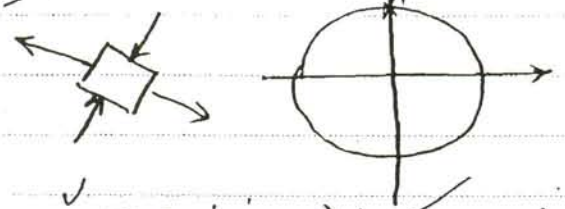
مثال ۱

تنش برشی در جداره max است و در وسط به صفر می‌رسد

یک مکعب جزئی که یک وجه آن به جداره جسیده در نظر می‌گیریم

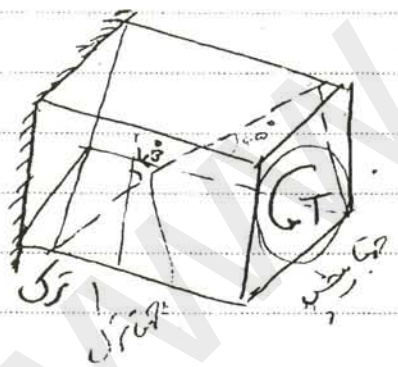
در حالتی که برش به مقطع وارد می‌شد در جداره‌ها تنش برشی نداشتیم





با دوران به اندازه‌ی ۴۵° برش خالص را تنش و فشار اصلی تبدیل می‌نمیم

این تنش فشاری با تاصدی عمل می‌کند ولی در اثر تنش ضعیف است اگر مقطع تحت تنش اصلی به تنش max قابل عمل بتن برسد بتن ترک می‌خورد.



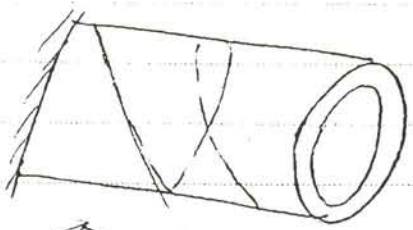
ترک عمود بر تنش کششی اصلی است بنابراین با محور زاویه ۴۵° می‌سازد.

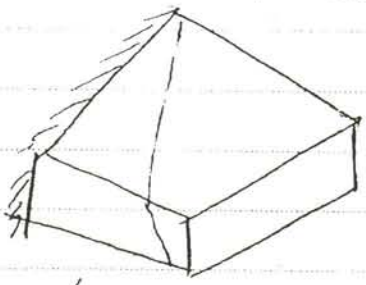
توجه با این هم همچنین حالتی اتفاق می‌افتد

در دور تا دور مقطع ترک به صورت مارپیچی ایجاد می‌شود بنابراین باید آرماتور بندی طولی برای کنترل این ترک موجود باشد.

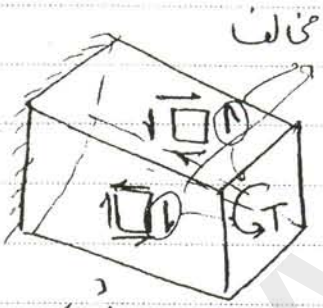
www.iran.ir

Subject :
Year . Month . Date . ( )



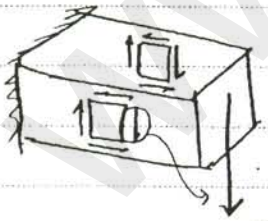


اگر همراه بیضی برش هم داشته باشیم کافی است برش روی شکل ترک تأثیر بگذارد



بیضی + مقطع

اگر مقطع برش داشته باشیم دو وجه مقطع روی برش هم جهت است

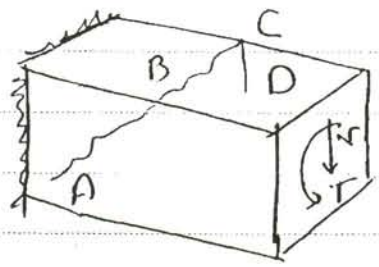


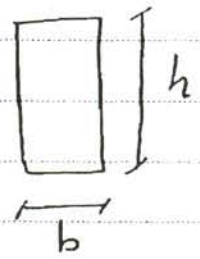
* اگر برش همراه بیضی باشد توزیع ترک روی وجوه مختلف با توجه به اینکه دو وجه بالایی * توزیع ترک یکسانی از برش نداریم و در وجه پشتی همدیگر را خنثی می‌کنند و در مقطع رویی یکدیگر * را تقویت می‌کنند.

www.tnar.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )





سختی پیچشی

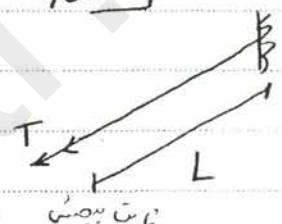
$$T = \left(\frac{GJ}{L}\right)\theta \quad *$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2/5} \quad *$$

$1/25$

$\nu = 0/25$ *

$G = 0/4\,E$ *



ثابت پیچشی

به خاطر ترک خوردگی

$$C = \frac{1}{2} J \quad *$$

ثابت پیچشی مقطع بی

$$\text{سختی پیچشی} = \frac{GC}{L} \quad * \Leftarrow$$

سختی پیچشی سن ویان مقطع

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

$$J = \gamma b^4 h \quad *$$

ضریب کمکی

اثر سری را در نظر می‌گیرد

ضریب ثابت مقطع (ارتفاع مقطع)

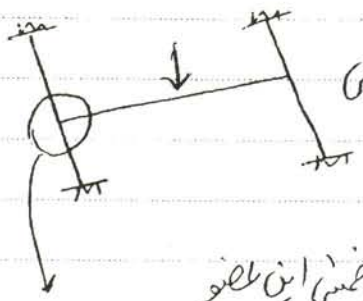
h/b	۱	۱/۵	۲	۳	۵	>5 *
γ	۰/۱۴	۰/۲۰	۰/۲۳	۰/۲۶	۰/۲۹	$0/33 = 1/3$

www.tnar.ir

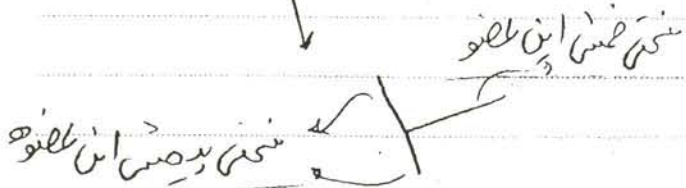
Subject :

Year . Month . Date ( )

$$J = 0,33 - 0,21 \frac{b}{h}\left(1 - \frac{b^4}{12h^4}\right) \quad \times$$

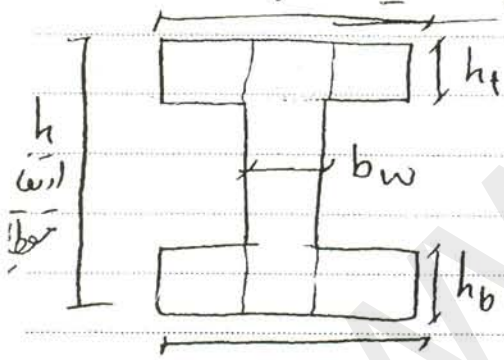


بارد در تیرهای کناری این پیچش و در وسطی این خمش می‌کند.



برای بررسی این گزینه:

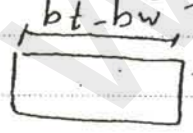
مقطع I شکل ← متشکل از مقاطع مستطیلی



① $J = \gamma_1 b_w^3 h + \gamma_2 h_t^3 (b_t - b_w) + \gamma_3 h_b^3 (b_b - b_w)$ *

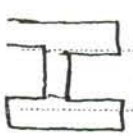
b_b

γ_2 ← دو مستطیل بالایی را به هم وصل کردیم و یک مستطیل به دست آوردیم



γ بستگی به $\frac{b_t - b_w}{h_t}$ * $\Rightarrow \gamma = ?$

γ_3 ← دو مستطیل پایینی را به هم وصل کردیم.



روش دیگر ✓

② $J = \gamma_1 h_t^3 b_t + \gamma_2 h_b^3 b_b + \gamma_3 b_w^3 (h - h_t - h_b)$

PAFCO

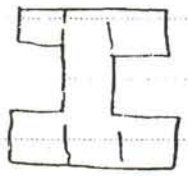
۱۰

www.tinat.ir

Subject :

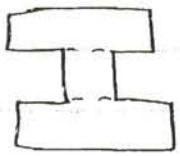
Year . Month . Date . ( )

* آن تقسیم بندی ای را در نظر می گیریم که J_{max} را بدهد.

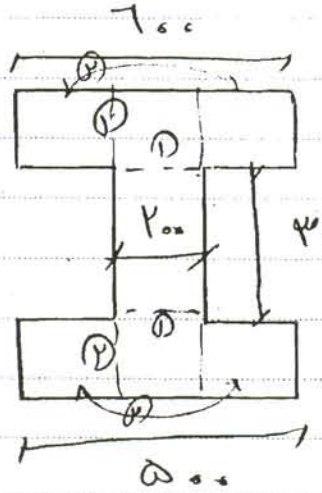
اگر h_t و h_b < b_w ⇐ 

جان را کامل در نظر می گیریم

هرکدام کوچکتر بود را در نظر می گیریم و ادامه می دهیم.

اگر h_t و h_b > b_w ⇐ 

مثال:



① $J = 0,28 \times 150^3 \times 600 + 0,20 \times 200^2 \times 300 + 0,29 \times 100^3 \times 500 = 1,192 \times 10^9$

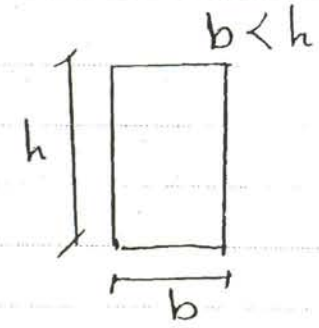
② $J = \underbrace{0,25 \times 150^3 \times 400}_{\text{مستطیل بالایی}} + \underbrace{0,25 \times 200^3 \times 350}_{\text{جان ادامه یافته}} + 0,26 \times 100^3 \times 300 = 1,515 \times 10^9$

مستطیل پایینی

www.tnar.ir

Subject:

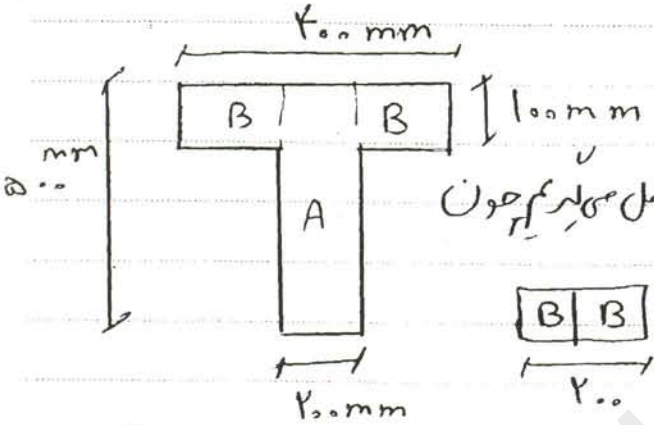
Year. Month. Date.



$$J = \gamma b^3 h \quad *$$

$$C = \frac{1}{2} J \quad *$$

$$\gamma = \gamma\left(\frac{h}{b}\right) \quad * \longrightarrow b<h$$



T : لنگر پیچشی وارد به مقطع

در تقسیم بندی مقطع مستطیل وسط را کامل می‌گیریم چون ضخامت بیشتری دارد.

$$\sum h_{min}^3 h_{max} = 200^3 (500) + 100^3 \times 200 = 40 \times 10^8 + 2 \times 10^8$$

مستطیل بزرگ — بعد کوچک

تقسیم لنگر به سختی پیچشی است α را از فرض می‌کنیم می‌توان α را دقیق حساب کرد ولی نیازی نیست.

$$T_A = T \frac{h_{min}^3 h_{max}}{\sum h_{min}^3 h_{max}} = T\left(\frac{40}{42}\right) = 0.95\,T$$

J

۹۵٪ لنگر پیچشی به A می‌رسد

در برخی آیین نامه‌ها از قطعات الحاقی صرف نظر می‌شود البته به شرطی که کوچک باشند

$$T_B = T \frac{h_{min}^3 h_{max}}{\sum h_{min}^3 h_{max}} = T\left(\frac{2}{42}\right) = 0.05\,T$$

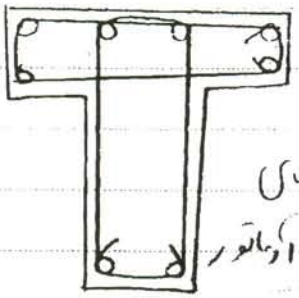
T* را برای هر مقطع حساب می‌کنیم و بعد مقدار آن را تقدیر پیچشی را حساب می‌کنیم.

11

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در پیچش هم به آرماتور طولی و هم آرماتور عرضی نیاز داریم.



برای ایجاد مقاومت لازم در آرماتورهای پیچشی:

خاموت مربوط به مستطیل های B را با توجه به اینکه مستطیل های B از هم جدا هستند جداگانه در نظر می گیریم. به این وسیله با آرماتور A نیز مقاومت ایجاد می شود.

مقطع بحرانی برای آرماتور پیچشی مقطعی است که در برابر برش تسلیم می شوند

آرماتور پیچشی

دو وجه آرماتور

خاموت آرماتور پیچشی

* در آرماتور پیچشی همه ی ساقه ها باید تسلیم را داشته باشند و هم تنش پیچشی را تحمل می کنند برای تأمین طول گیرایی در قسمت بالایی مستطیل هر دو ساق عمودی را ادامه می دهیم بنابراین در بالا دو وجه آرماتور وجود دارد تا امکان تسلیم داشته باشد.

* در مورد مقاطع جدار نازک بسته:

جریان برش در هر جایگاه آن است و مقدار تنش برشی در جایی که ضخامت کمتر است بیشتر می شود و در جایی که ضخامت بیشتر است کمتر است.

$$\text{تنش} = \frac{\text{جریان}}{\text{ضخامت}}$$

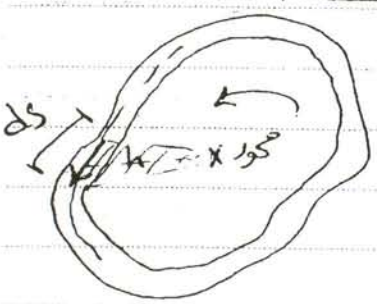
www.tuner.ir

Year Month Date

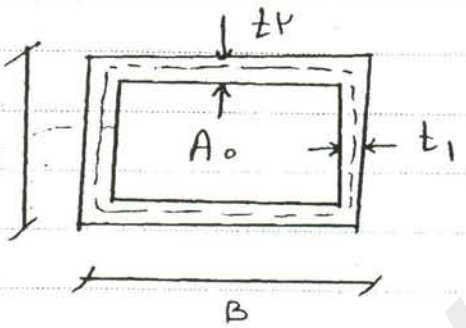
برای بررسی تنش برشی از جریان برش

$$\text{تنش برشی} = \frac{\text{برای کل مقطع}}{\text{(برای جزء طول)}} = \frac{\sum q\, ds \times h}{\text{مساحت مثلث}} = \frac{\sum \frac{1}{2} \times q \times q}{} = 2A_0 q$$

A_0: سطح داخل میان تار



$ds \times h = 2a$



$$\text{جریان برش} = \frac{T}{2A_0}$$

$$A_0 = (B - t_1)(H - t_2)$$

T = تنش برشی

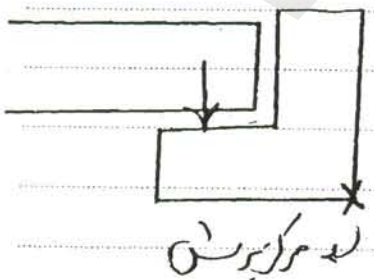
$$\tau_{\text{جان}} = \frac{T}{2 t_1 A_0}, \quad \tau_{\text{بال}} = \frac{T}{2 t_2 A_0}$$

* جریان برش تقسیم بر ضخامت = τ

مرکز برش مقطع نقطه‌ای است که اگر نیروی وارد در مقطع از آن نقطه عبور کند در مقطع فقط خمش ایجاد می‌شود و پیچش ایجاد نمی‌شود

- می‌خواهیم طبق روی تیر اجرا کنیم:

چون نیرو از مرکز برش فاصله دارد در طول تیر ⇐ تنش برشی کشنده‌ی یکنواخت ایجاد می‌شود.



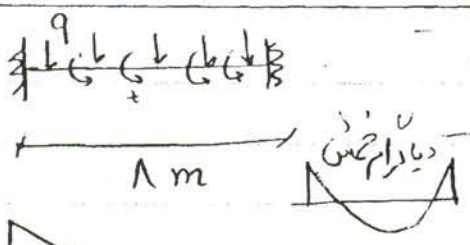
Page 12

۱۲

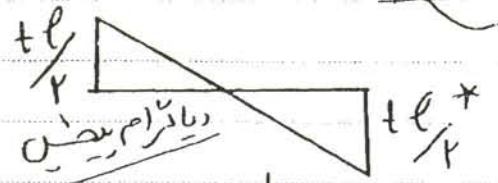
۱۵

Subject :
Year . Month Date . ( )

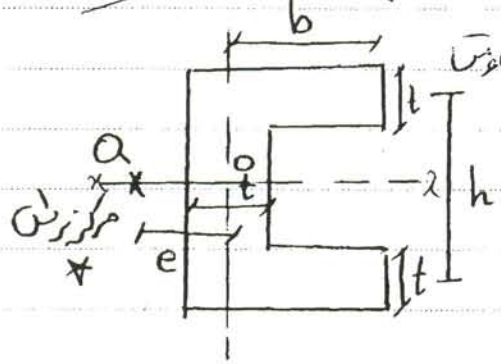
دیاگرام لنگر پیچشی شبیه نیروی برشی است



یک توزیع لنگر خمشی و لنگر پیچشی داریم



این تیر به صورت یکپارچه می‌تواند ستون می‌شود.



- برای یک مقطع نامتقارن با مفروضات مقاومت مصالح می‌توان با توجه به ابعاد مقطع مرکز برش را پیدا کرد.
رابطه‌ی تقریبی برای محاسبه‌ی مرکز برش

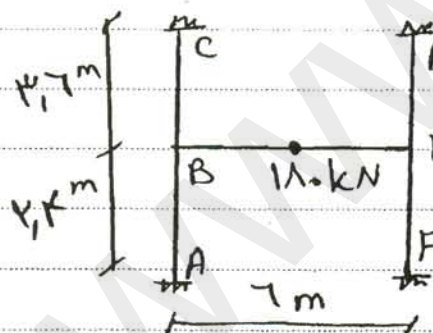
e : فاصله‌ی مرکز برش تا وسط جان مقطع

I : ممان اینرسی مقطع نسبت به محور x-x

$$e = \overline{QO} = \frac{b^2 h^2 t}{4 I_x}$$

← ممان اینرسی مقطع

مثال : قاب افقی است و نیروی عمود بر صفحه وارد می‌شود. بار ۱۸۰kN را می‌خواهیم به ستون‌های تکیه‌گاه D، C، F، A وارد کنیم.



توزیع لنگر پیچشی و خمشی را می‌خواهیم

* بار با ربا ضریب است پیچش هم مثل بقیه‌ی بارگذاری‌ها با بارهای با ضریب بررسی می‌شود.

در تیر BE خمش و برش ایجاد می‌شود ولی در BA و BC پیچش هم ایجاد می‌شود زیرا این‌ها مانع دوران آزاد در تیر BE می‌شوند.

www.tinari.ir

Subject:
Year. Month. Date.

۶- بعضی سازه‌ای است اگر BE به AC گسسته شده بود بعضی متقارن بود.

$$I = \frac{۳۰۰ \times ۶۰۰^۳}{۱۲} = ۵,۴ \times ۱۰^۹ \ mm^۴$$

$$J = \gamma b^۳ h = ۰,۲۱۶ \times ۳۰۰^۴ \times ۶۰۰ = ۳,۷۲ \times ۱۰^۹ mm^۴$$

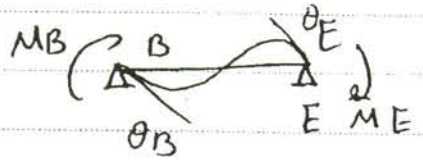
به دلیل تقارن بعضی اجزای آن

برای تیر بتنی $C = \left(\frac{۱}{۲}\right) J = ۱,۸۶ \times ۱۰^۹ mm^۴$

بتن بعضی سن و نان

بنابراین سختی آن نصف است

سختی تیر خمشی $k_{BE} = \frac{۲EI}{\ell} = \frac{۲ \times ۵۴ \times ۱۰^۹ E}{۶ \times ۱۰^۳} = ۱,۸ \times ۱۰^۶ E$



تیر تحت لنگرهای MB و ME در نظر می‌گیریم

$$M_{BE} = \frac{۲EI}{L}(۲\theta_B + \theta_E)$$

در مورد تیر گسل یافته BE

$$\theta_E = -\theta_B \Rightarrow M_{BE} = \frac{۲EI}{L}\theta_B$$

سختی بعضی تیرهای BC و BA در برابر دوران تیر B مقاومت می‌کنند

سختی بعضی $k_{TBA} = \frac{CG}{L_{BA}} = \frac{۱,۸۶ \times ۱۰^۹ \times ۰,۴E}{۲,۴ \times ۱۰^۳}$

مدول برشی $G = \frac{E}{۲(۱+\nu)} = \frac{E}{۲۸۱,۲۵} = \frac{E}{۲,۵} = ۰,۴E$

ضریب پواسون ν برای بتن: $۰,۲ - ۰,۳ \Rightarrow ۰,۲۵$

Subject :

Year . Month . Date . :)

$$k_{TBA} = 0,31 \times 10^6 E$$

$$k_{TBC} = \frac{GC}{L_{BC}} = \frac{1,87 \times 10^9 \times 0,4E}{3,7 \times 10^4} = 0,21 \times 10^6 E$$

↓ متناسب با عکس طول می‌باشد.

برای توزیع لنگر در گره B :

$$\Sigma k = k_{BE} + k_{TBA} + k_{TBC} = 1,32 \times 10^6 E$$

- ضرایب توزیع در گره B : لنگر به نسبت ضرایب توزیع تقسیم می‌شود.

$$D_{BE} = \frac{1,8}{2,32} = 0,776 \qquad D_{BA} = \frac{0,31}{2,32} = 0,134$$

$$D_{BC} = \frac{0,21}{2,32} = 0,090$$

$$\Rightarrow \text{جمع} = 1,000 \checkmark \quad \text{کنترل}$$

- لنگر گیرداری : $M_B^* = \frac{QL}{8} = \frac{180 \times 6}{8} = 135\ kN.m$ (با واحد ضرب)

گره B آزاد است می‌تواند دوران کند و لنگر گیرداری ست شده لنگر 135- را به B وارد می‌کند و به نسبت ضرایب توزیع پخش می‌کنیم و با لنگرهای موجود جمع می‌کنیم.

$$M_{BE}^* = 135 - 135 \times 0,776 = 135 - 105 = 30\ kN.m$$

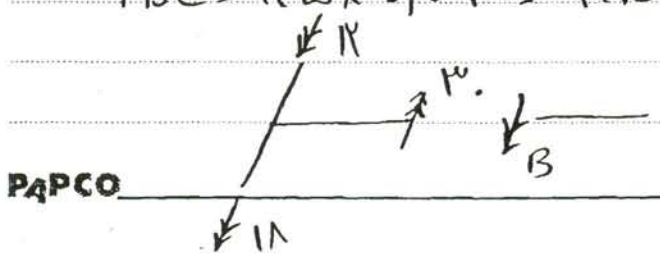
(135 برای ازبین بردن عدم تعادل ← 135 لنگر موجود)

لنگر پخش شده

$$T_{BA} = 135 \times 0,134 = 18\ kN.m$$

$$T_{BC} = 135 \times 0,09 = 12\ kN.m$$

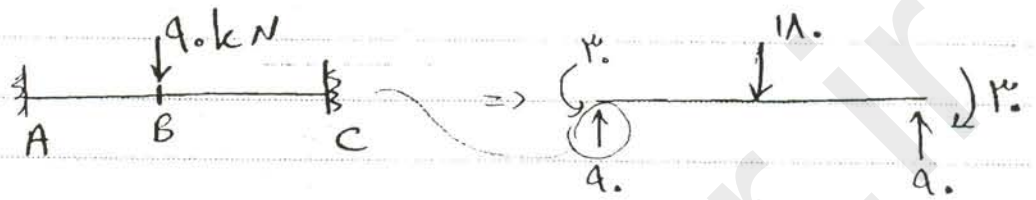
بررسی تعادل :



www.tmgr.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در طول BC و BA پیچش یک نا استوانه پیچش به A و C منتقل می‌شود؛ ضریب انتقال برای پیچش $\frac{1}{2}$ است.



* $\theta = \frac{TL}{CG} \rightarrow \frac{1}{kt}$

دوران نقطه B:

دوران B در اثر دوران پیچشی AB یا BC ایجاد می‌شود.

در هر دو اینها TL یکی است. $T \downarrow \quad L \uparrow$

BA: $T = 18\ kN.m$

$E = 28\ kN/mm^2 \quad G = 0.4E = 0.4 \times 28 \times 10^6\ kN/m^2 = 11.2 \times 10^6\ kN/m^2$

$L = 2.4\ m$

$TL = 18 \times 2.4 = 12 \times 3.6$

$$\theta = \frac{18 \times 2.4}{\underbrace{1.86 \times 10^{-3}}_{C} \times 11.2 \times 10^6} = 2.07 \times 10^{-4}\ rad$$

$mm \rightarrow m$

روش دیگر محاسبه‌ی θ: به‌کمک لنگر خمشی موجود در نقطه B در تیر BE

$$\frac{M_{BE}}{30} = \frac{2EI}{L}\theta_B = \frac{2 \times 28 \times 10^6 \times 0.4 \times 10^{-9} \times 10^{-12}}{2}\theta_B$$

$$\theta_B = 0.7 \times 10^{-4}\ rad$$

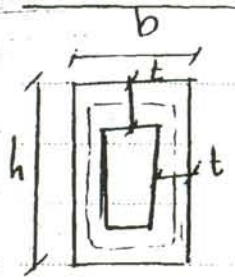
$$M_{BE} = 10.5\ kN.m \rightarrow$$

** kN.m

و می‌بینیم ۳۵ بود هیچ دورانی در B

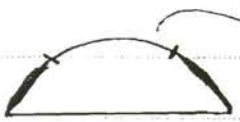
نداشتیم (فرض گیردار بودن) ولی با اندازه‌ی $10.5\ kN.m$ آن را آزاد کردیم

$\theta_B = 2.08 \times 10^{-4}\ rad \quad M_{BE} = 10.5\ kN.m$



* طراحی مقاطع بتن آرمه با جایگزینی مقطع توخالی با مقطع جدار نازک:

در ابتدا لنگر پیچشی که باعث ترک و شکنندگی مقطع مستطیلی می‌شود را می‌خواهیم حساب کنیم. یعنی تا آن لحظه مثل عناصر الاستیک بی‌قرار است.



شکل‌شناسی تقریباً تنش صفر دارد و مقدار تنش برشی ناشی از پیچش که تحمل می‌کند تقریباً صفر است.

پس مقطع توخالی را می‌توان با مقطع توخالی با ضخامت زیر معادل کنیم.

$$t = \frac{3}{4}\,\frac{A_{cp}}{P_{cp}}\ \text{ساحت / محیط}$$

$$A_{cp} = bh$$
$$P_{cp} = 2(b+h)$$

اگر $\frac{3}{4}$ نبود محیط $\times$ t به ما کل ساحت را می‌داد ولی در اینجا از نامتراردادن ضریب $\frac{3}{4}$ از ضخامت داخلی صرف نظر کردیم.

$$A_c = \frac{2}{3}A_{cp} \quad (1)$$ سطح داخل میان تار

$$A_c = (b-t)(h-t) = bh - t(b+h) + t^2 = bh - \frac{3bh}{8} + \frac{9b^2h^2}{64(b+h)^2}$$

$$\overset{(1)}{=} \frac{2}{3}bh$$

$$\frac{5bh}{8} + \frac{9b^2h^2}{64(b+h)^2} = \frac{2}{3}bh$$

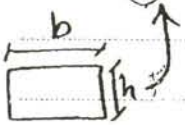
طرفین را بر h^2 تقسیم می‌کنیم

$$\frac{5}{8}\left(\frac{b}{h}\right) + \frac{9(b/h)^2}{64(b/h+1)^2} = \frac{2}{3}\,b/h$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برای مقادیر مختلف این نسبت عرض را محاسبه می‌کنیم

b/h	...	سمت چپ	سمت راست
۱		۰٫۶۶۰	۰٫۶۶۷
۱/۲		۰٫۳۲۸	۰٫۳۳۳
۱/۴		۰٫۲۱۷	۰٫۲۲۲
۲		۱٫۳۱۳	۱٫۳۳۳



بنابراین فرض $A_c = \frac{2}{3} A_{cp}$ فرض مناسبی است.

$$v = \frac{T}{2t A_c} = \frac{T}{\frac{3}{2}\frac{A_{cp}}{P_{cp}}} \propto \frac{\frac{2}{3} A_{cp}}{A_c} = \frac{T}{\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}}$$

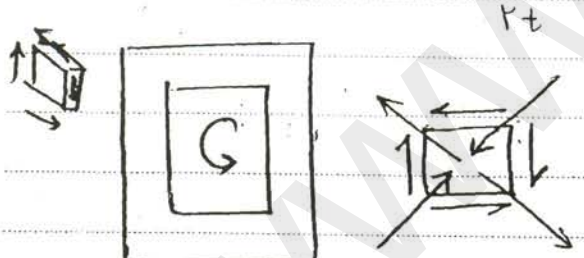
تنش برشی ناشی از پیچش

$2t$: ضخامت جدار

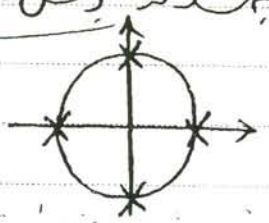
A_c: مساحت محصور توسط محور وسط جدار

A_{cp}: مساحت کل مقطع شی

P_{cp}: محیط مقطع شی



وقتی ترک اتفاق می‌افتد گشتاور پیچشی T_{max} (اصلی) مقطع به تنش کششی مقاوم مقطع برسد با رسم دایره مور می‌توان متوجه شد که برش خالص در مقطع برابر تنش اصلی کششی مقطع است.



$$v = \frac{T}{\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c}$$

ϕ_c: تنش کششی مقاوم مقطع

Page 18

www.finar.ir

Year Month Date

$T_{cr} = 0.4\,\phi_c \sqrt{f_c}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ ** لنگر ترک دهندگی مقطع

cp: بلوک بتنی
Acp: سطح مقطع

b, h, y_1, x_1

$T \le \frac{1}{4} T_{cr}$ * ⇒ پیچش نیازی نیست.

T ↓ لنگر پیچشی وارد بر مقطع

T_{cr} ↓ لنگر ترک دهندگی مقطع

بعد از ترک خوردگی (Ax تا Ax)

* برای تنش‌های برشی ناشی از پیچش را به تنش‌های کششی و پیچشی اصلی تبدیل کردیم

فشاری

* برای کشش محدودیت قرار دادیم برای جلوگیری از خرد شدگی بتن تحت تنش اصلی فشاری ایجاد شده مقطع را باید کنترل کنیم.

تنش‌های فشاری تحت اثر برش وارد بر مقطع هم ایجاد می‌شود پس نیروی برشی و لنگر پیچشی را در نظر می‌گیریم.

حتی جلوگیری از خرد شدگی بتن در اثر تأثیر توأم لنگر پیچشی و نیروی برشی

تنش برشی ناشی از نیروی برشی

تنش برشی ناشی از پیچش

$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u}{\frac{(x_1 y_1)^2}{2(x_1+y_1)}} \le 0.25\,\phi_c f_c$ * T_u: لنگر پیچشی نهایی

مقاومت فشاری بتن

ضریب اطمینان ۴

$\frac{T}{\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}}$ رابطه‌ای می‌سبی تنش برشی ناشی از پیچش در مقاطع مدار بازی

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\nu = \frac{T}{2tA_c} = \frac{T}{2\times\frac{3}{4}\frac{A_{cp}}{P_{cp}}\times\frac{2}{3}A_{cp}} = \frac{T}{\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}}$$

A_c: در مقطع حداکثر نازک‌ترین قسمت

با افزایش لنگر پیچشی تنش‌های فشاری اصلی به تنش فشاری مقاوم بتن می‌رسد اولین مقطع که ترک می‌خورد بتن دور (خارجی) خاموت است زیرا دورگیری نشده است.

بتن از ازدست دادن پوشش سطحی باقی مانده (x_1, y_1) است و محفظ را نیز براساس محیط خاموت حساب می‌کنیم. وقتی به T_u می‌رسیم بتن خارجی را از دست داده ایم.

بتن داخل خاموت دورگیری شده است و مقاومت بیشتری نسبت به بتن پوشش دارد.

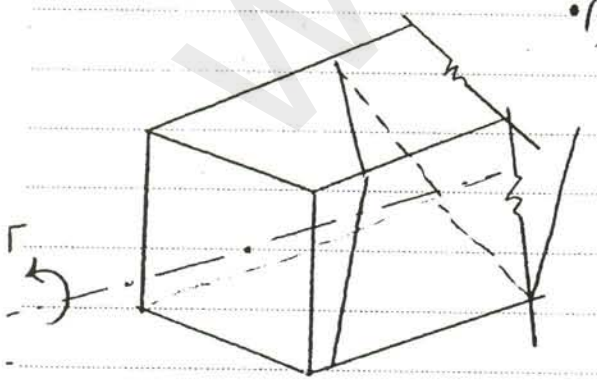
به دلیل وجود تنش‌های اصلی کششی عمود بر ترک‌ها مقاومت فشاری بتن کم می‌شود بنابراین با توجه به این پدیده و نیز برای در نظر گرفتن ضریب اطمینان ضریب 0.45 را در نظر می‌گیریم.

* اگر نامساوی جواب نداد باید ابعاد مقطع را افزایش دهیم.

روابط طراحی فولاد پیچشی:

برای به دست آوردن رابطه از مدل خرپایی استفاده می‌کنیم.

قسمتی از تیر تحت پیچش را در نظر می‌گیریم.



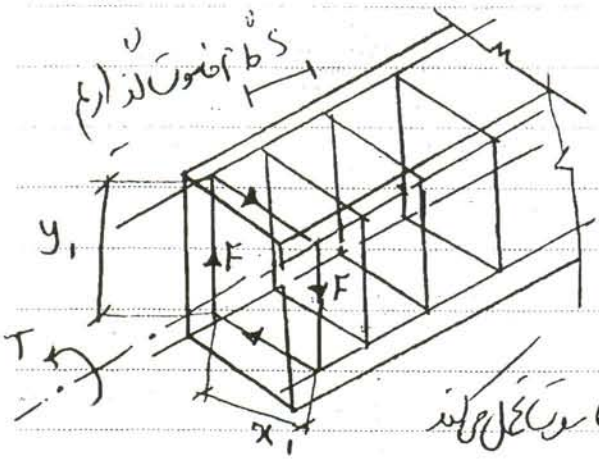
تک‌های مارپیچی به خاطر وجود لنگر پیچشی ایجاد می‌شود.

از خاموت عرضی و فولاد طولی در طول تیر استفاده شده است.

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date.

خاموت مانع کمانش ترک های مارپیچی می شود.
* نیروی کشش ترک ها توسط خاموت جذب می شود.



A_t : سطح مقطع یک ساق

$F = A_t \Phi_s f_y$ نیروی که خاموت تحمل می کند

تعداد ساق هایی که ایجاد می شود

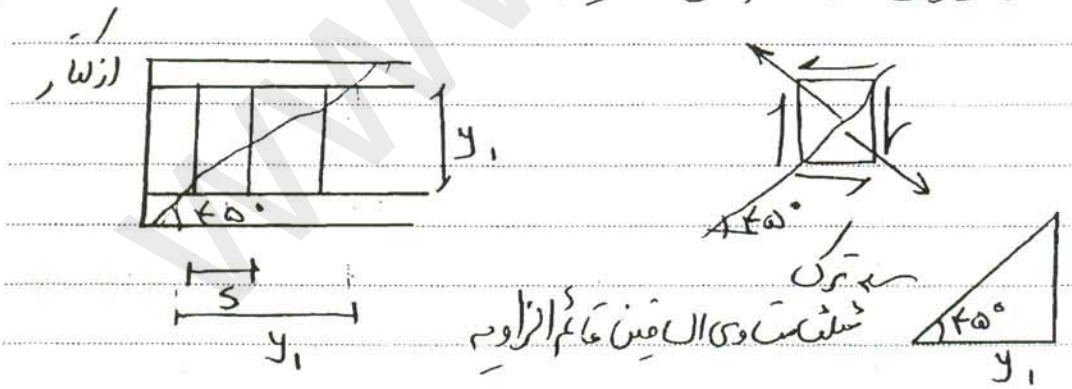
ساق عمودی $F \cdot \frac{x_1}{2}$

ساق افقی $F \cdot \frac{y_1}{2}$

$$T = F \cdot \frac{x_1}{2} \times 2 + F \cdot \frac{y_1}{2} \times 2$$

باید ببینیم هر کدام محور ترک مارپیچی چه خاموت هایی ترک را قطع می کند

ترک خوردگی مارپیچی با زاویه ۴۵° است ← تنش های برشی خالص داریم که تنش کششی اصلی و ترک های محدود به آن زاویه ۴۵ می سازند



شکلشت وی ال فین عالم از زاویه

* تعداد ساق هایی که توسط ترک قطع می شوند. $\frac{y_1}{S}$

PaPCO

Subject
Year. Month. Date. ( )

از بالا به پایین x_1 فاصله‌ی y_1 داریم.

باید توجه کرد ترک فقط یک خاموت را قطع نمی‌کند بلکه چند تا از خاموت‌ها را قطع می‌کند.

یک ترک مارپیچی که تیر را کامل دور می‌زند در نظر می‌گیریم سپس از اینکه این ترک تیر را دور خرد تیر دو نیم می‌شود بیشترین لنگر پیچشی قابل تحمل مقطع را داریم.

$$T = F \times \frac{x_1}{2} \times \frac{y_1}{5} \times 2 + F \cdot \frac{y_1}{2} \times \frac{x_1}{5} \times 2$$

$\frac{5}{2}$ تعداد خاموت‌هایی که ترک را قطع می‌کنند

$F \rightarrow$ دو طرف تیر

$$T = 2 \frac{(A_t)}{s} x_1 y_1 \left((\phi_s f_y)\right) \times 0.85$$

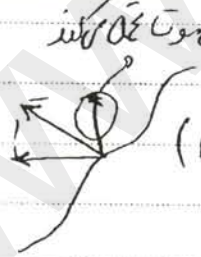
$\downarrow$

* ضریب اطمینان مدل (چون با مدل کردیم)

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u \text{ (لنگر پیچشی مقاوم مقطع در اثر بارهای نهایی)}}{2(0.85 x_1 y_1)\phi_s f_y}$$

** خاموت پیچشی

* استاندارد ترک ۴۵° و خاموت قائم است همین شکل باعث می‌شود نیاز به فولاد طولی هم داشته باشیم.



نیروی کششی اصلی را تجزیه می‌کنیم:

+ (خاموت نیروی امتداد محور خودش را تحمل می‌کند (نیروی قائم) مؤلفه‌ی افقی را فولاد طولی تحمل می‌کند.)

* A_l: سطح مقطع فولاد طولی (موجود در مقطع) $= A_l \phi_s f_y$ نیروی کششی که جذب می‌کند

* حجم خاموت طولی با حجم خاموت عرضی در یک مقطع باید مساوی باشد زیرا نیروهای افقی و قائم حاصل از تجزیه‌ی نیروی کششی مساوی است.

www.ithar.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

برای دو نیروی یکنی:

$$A_l \phi_s f_{yl} = 2x\left(A_t \frac{y_1}{s} + A_t \frac{x_1}{s}\right) \phi_s f_{yv}$$

f_{yl}: تنش تسلیم فولاد طولی

f_{yv}: تنش تسلیم فولاد عرضی

x_1: تعداد ساق‌هایی که قطع می‌شود

ممکن است از فولاد عرضی و طولی با f_y متفاوت استفاده کنیم زیرا می‌خواهیم فولاد عرضی را کم کنیم

(AIII) (AII)

زیرا از میلگردهای طولی خمشی می‌باشند و ساعت آن‌ها باید بر میلگردهای خمشی که جداگانه می‌سنجند اضافه شود.

بنابراین ص ۳۲۹

$$A_l = 2 \frac{A_t}{s}(x_1 + y_1) \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad **$$

$\frac{A_t}{s}$: مقداری که برای یک ساق است (حداقل مقدار لازم)

* این فولادها برخلاف فولادهای خمشی فقط در بالا یا پایین قرار نمی‌گیرند بلکه دور تا دور مقطع (در بالا و پایین) قرار می‌گیرند.

برای برش نیز نیاز به خاموت عرضی داریم می‌شود فولاد عرضی برش و پیچش را با هم ترکیب کرد.

* حداکثر تنش تسلیم آرماتورهای پیچشی $400 N/mm^2$ محدود شده است.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2(0.85 x_1 y_1)\phi_s f_y} \quad **$$

A_t: سطح مقطع یک ساق

خاموت پیچشی

$$V_s = V_u - V_c$$

V_c: مقاومت برشی مقطع بتنی

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{(\phi_s f_y) d} \quad **$$

A_v: سطح مقطع دو ساق خاموت برشی

d: کل ساق‌های موجود عمودی

$$\frac{A_{tv}}{s} = 2\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \quad **$$

* A_{tv} برای دو ساق است.

$$\frac{A_{tv}}{s} \not< \frac{0.3 b_w}{\phi_s f_{yv}} \quad **$$

* این خاموت گذاری نباید از حد اقل کمتر باشد.

* به خاطر ایجاد شکل پذیری لازم.

PAPCO

Subject:
Year Month Date ( )

$S \not> \frac{d}{2}$ ($\frac{d}{4}$ یا $v_s > 0.4 \phi \sqrt{f'_c}\, bd$) : شرایط خاموت گذاری

(پیچشی و برشی)

* برای برش T_u

به خاطر کنترل عرض ترک‌های پیچشی (هرچه متراکم‌تر باشد ترک بهتر کنترل می‌شود)

$S \not> \text{Min} \begin{cases} \frac{x_1 + y_1}{4} \\ 300\ mm \end{cases}$

* برای پیچش

بعد از انتخاب S به سراغ انتخاب قطر خاموت می‌رویم.

بعد از طراحی خاموت به سراغ طراحی فولاد طولی می‌رویم.

میلگردهای طولی پیچشی: - باید به صورت پیوسته باشند در مقطع موجود باشند -

حداقل در ۴ گوشه - حداقل قطر $\frac{S}{16}$

* بنابراین از مقطعی را انتخاب کنیم که فاصله‌ی محور خاموت‌های پیچشی بیش از a_{xe} mm نشود ($a_{xe} > 300\ mm$) باید در وسط دهانه یک فولاد طولی دیگر را

حداکثر فاصله‌ی $300\ mm$ - در محل اتصال تیر به ستون باید میلگردهای طولی در داخل ستون باید مهار شوند -

ماکزیمم تنش پیچشی را در این ناحیه داریم

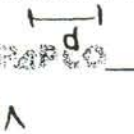
به صورت مستقیم یا خم ← به طوری که در لبه‌ی ستون بتوانند تا حد تنش جاری شدن، ظرفیت کششی داشته باشند

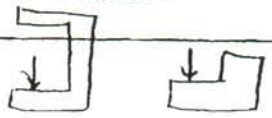
* میلگردهای پیچشی مثل فولاد طولی و خاموت عرضی لازم است حداقل به اندازه‌ی $d + bt$ (bt عرض مقطع و d ارتفاع مؤثر)

بعد از مقطعی که از لحاظ سختی احتیاج به فولاد پیچشی نداریم ادامه یابد.)

* خط جریانی به فاصله‌ی d از تکیه‌گاه است زیرا ترک $45°$ است.

* مکرر حالتی که بار از طریق بال کناری وارد مقطع شود ایجاد پیچش کند





Subject:
Year. Month. Date. (.)

طراحی برای پیچش سازگاری: دو راه حل را آیین نامه پیشنهاد می‌کند:

روش اوّل ← برای بتن معمولی پیچشی و خمشی اعضای ← توزیع لنگر پیچ خمشی و پیچشی را به دست می‌آوریم (برای سازه‌ی نامعین).

روش دوّم ← بدون توجه به لنگر پیچشی واقعی یک لنگر پیچشی اسمی برابر با:

$$T_u = 0.67\, T_{cr}$$

(در مقطع برای (به فاصله‌ی d از بر ستون) یعنوان لنگر پیچشی فرض کنیم و توزیع لنگر را تا وسط دهانه‌ی عضو خطی فرض کنیم.)

تیری که پیچش ایجاد می‌کند، دال روی تیر حرارداد و روی تیرهای انتهایی پیچش ایجاد می‌کند.

~~لنگر پیچشی معادل~~

ص ۳۲۶ کتاب

در کتاب ضد سقوط تحت پیچش نشان داده شده است، زمانی که تیر و دال به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، دال به تیر کمک می‌کند (تکیه‌گاه ساده یا با لنگر کمی باشد) می‌توانیم براساس آیین نامه‌ی بتن ایران فرض کنیم که قسمتی از دال با تیر کنار همراهی می‌کند.

طولی از دال که با تیر همراهی می‌کند برابر ضخامت دال است.

در ضابطه‌ی T_{cr} نیاز به A_{cp} و P_{cp} داریم در ضابطه‌ی A_{cp} و P_{cp} آیین نامه‌ی بتن ایران به ما اجازه می‌دهد که مقطع ها شکل خورده یعنی مقطع قوی تری را در نظر بگیریم. ← کل مقطع ← می‌توانیم A_c و P_c را برای بزرگترین سطح محدود به مقطع محاسبه کنیم.

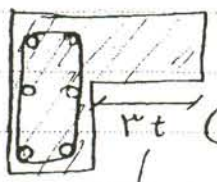
← ولی برای کل □ حساب می‌کنیم.

P4PCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

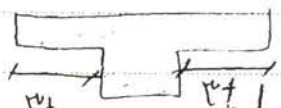
مقطع مقوی ای را برای تحمل تنش برشی در نظر می گیریم

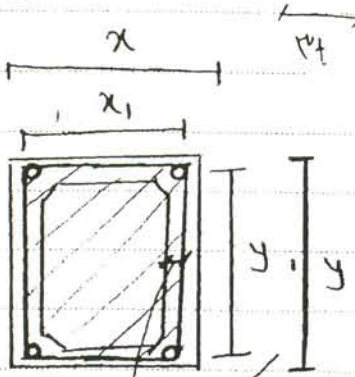
★ از مقاطعی که بیشترین مقاومت را در برابر پیچش دارد برای طراحی فولاد پیچشی استفاده می کنیم. ← مستطیل اصلی جان



★ برای مقاطع بال دار که بال نیز جزئی از تیر است نباید از بال صرف نظر کرد.

مقطع box ← مقاومت پیچشی زیادی دارند زیرا





اگر مدل عناصر لاستیکی را در نظر بگیریم مشت وسط به صورت جسم صلب حرکت می کند

اگر مقطع توپر بود باز هم سطح زیر منحنی کرنش دهنده‌ی تنش برشی است تغییر زیادی نمی کرد.

$\gamma_1 = 0.15 \frac{A_{oh}}{P_h}$ ← مقاومت پیچشی مقطع بیشتر شده از حدود مقاومت پیچشی مقطع توپر

$0.15 \frac{A_{oh}}{P_h}$ ← مقاومت پیچشی مقطع توپر

آیین نامه مراعات کرده که اگر ما میلگرد axe طوری قرار دهیم که داخلی از مقطع توپر بیشتر باشد

$A_{oh} = x_1 y_1$ ← مساحت هاشور خورده

$P_h = 2(x_1 + y_1)$

★ می توان این مقطع box را به صورت توپر در نظر گرفت.

★ یعنی مقاومت پیچشی مقاطع بسته ی توخالی با وجود این شرط در حدود مقاومت پیچشی مقاطع توپر است.

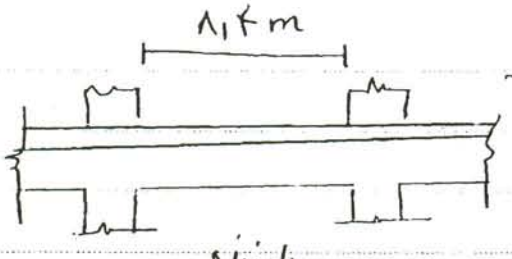
PAGES

Subject:
Year. Month. Date.

۳۲۷ ص

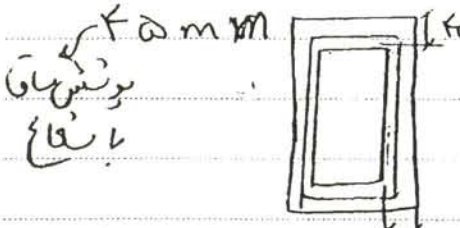
* طراحی

مثال ص ۳۳۰ کتاب:



بار مرده ی خود تیر پیشش ایجاد می کند زیرا روی محور تیر و لایه ی نازک روی بار زنده و مرده که دال پیش ایجاد می کند.

$d = 540$ — بار زنده $= 2{,}45\ kN/m^2$



پیش تعادلی است زیرا تحت است.

بار مرده ی $w_D = 8{,}67\ kN/m$

خود تیر $(1{,}25(0{,}6\times0{,}12)\times24)+(1{,}25(0{,}45\times2{,}45))$

فرض شده بار زنده در حاصلی ۴۰۰ mm ادامه دارد

بار کل دال بر متر $= 13{,}08 + 8{,}67 = 21{,}75\ kN/m$

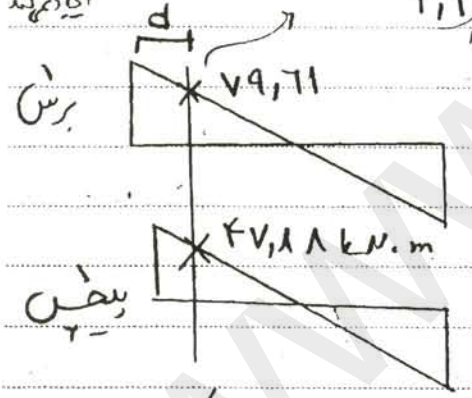
$(1{,}25(1{,}6\times0{,}15)\times24)+(1{,}5\times(1{,}7\times2{,}45))$

وزن مخصوص بتن — بار مرده ی دال زیر ایرفویل خود تیر

برش در وجه تکیه گاه $= 21{,}75\times\frac{8.4}{2} = 91{,}35$

برش V_u در فاصله ی d از تکیه گاه (مقطع بحرانی) $= 91{,}35\ \frac{4{,}2-0{,}54}{4{,}2} = 79{,}71\ kN$

M_u و V_u : محاسبه ی T_u ، T_2 و T_3 : کنترل کفایت ابعاد مقطع



$\frac{1{,}6}{2}+0{,}2=1$ ضلعی بار دال تا محور تیر

بار دال

آدر لبه ی تکیه گاه $T = 13{,}08\times\frac{8.4}{2}\times1 = 54{,}94$

T_u در فاصله ی d از لبه ی تکیه گاه $= 54{,}94\times\frac{4{,}2-0{,}54}{4{,}2} = 47{,}88\ kN.m$

* چون دال به صورت کنسول است A_{cp} و P_{cp} در نظر نمی گیریم و فقط A_{oh} در نظر گرفته می شود. (در محاسبه ی T_{cr})

$T \le 0{,}25\,T_{cr} = 9{,}46\ kN.m \Rightarrow 47{,}88 > 9{,}46$ نیاز به طراحی داریم.

$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h (x_1+y_1)}{(x_1 y_1)^2} \le 0{,}25\,\phi_c f_c = 4{,}5\ MPa$ ✓

$V_u = 79{,}71\times10^3$ ، $T_u = 47{,}88\times10^6$ ، $x_1 = 400-90 = 310$ ، $y_1 = 600-90 = 510$

ابعاد مقطع مناسب است. $0{,}137 + 3{,}114 = 3{,}251 < 0{,}25\times0{,}6\times30 = 4{,}5$ ✓

PAPCO

* این کنترل در واقعیت باید در وجه تکیه گاه صورت گیرد چون بزرگترین تنش برشی در وجه تکیه گاه است ولی آیین نامه برای سهولت از این الزام در این مورد چشم پوشی کرده است.

Subject :

Year . Month . Date . : :

طراحی خاموت پیچشی، از فولاد A III استفاده شده است.

در داخل دهانه Tu ظاهر می‌شود می‌توان ۴ خاموت کناری را افزایش داد.

$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{2(0.85 x_1 y_1)\phi_s f_y} = \frac{47.88 \times 10^6}{2(0.85 \times 310 \times 510) \times 0.85 \times 400} = 0.52 \ mm^2/mm$

طراحی خاموت برشی بارزی:

$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f'_c}\, b_w d = 142 \ kN > V_u$

* نیاز به خاموت برشی ندارم.

$\frac{A_{tv}}{s} = 2\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 1.04 \ mm^2/m$

$\frac{A_{tv}}{s}$ را بیشتر از مقدار حداقل می‌گیریم.

$\left(\frac{A_{tv}}{s}\right)_{min} = \frac{0.17 b_w}{\phi_s f_y} = 0.75 < 1.04$ ✓

خاموت استفاده شده

$S_{max} = \begin{cases} \frac{x_1+y_1}{4} = 205 \\ 300 \ mm \end{cases}$ → $\frac{310+510}{4}$

S_{max} برش $= \frac{d}{2} = 270 \ mm$

* کنترل خاموت حداقل.

انتخاب خاموت:

$\Phi 12 = 2 \times 113 = 226 \ mm^2$

$S = 217 \ mm = \frac{A_{tv} = 226}{1.04} = 217 mm$ (A_{tv}/s)

$\Phi 12 - 200 \ mm$ برای اطمینان

$A_l = 2\left(\frac{A_t}{s}\right)(x_1 + y_1) = 853 \ mm^2$ ($\frac{A_t}{s} = 0.52$)

** میلگردهای طولی را توزیع می‌کنیم.

* اگر فقط در بالا و پایین از A_l استفاده کنیم فاصله بیشتر می‌شود.

بنابراین از $6\Phi 14$ استفاده می‌کنیم. فاصله $< 300 \ mm$

$6\Phi 14 - 924 mm^2 > 853 mm^2$

* میلگردهای کناری و فوقانی را می‌توان با میلگردهای خمشی ترکیب نمود.

PAPCO

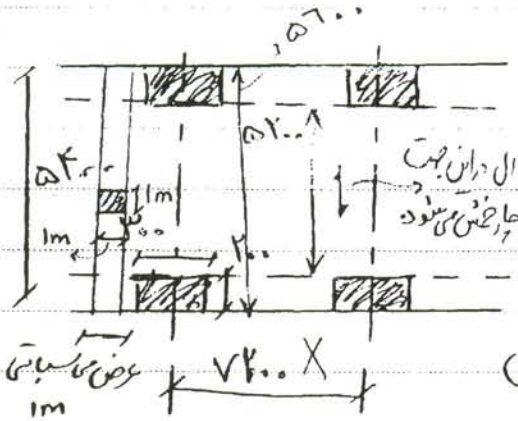
۲۰

www.tnari.ir

Subject :
Year . Month . Date . ( )

مثال ۲ مثالی از پیچش سازه‌ای ص ۳۳۴

دال ایجاد پیچش می‌کند در تیرهای دو طرف دال.



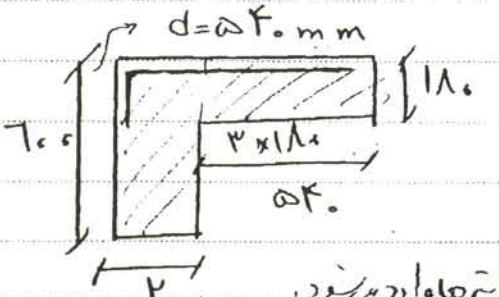
$f_c = 10\ N/mm^2$

بار زنده‌ی سقف $= 7.5\ kN/m^2$

سنباده‌ی و $= 0.50\ kN/m^2$

ایزولاسیون

حجم بتن مصرفی برای یک دهانه‌ی دال (بدون تیرها) چقدر است؟



بار مرده:

وزن خود تیر $= 0.60 \times 0.20 \times 24 = 2.9$ بتن

وزن دال $= \frac{5.20}{2} \times 0.18 \times 24 = 11.2$

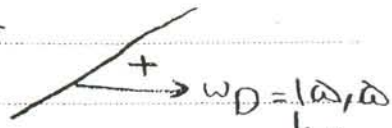
(۲) نصف آن بر هر کدام از تیرها وارد می‌شود.

برای ایزولاسیون با بدبرون به بیرون یعنی ۵۶۰۰ در نظر گرفته شود.

سنباده و ایزولاسیون $= \frac{5.60}{2} \times 0.5 = 1.4$

بار زنده روی کل سقف است یعنی ۵۶۰۰.

بار زنده $\frac{5.6}{2} \times 7.5 = 14\ kN/m$



از تیر بیضی اسم‌ها استفاده می‌کنیم زیرا پیچش سازه‌ای است.

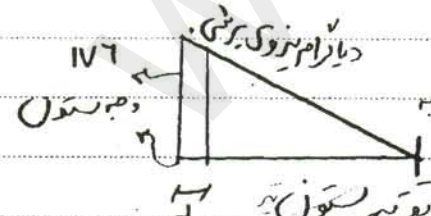
* با فرض

$w_u = 1.25 w_D + 1.5 w_L = 51\ kN/m$

دهانه‌ی محاسباتی

V_u در لبه‌ی ستون $= 51 \times \frac{7.2 - 2 \times 0.15}{2} - 0.3 = 176\ kN$

بار از طریق بال مقداری وارد متوقع می‌شود.



برنامه‌ی طراحی

$V_u = 176 - 0.54 \times 51 = 148.5\ kN$

که برای به دست آوردن ارتفاع موثر تقریبی ستون به

$T_{cr} = 0.4 \phi d \sqrt{f_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} =$

$T = 0.7 V T_{cr} = 12.7\ kN.m$

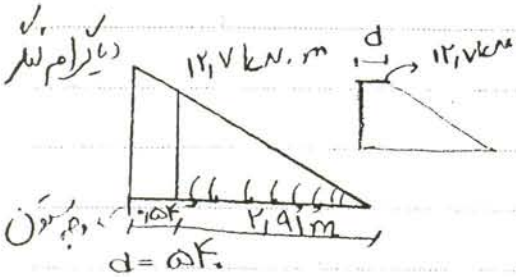
PAPCO

Subject :

Year . Month . Date ( )

$A_{cp} = 600 \times 200 + 540 \times 180 = 217200\ mm^2$ سطح مقطع

$P_{cp} = 2 \times 600 + 2 \times 740 = 2680$ محیط مقطع



دیاگرام نیروی برشی و دیاگرام لنگر پیچشی را رسم می‌کنیم.

لنگر پیچشی گسترده‌ی یکنواخت برابر شیب خط است.

$t = \frac{12.7}{2.91} = 4.4\ kN.m/m$ ← برای تیر ⇒ این لنگر را می‌توان کرد

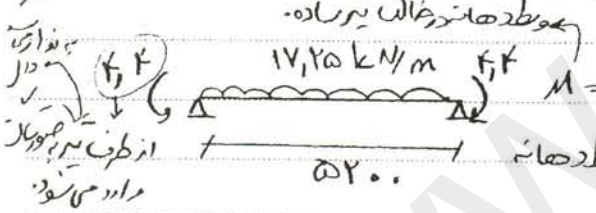
از لنگری که در دال به صورت منفی ایجاد می‌شود:

برای دال:

$W_D = 0.18 \times 24 + 0.5 = 4.8\ kN/m^2$

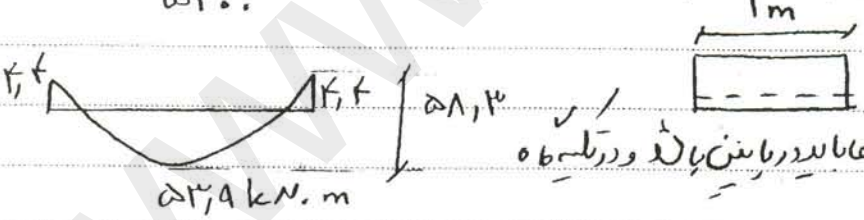
$W_L = 7.5\ kN/m^2$

$W_u = 1.25 \times 4.8 + 1.5 \times 7.5 = 17.25\ kN/m$ با عرض



$M = \frac{q\ell^2}{8} = 58.13\ kN.m$ دهانه‌ی آزاد دال 5200

لنگر وسط دهانه $= 58.13 - 4.4 = 53.9\ kN.m/m$



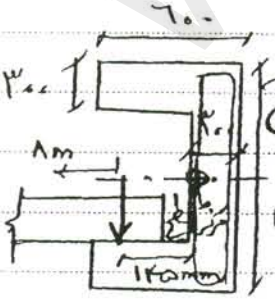
ضخامت دال

در وسط دهانه فولادها باید در پایین باشد و در تکیه‌گاه در بالا قرار گیرد.

صفحه ۳۳۳ طاهری پیچشی باید تنه باشد شکل‌های صفحه ۳۳۳ درست است.

مثال: بار زنده $= 2.5\ kN/m^2$ ، بار مرده کف دال $= 3.5\ kN/m^2$

فولادبندی پیچشی را برای ضوابط



$f_c = 30\ N/mm^2$

فولاد طولی $f_{yL} = 400\ MPa$

$f_{yv} = 300\ MPa$

$d = 1425\ mm$

PAPCO

Subject
Year. Month. Date. ( )

۱- خواص مقطع و بارگذاری :

مساحت مقطع $= 7300 \times 10^2 \ mm^2$

وزن تیر $= 0.73^2 \times 23.6 = 12.87 \ kN/m$ (وزن مخصوص بتن)

این بار در مرکز ثقل وارد می‌شود که مرکز ثقل نسبت به مرکز برش بدون محور است بنابراین محل مرکز مقطع را در نظر می‌گیریم زیرا ای ایجاد پیچش می‌کند.

فاصله‌ی مرکز ثقل تا لبه‌ی خارجی تیر $= \dfrac{2 \times 300 \times 300 \times 450 + 1500 \times 300 \times 150}{7300 \times 10^3} = 135.71 \ mm$

(مقطع دو بلوک 300×300)

$$I_{xx} = \frac{600 \times 1500^3}{12} - \frac{300 \times 900^3}{12} = 1.51 \times 10^{11} \ mm^4$$

فاصله‌ی مرکز برش تا مرکز جان تیر $e = \dfrac{b^2 h^2 t}{4 I_x} = 145.29$

$$b = 700 - 100 = 450, \quad h = 1500 - 300 = 1200, \quad t = 300$$

* نصف از آن به تیر سمت چپ و نصفی به تیر سمت راست

بار ناشی از دال روی بال تیر $=$ (عرض هر دهانه‌ی دال $\frac{8}{2}$) $\times (1.25 \times 3.5 + 1.5 \times 2.5) = 32.5 \ kN/m$

بار وزن خود تیر $= 1.25 \times 14.87 = 18.59 \ kN/m$

۲- طراحی برای برش :

نیروی برشی روی هر یک از تکیه‌گاه‌ها $= \dfrac{7}{2}(32.5 + 18.59) = 357.61 \ kN$

طول دهانه‌ی آزاد 14^m

* در هر تکیه‌گاه ۲۰۶ نیرو از طریق بال کناری وارد می‌شود. (چون این جنبه‌ی کار است از آن صرف نظر می‌کنیم)

$$v = \frac{V}{b w d} = \frac{357.61 \times 10^3}{300 \times 1445} = 0.82 \ MPa$$

www.tnar.ir

Year. Month. Date

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.7 \sqrt{25} = 0.71 \text{ Mpa}$$

این فولادگذاری فقط به منظور جان اضافه می‌شود.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{b(v - v_c)}{\phi_s f_y} = \frac{2000(0.82 - 0.71)}{0.85 \times 300} = 0.3$$

* در اینجا با 0.3 مقایسه می‌کنیم و خودش را قرار می‌دهیم و در آخر مجموع فولاد برش و پیچش را با 0.3 مقایسه می‌کنیم.

۳- طراحی برای پیچش:

فاصله‌ی مرکز برش تا نزدیک‌ترین بال $= 145 + \underbrace{150}_{\frac{300}{2}} + 145.29 = 440.29$

فاصله‌ی مرکز برش تا مرکز نقل تاج بتن $= \underbrace{235.71 - 150}_{\text{فاصله‌ی مرکز نقل تاج تا مرکز نقل بتن}} + 145.29 = 231.00 \text{ mm}$

لنگر پیچشی $= 32.5 \times 0.44029 + 18.59 \times 0.231 = 18.7$ kN.m/m

لنگر پیچشی در وجه تکیه‌گاه $= \frac{14}{2} \times 18.7 = 130.12$ kN.m

این لنگر را بین قسمت‌های مختلف تقسیم می‌کنیم. (به نسبت سختی)

چون ضخامت بال و جان یکی نیست نمی‌توان پیش‌بینی کرد که تقسیم‌بندی سختی بیشتری به جان می‌دهد و دو حالت را در نظر می‌گیریم:

حالت ۱: جان

$$\sum h_{min}^3 h_{max} = \frac{2 \times 81 \times 10^9}{2 \times 300^3 \times 300} + \frac{40.5 \times 10^9}{300^3 \times 1500} = 5.67 \times 10^{10}$$

حالت ۲: بال

$$\sum h_{min}^3 h_{max} = 2 \times 300^3 \times 600 + 300^3 \times 900 = 5.67 \times 10^{10}$$

** در این حالت آرماتور را ادامه دهیم بهتر است زیرا می‌خواهیم فولاد پیچشی ابتدا تا انتها ادامه دهیم. زیرا می‌خواهیم قسمتی که برای برش کاری کند $\frac{A_v}{s}$ و $\frac{A_t}{s}$ هر دو برای یک قسمت با هم شده و یک جا بتوان به صورت مشترک برای برش و پیچش استفاده کنیم.

۳-۱- طراحی برای ستون بزرگ

پیچش معادل ستون بزرگ

$$T_B = T \frac{h_{min}^2 h_{max}}{\sum h_{min}^2 h_{max}} = 11^{\circ}.12 \times \frac{4105}{5,67} = 9171.\ kN.m$$

$$0,125 T_{cr} = 0,1 \phi_c \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 0,1 \times 0,75 \sqrt{25} \times \frac{(300 \times 1500)^2}{2(1500+300)} \times 10^{-6} = 19,97\ kN.m$$

نیاز به طراحی پیچشی است.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_B (x_1+y_1) \times 2}{(x_1 y_1)^2} \leq 0,125 \phi_c f'_c$$

$$x_1 = 300 - V_0 = 230 \quad , \quad y_1 = 1500 - V_0 = 1430$$

$$0,18 + \frac{2,185}{2175} \frac{93}{19,71} = 3,17 \leq 0,85 \times 0,7 \times 35 = 5,25\ MPa$$

کنترل کفایت مقطع که قابل قبول است.

طراحی جاسازی پیچشی برای بدنه بزرگ

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_B}{(0,85 x_1 y_1)(\phi_s f_{yv})} = \frac{93 \times 10^6}{(230)(1430)(0,85 \times 420)} = 1,13\ \frac{mm^2}{mm}$$

برای جاسازی پیچشی A_{II} استفاده می‌شود

$$\frac{A_{tv}}{s} = 0,13 + 1,13 = 1,26$$

$\Phi 12 - 150 \equiv 1,5 \rightarrow \frac{A_{tv}}{s} = 1,21$

اگر $\Phi 10$ نیز هم‌گام جاسازی گذاری کنیم می‌شود دو بیت برای تشکیل می‌دهد. s را در این صورت

$$\frac{A_{tv}}{s} > \frac{0,3 b_w}{\phi_s f_y} = 0,29$$

به این مرحله حل می‌کنیم.

$$\frac{2,5 \times 1,3}{0,85 \times 300} = 127\ \frac{mm^2}{m}$$

مقدار مورد نیاز

$\Phi 12$

$$\frac{1000}{s} \times 2 \times 113 = 1507\ mm^2/m$$

مقدار موجود

$s = 150$

* چون بتن یک حوزه کششی را جاسازی تحمل می‌کند

* ثبت ۳۵ راه حل دیگر، بتن مقطع ۱۰۰ تا

ضلع خیلی بیشتر از مقدار مورد نیاز

۱۲۷ می‌باشد.

مدل جاسازی مورد نیاز باید بتواند نیرو را چنان تحمل کند، الگو می‌باشد تنیدگی نوع دوم را

$$A_l = \frac{A_t}{s} \frac{f_{yv}}{f_{yl}} (x_1 + y_1) = 1,13 \times \frac{300}{300} (230 + 1430) = 1718\ mm^2$$

مقدار طولی

مقدار بستگی به طراحی

است نه طراحی

ضریب ۱ دارد.

PAPCO

Subject:

Year. Month. Date. ( )

$\frac{d}{2}$ را S_v برای بتن S_v را و برای بیضی $\begin{cases} \frac{x_1+y_1}{2} = 202 \\ 200 \end{cases}$: مکان هندسی محور طولی

$\frac{S}{16} \leq 10\,mm$ مقدار ماکزیمم مجاز برای آرماتور طولی

$300\,mm$ ← آرایش آرماتور طولی

$8\,\phi 14 + 4\,\phi 12 = 1684\,mm^2$

۳- طراحی برای پیچش کل مقطع

$T_s = T \frac{0.81}{5.67} = 120 \times \frac{0.81}{5.67} = 18.23\,kN.m$ برای هر کدام از بال‌ها

$x_1 = 300 - 70 = 230\,mm$ ← * $35\,mm$ از دو طرف کم می‌کنیم

$y_1 = 300 - 35 = 265\,mm$:y_1 *

جاسوتی‌ها را با هم درنظر می‌گیریم بنابراین برای سمت راست دیگر لازم نیست $35\,mm$ را کم کنیم.

می‌توان فرض کرد که جاسوتی با جداره‌ی خارجی ادامه دارد.

$0.25\,T_{cr} = 0.1\,\phi_c \sqrt{f_c}\,\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 0.1 \times 0.68 \sqrt{35}\,\frac{(300 \times 300)^2}{2(300+300)} \times 10^{-6} =$

$2.140\,kN.m$ ✗

* احتمال دارد در مقطع‌های کوچک به خاطر افزایش تنش برشی خرابی فرد نی برای اتفاق بیافتد. بنابراین کنترل را در این مقطع‌ها نیز اجباری می‌دانیم.

مخصوصاً در تیرها

لازم است مقطع‌ها را برای تنش برشی طراحی کنیم اگر بار سنگین نامی اکتاوی مورد نیاز باشد. می‌توان فقط مقطع‌های بحرانی را برای برش طراحی کرد.

کنترل کفایت ابعاد مقطع : با توجه به $35\,mm$ پوشش

$x_1 = 300 - 70 = 230\,mm$

$y_1 = 300 - 35 = 265\,mm$

چون بتن یکپارچه است $35\,mm$ را از یک طرف کم می‌کنیم

$\frac{T(x_1+y_1) \times 2}{(x_1 y_1)^2} \leq 0.25\,\phi_c f_c \rightarrow \frac{18.23 \times 10^6 (230+265) \times 2}{(230 \times 265)^2} = 4.81\,Mpa$ برای خرابی فشاری

$\leq 0.25 \times 0.6 \times 35 = 5.25\,Mpa$

ابعاد مقطع کافی است.

Subject:

Year. Month. Date.

$$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{2(0.85 x_1 y_1)\phi_s f_y} = \frac{18.22^{t.m} \times 10^6}{2 \times (0.85 \times 230 \times 270)(0.85 \times 300)} = 0.79$$

* سطح مقطع یک ساق خاموت بیضی

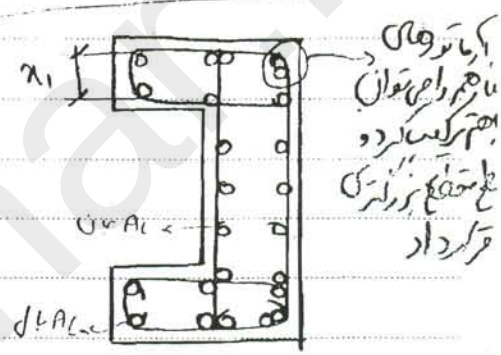
برای مستطیل بزرگ جان $\Phi 12-150 \Rightarrow \frac{Av}{s} = 1.50$

$\frac{At}{s} = 0.75 > 0.79$ (یک ساق) (دو ساق) $\left(\frac{(At)_{min}}{s} = 0.15\right)$

* اگر طرح را این‌گونه حساب کنیم:

در هر صورت خاموت گذاری خاموت های مستطیل بزرگ و کوچک با هم در نظر می‌گیرند و خاموت بال و جان کنار هم قرار می‌گیرند.

برای بال: $\Phi 12-150$



آرماتورهای طولی جان را هم می‌توان بهتر توزیع کرد و در نظر گرفت که در نزدیکی وجه مقطع بیشتر قرار دارد

در طراحی مقاطع با بال دار T شکل مستطیل های کوچک را یکی می‌گیریم ولی در اطراف خاموت را اضافه می‌کنیم تا در نامیکی جان هم ادامه داشته باشد

$$A_l = 2\frac{At}{s}\frac{f_{yv}}{f_{yl}}(x_1 + y_1) = 2 \times 0.79 \times \frac{300}{400}(230 + 205) = 513\ mm^2$$

سطح مقطع مورد نیاز است

نظر طراح

$6\Phi 12 = 678\ mm^2$ *

* در کف بال ۱۲ و در جان جهت پوسته‌ای جان قرار داده

** چون فولاد بیضی به صورت متقارن در مقطع به کار می‌رود (عمل نامتقارن خواص نمی‌شود دو شکل * تغییری در مقطع را کمی تأثیر قرار نمی‌دهد.

www.vitnari.ir

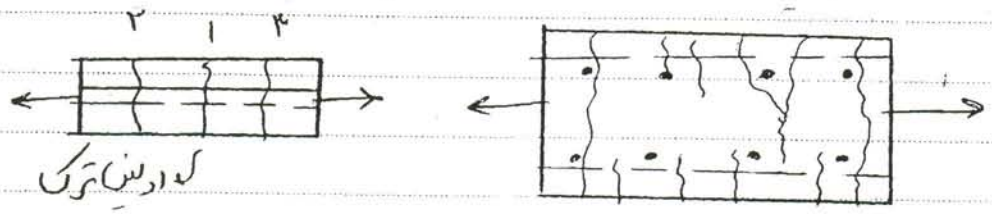
Subject:
Year. Month. Date. فوتوشاپ / photoshop CS۸

فصل ۶ : حالت حدی بهره برداری
کنترل ترک خوردگی (حالت حدی مربوط به عرض ترک)
وحیز

چون حالت حدی بهره برداری مدنظر است بارها را بدون ضریب در نظر می‌گیریم.
دلیل اهمیت کنترل‌های بهره برداری
۱) با تمیز رفتن ضرایب بار در آیین نامه‌ها برای مقاطع اقتصادی تر ← بنابراین مقاطع کوچک‌تر طراحی می‌شوند و ضرایب آن‌ها بیشتر می‌شود با اینکه سازه ایمن است ولی کنترل‌های بهره برداری اهمیت پیدا کرده است.

در آبا و ACI ضرایب بالاتر است و روش‌های ساده‌تری برای کنترل ثبت
در آیین نامه‌های دیگر وجود دارد. آبا سازه را در نظر
ترک خوردگی هم و جنس با سد برای آیین نامه‌های ۱٫۵ ۱٫۲۵ →
پیچیده‌تر می‌رود مثل اروپایی‌ها. ۱٫۷ ۱٫۴ →

۲) به دلیل طراحی اقتصادی تر از فولاد با مقاومت بیشتر استفاده می‌شود.
AIII ۴۰۰Mpa ـ ۵۰۰Mpa f_y↑
بنابراین در بهره برداری تنش‌های بالاتری داریم و تنش بهره برداری فولاد بیشتر بالا رفته و بتن اطراف هم با خود می‌کشد ترک‌ها زیاد می‌شود و این بیشتر می‌شود و خیز بیشتری در تیر ایجاد می‌شود.
هرچه مقدار آرماتور در تیر بتنی و فولاد را بیشتر می‌کند، تعداد زیاد ترک با عرض کم از تعداد کم ترک با عرض زیاد بهتر است.
دو حالت ضخامت کم و زیاد را در نظر می‌گیریم.



PaFCO

وقتی عضو تحت کشش است تنش کششی از آرماتور به بتن به دلیل پیوستگی این دو منتقل می‌شود.

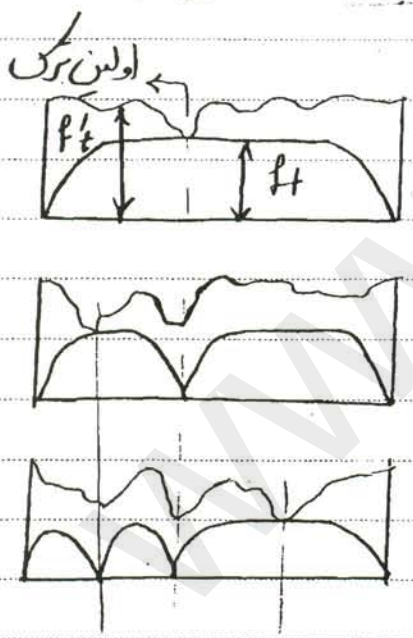
در بتن مقاومت کششی یکنواخت نیست زیرا بتن جسم یکنواختی نیست.

با افزایش کشش تنش کششی بتن به مقاومت کششی (مقطع با مقاومت کم) می‌رسد و اولین ترک در مقطع ایجاد می‌شود ← در ضعیف‌ترین مقطع.

← محض ایجاد ترک در آن ناحیه تنش کششی بتن به صفر می‌رسد و توزیع تنش قبلی داریم تا دوباره تنش کششی را افزایش می‌دهیم تا ترک جدیدی ایجاد شود دوباره نیروی کششی را افزایش می‌دهیم و این تا جایی ادامه دارد که دیگر f_t به f_t نرسد و افزایش نیروی کششی فقط باعث افزایش عرض ترک شود.

— در سازه‌های با ضخامت بیشتر:

در این ناحیه‌ها ضمن در سطح بتن ترک‌های موی ایجاد می‌شود، در سطح تعداد ترک‌ها بیشتر و عرض ترک کمتر و وارد شدن به داخل مقطع عرض ترک بیشتر و تعداد آن‌ها کمتر است.



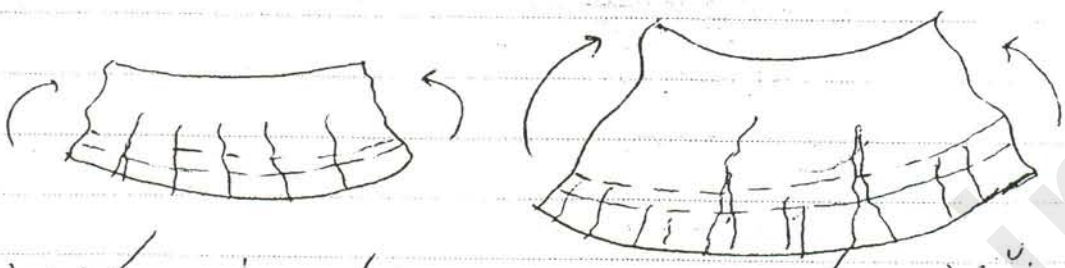
عرض زیاد ترک دو مشکل دارد (۱ اصلی) از نظر ناراحتی و نا امنی از دیدگاه کننده

۲) مشکل دیگر این ترک این است که رطوبت می‌تواند نفوذ کند و باعث خوردگی در آرماتور شود و این باعث افزایش حجم (۵ تا ۶ برابر) آرماتور می‌شود، چون فضای اطراف آرماتور کم است باعث ایجاد فشار می‌شود و این پدیده‌ی خطرناکی است.

← افزایش حجم فولاد حدود ۵ تا ۶ ← افزایش فشار داخلی و تنش کششی اطراف آرماتور و ترکیدن بتن.

Subject :
Year . Month . Date .

(۲)
- در اعضای خمشی : ضخامت کم و زیاد را با هم مقایسه می‌کنیم،



تن لیز خمشی مزم ترک خوردن متفاوت است ترک‌ها لذا صبری کششی شروع می‌شود و تا جایی که نیروی کششی صورتی شوند ادامه می‌یابند

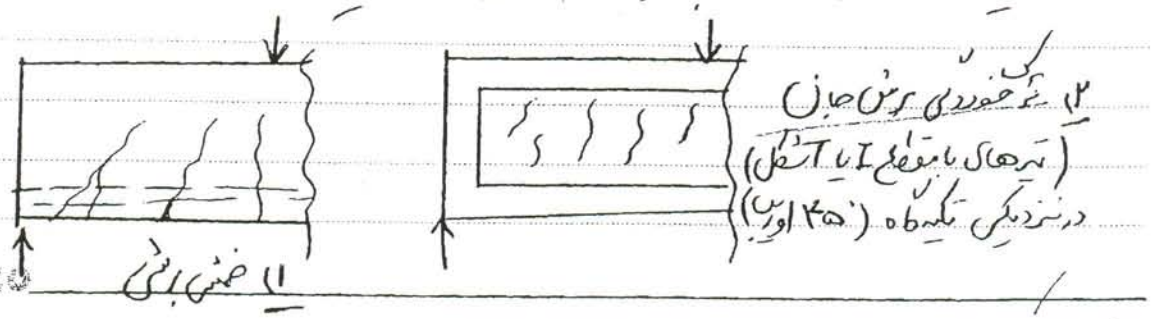
در صفحه بتن هم همین اتفاق می‌افتد ولی تعداد ترک‌ها بیشتر است و همه‌ی آن‌ها به داخل تیر نفوذ نمی‌کنند.

(۳)
- در اثر نیروی برشی : دو حالت ممکن است اتفاق بیافتد :

۱۱ ترک خمشی برشی ← منشأ ترک، ترک خمشی است. جایی که برش کم است ترک خمشی قائم و در جایی که برش زیاد است ترک خمشی مورب می‌شود.

۱۲ ممکن است منشأ ترک برشی باشد این زمانی اتفاق می‌افتد که جان تیر نسبت به بقیه‌ی مقاطع دیگر ضعیف‌تر باشد ← تیرهای I شکل.

در این حالت ترک‌های مایل برشی در ناحیه‌ی جان دیده می‌شوند.

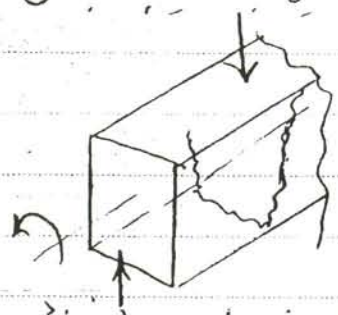


۲۵

Month Date ( )

— دلایل پیچش :

حالتی که یک پیچش تراید اور در آن نیروهایی باعث ایجاد برش و خمش می شود در نظر می گیریم :



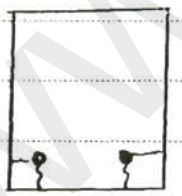
ترک های مارپیچی : با شروع از پیچش داریم که در ناحیه ای با برش ضعیف می شود و به صورت مارپیچ دور می کند. ← مثل چرخش

⑤ ترک های سوسیس : این ترک ها یک کشش عمیقی ایجاد می کنند و باعث ترک خوردگی می شود.

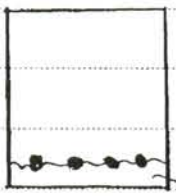
X شکل

در حالتی که آرماتورها به سطح نزدیک است :

ترک های سوسیسی می خواهند کوتاه ترین مسیر را پیدا کنند تا خود را به سطح نزدیک برسانند



در حالتی که آرماتورها هم نزدیکند : ترک ها آرماتورها را هم متصل می کنند



ممکن است این ناحیه جدا شود و آرماتورها به طور محض دیده شوند.

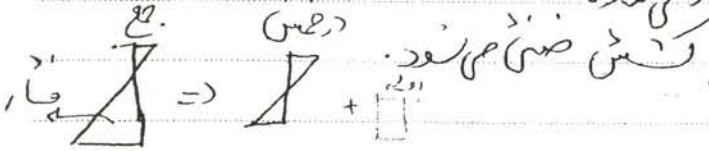
www.tunari.ir

Subject :
Year . Month . Date . ( )

① بتن تازه
② بتن کهنه
در اتصال بتن

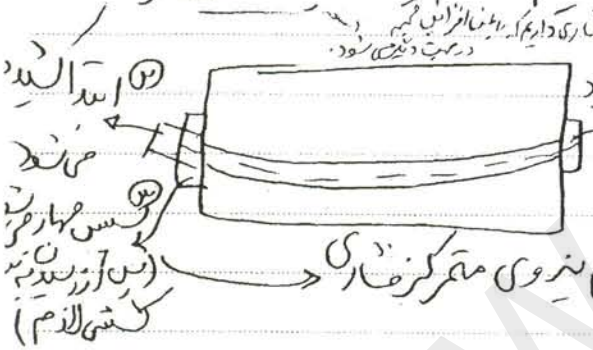
به دلیل اثر پواسون.

بتن کهنه و ابتدا آرماتور را می‌کشم و بعد بتن ریزی می‌کنیم بعد آرماتور جمع می‌شود و در بتن تنش فشاری ایجاد می‌کند.



این تنش فشاری در خمش با کشش ضنی می‌شود.

* بتن تازه و یک غلاف خم‌دار می‌دهیم به دلیل اثر پواسون بتن لذ مهار کرد



این مهار در مقطع نیروی متمرکز فشاری

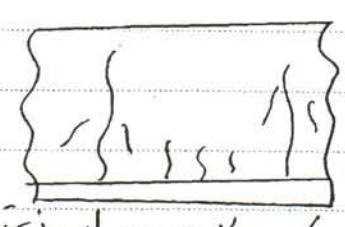
نیروی فشاری متمرکزی داریم ⇐ ایجاد می‌کند.

آرماتور در بتن ترک ایجاد می‌شود با قرار دادن خاصیت‌های این ترک‌ها را کنترل می‌کنیم.

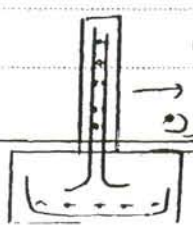
در اتصال دیوار به شالوده بتن ریزی یکپارچه است و با مخلوط شدن سیمان و آب در اثر حرارت بالا می‌رود ⑦ ترک‌های هیدراتاسیون

با برداشتن قالب بندی دیوار می‌خواهد جمع شود ولی به دلیل اتصال با شالوده نمی‌تواند سر در دیوار ترک‌هایی ایجاد می‌شود.

تنش‌هایی در جهت عکس جمع شدگی ایجاد می‌شود که باعث ترک می‌شود.



* استفاده از این آرماتورها باعث کاهش عرض ترک‌ها می‌شود



www.tnar.ir

Subject:

Year. Month Date

نیازها کش هایی هستند که فونداسیون های منفرد را در شالوده ی بتن آرمه به هم متصل می کنند

سلیزه زیادتری دارد.

۱) آلرین آکی باند و مقاومتی در زدایی کلی داشته باشند سیمان ها در بتن شروع می کنند به افت ولی آرماتور مانع افت می شود بنابراین در بالای آرماتور ترکی ایجاد می شود.

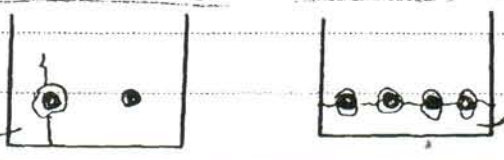
۲) اگر خلاف طرح اختلاط عمل باشد نیروهای شناوری مانع ای ران ترک می شود.

ریز چاله ها plastic slump cracking

ترک های کاملا نامنظمی در اثر انقباض ایجاد می شود، در سن زیاد و سطح مثل دال باید توری های جنس روی بتن قرار دهیم و روی آن نایلون بکشیم تا مانع تبخیر آب سطح بتن شود.

map cracking

وقتی محیط قلیایی به اسیدی تبدیل می شود، آرماتور دچار زنگ زدگی می شود و ای ریت کلر داخلی در بتن می کند. حجم آرماتور بیشتر می شود. در نتیجه ترک بتن در بتن ایجاد می شود. بنابراین ممکن است ما قسمتی یا همه ی پوشش بتن را از دست بدهیم.



از دست رفتن پوشش

کنده می شود و آرماتور آشکار شده

دیده می شود

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

آرماتور ها کدام برای کاهش ترک؟

آرماتور به دلیل ضریب اریتی بالایی که نسبت به بتن دارد نقش دورنده‌ی ترک را دارد.

درقسمتی که کشش بیشتر است عرض ترک بیشتر است، آرماتور از افزایش عرض ترک جلوگیری می‌کند و عرض ترک در قسمتی که آرماتور داریم تقریباً صفر است در روی تارخنثی نیز عرض ترک به صفر می‌رسد.

با یک رابطه‌ی تجربی می‌توان در نقاط اجرایی (بالاترین قسمت متوقع کشش بتن و وسط نامه‌ای که آرماتور داریم و تارخنثی) عرض ترک‌ها را کنترل می‌کنیم.

$w = c\beta f_s \sqrt[3]{d_c A}$

w: عرض ترک در وجه کشش

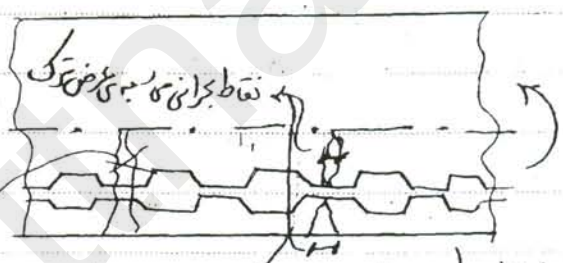
c: ثابت $c = 1.5 \times 10^{-5}$

β: نسبت فاصله‌ی تارهای اول و دوم کشش به فاصله‌ی تارهای اول تا مرکز ثقل آرماتورهای کشش

f_s: تنش فولاد kg/mm^2

d_c: فاصله‌ی وجه کشش تا مرکز ثقل نزدیکترین ردیف میلگرد کششی (mm)

A: مساحت بتن حول یک میلگرد



با افزایش d_c عرض ترک زیاد می‌شود ← لایه پوشش کم باشد هم اگر آرماتور بیشتر است ولی اگر پوشش زیاد باشد عرض ترک زیاد می‌شود سطح کنترل کننده‌ی ترک بیشتر می‌شود و دوام آرماتور کم می‌شود.

* d_c: فاصله‌ی وجه کشش تا مرکز ثقل نزدیکترین ردیف میلگرد کششی (mm)

بنابراین از یک پوشش بهینه استفاده می‌کنیم.

* f_s برای توان با کابل یک سطح ترک

با یک رابطه‌ی تجربی ساده‌تر به دست آورده

در حالت صدی نهایی اگر مقادیر با هم نزدیک باشند.

$$\text{ضریب با متوسط} = \frac{1.25 + 1.5}{2} = 1.38$$

ضریب اطمینان مقاومت ۱٫۵ که باعث می‌شود سطح مقطع بیشتری برای آرماتور به دست آوریم.

dc (mm) : فاصله‌ی وجه کششی تا مرکز ثقل گروه میلگرد

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ضریب اطمینان کلی $\frac{1,38}{0,85} = 1,62$

در صورتی که میلگردهای کششی متفاوت باشند، تعداد میلگردها را با توجه به سطح مقطع میلگردها تقسیم بر سطح مقطع یکی از میلگردها تعیین می‌کنیم.

تنش بهره‌برداری $0,6 \leq \frac{1}{1,62} = 0,62$ تنش تسلیم است.

تنش بهره‌برداری $f_s = 0,6 f_y$ *

آرماتور مصرفی در تیرهای ما از جنس فولاد است که تنش تسلیم $f_y = 400\ MPa$ دارد. تنش بهره‌برداری $= \frac{1}{1,62} \times 400 = 0,62 \times 400 = 248\ MPa$

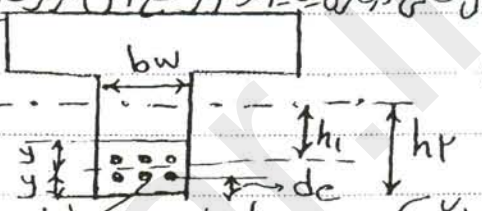
بهره‌برداری این تنش این مقدار است و

A : مساحت مقطع هر آرماتور است در ناحیه‌ی کششی. برای A یک فرمول هندسی از بتن

$A = 2y\ b_w$ *

تعداد آرماتورها

اگر تعداد آرماتورها فرد باشد، آرماتور وسط را در ناحیه‌ی کششی در نظر می‌گیریم که مرکز سطح آن با مرکز سطح آرماتورها یکی باشد.



می‌خواهیم بدانیم بتن اطراف آرماتورها چه درصدی از بتن مقطع است.

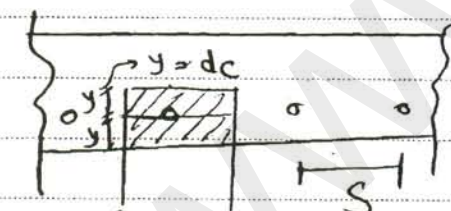
*(آرماتور را در ناحیه‌ی کششی بخش کشش فرض کرده‌ایم که کمتر است.)

هرچه تعداد میلگرد بیشتر و قطر آن‌ها کمتر باشد، ترک‌ها بهتر کنترل می‌شوند.

بنابراین بهتر است از آرماتور با قطر کمتر و تعداد بیشتر استفاده کنیم به جای تعداد کمی آرماتور با قطر زیاد. * ولی بیشترین آرماتورها فاصله‌ی آن‌ها کم می‌شود و باید ترک بیوستن را کنترل کرد. هرچه A_b تعداد بیشتر ← عرض ترک‌ها ↓

دال‌ها: برای دال‌ها: می‌توان A ساده‌تر است

ص ۲۸۳



در اینجا d_c قرارداد می‌کنیم $y = d_c$

$A = 2 d_c S$

b عرض آرماتور دال

S : اندازه‌ی y یا دو برابر روی S : اندازه‌ی فاصله‌ی بین دو آرماتور تا وسط فاصله‌ی نقدی.

$C = 10^{-5}\ mm^2/N$ * ضریب تبدیل واحدها N و mm

$\beta = h_2 / h_1$ ← برای کشش

h_1 : فاصله‌ی تار خنثی تا مرکز آرماتورها

h_2 : فاصله‌ی تار خنثی تا تار بیرونی بتن

$1,2 \leq \beta$ برای تیرها و برای دال‌ها $1,35$ ← به طور متوسط $\beta = 1,3$ *

P4PCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در اینجا این رابطه ساده شده است: $w = 13 \times 10^{-6} f_s \sqrt[3]{dc A}$ رابطه برای عرض ترک

max عرض ترک به طور متوسط $0/3\,mm$ است. تنگ تر.

اگر عضو دال به کار رفته مثلاً دال با پوشش دارد و شرایط تغییر کرد باید $0/4\,mm$ ← ماکزیمم عرض ترک

بتن در تماس با هوای خارج $0/35\,mm$

بتن در شرایط محیطی متواضع $0/25\,mm$ ← در تماس با آب

در شرایط محیطی بسیار مهاجم مثل اسکله‌های بتنی $0/15\,mm$

بتن پیش تنیده: غیر مهاجم $0/2\,mm$ / مهاجم $0/1\,mm$

ص ۲۸۴ جدول ۱-۱۰ ← مقادیر عرض ترک مجاز. مقادیر موجود در جدول ص ۲۸۴.

ص ۲۸۵

اگر تعداد آرماتورها را با m نشان دهیم.

با قرار دادن A در رابطه‌ی w مقداری برای m به دست می‌آید.

$$A = \frac{2 dc\, b w}{m}$$ سطح مقطع که به هر آرماتور در ناحیه‌ی کششی می‌رسد

فاصله‌ی مرکز مقطع آرماتور تا لبه (دال‌ها)

تعداد آرماتور لازم در مقطع برای اینکه عرض ترک از مقدار w بیشتر نشود:

$$m = \frac{2 dc^2 b w}{(77000\, w / f_s)^3}$$

در دال‌هایی که طره نباشد دال‌های تحت فشار محاسبه‌ی عرض ترک ضرورتی ندارد زیرا تمام مقطع تحت فشار است.

ضوابط مربوط به آرماتورگذاری و جمع شدگی کافی تلقی می‌شود

در نواحی لنگر منفی در پیوست مقطع کشش دارد ۱۰۴

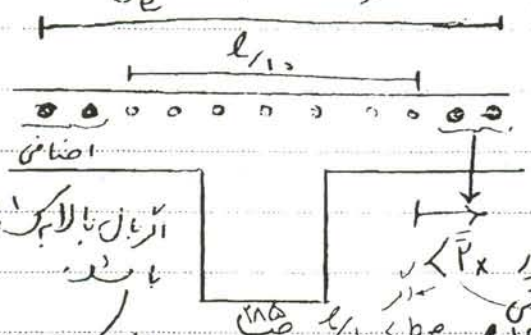
* دال‌هایی که دال یک‌طرفه اجرا می‌شوند، دال‌هایی که تنش در ناحیه‌ی کششی آن کم است آرماتور اصلی در بالا قرار دارد و خود اینگونه دال را در ناحیه‌ی کششی در نظر نمی‌گیریم ولی اگر هوای آرماتور را در جان بگذاریم در اطراف تنش در دال‌ها ضعیف به وجود می‌آید برای تحمل کشش ممکن است عرض ترک زیاد شود بنابراین باید آرماتور کششی را در فاصله‌ای کمتر کنیم.

چون تنش در ناحیه‌ی کششی است دال به بتن کمک می‌کند و از تنش در کشش صرف نظر می‌کنیم ۲۸

www.tinari.ir

Subject:
Year. Month. Date.

اگر ماتور را در ناصیه‌ی نشان می‌کنیم. $\min\left[\frac{l}{10}, b_e\right]$ عرض مؤثر



دقت می‌کنیم که آرماتور موجود از مقداری کمتر نباشد که این مقدار معیار حداقل میزان آرماتور حرارتی دردال‌ها است، اگر برای سهولت اجرا آرماتور کشش را در جان متمرکز کنیم باید آرماتور اضافی را در دو طرف جان قرار دهیم برای کنترل ترک در دال‌ها. حرارتی

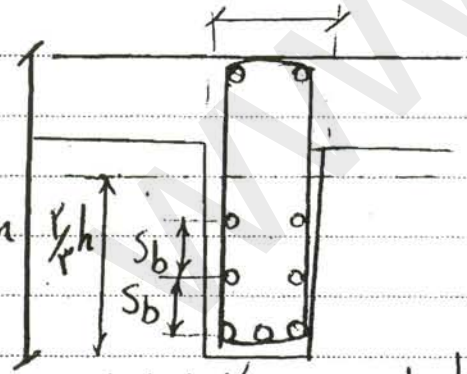
چون این ناصیه (بالای دال) با بوسش پوشیده می‌شود از نظر ترک و صفتیا ما جرائی نخواهد بود.

* اگر ماتورهای که در دال قرار می‌دهیم نباید از آرماتور حرارتی کمتر باشد ولی در اطراف تیر در نقطه b و با لبه منفی یک مقداری بیشتر از این مقدار قرار می‌دهیم.

هر چه از محور تیر دورتر می‌شویم تنش کششی در آرماتور کم می‌شود بنابراین نباید ضلعی آرماتور ها سیاستی را دور کنیم ($l/10$) چون عملکرد آن کم می‌شود. ⇐ ص ۲۸۵

اگر آرماتورها را ضلعی از محور دور کنیم عملکرد آن‌ها پایین می‌آید.

در تیرهای با ارتفاع زیاد 750^{mm} ← ص ۲۸۶ b



ما یک سری آرماتور طولی در تیر داریم اقتصادی ترین حالت این است که آرماتور را یک تیر قرار دهیم زیرا بیشترین فاصله را از تارفشاری دارد و بیشترین لنگر را ایجاد می‌کند.

سعی برای کنترل ترک نمی‌توان آرماتور اضافی بین قرار داد یا از میلگرد اصاعی استفاده می‌کنیم.

www.tarh.ir

Subject:
Year Month Date

کاداو BS ← مقرراتی که از کتاب
BS8110 ← دستورالعمل پیشنهاد برای بتن مسلح

میلگردهای اضافی در قوسهای تیرها از نوسان تیر و پاشش کششی توسط این آرماتورها جذب می‌شود.

$h > 750 \Rightarrow$ در فاصله‌ی $\frac{2}{3}h$ از کف تیر میلگردهای اضافی را قرار می‌دهیم. ارتفاع کل تیر h است.

S_b: فاصله‌ی میلگردها از هم و از آرماتور اصلی باید $S_b < 250\ mm$ تا ترک خوردگی کنترل شود.

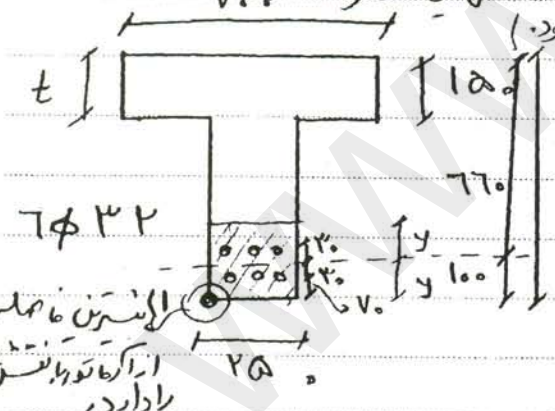
قطر آرماتورها: $= \sqrt{\frac{S_b\, b}{f_y}}$

f_y: تنش تسلیم b: عرض مقطع

* S_b: فاصله‌ای که واقعاً در طراحی این آرماتورها وجود دارد.

* تنش اساسی این‌ها کنترل عرض ترک است و می‌ارتفاع تیر زیاد باشد ولی می‌تواند مقاومت مقطع را افزایش دهد.

با توجه به توزیع کرنش تنش‌ها کاری ندارم و در نهایت مقادیر مقطع حساب می‌کنیم، چون در اغلب موارد مقاومت خمشی مقطع تأثیر داده می‌شود.



مثال ۶-۱ صفحه ۲۸۶:

گشتاور خمشی $M = 725\ kN.m$

تیر در تماس با هوای محیط خارج

جدول ۱-۶ ← ردیف سوم

عرض ماکزیمم ترک در تراز تحتانی (کف تیر) را در این ناحیه می‌دهد، که متوسط از عرض ترک در این ناحیه دست می‌آوریم.

۲) وسط فاصله‌ی تا وسط، آرماتور $A_s = 4825\ mm^2$

این عرض ترک صفر.

Subject:

Year. Month. Date. ( )

آیین نامه بتن ایران این مسائل را از BS8110 می گیرد.

تنش در مرکز سطح آرماتورها را می خواهیم.

۱- تقریب بازوی لنگر در اینجا از مرکز سطح آرماتورها تا وسط بال فشاری کامل تقریبی است.

$$f_s^* = \frac{M}{A_s(d - t_f/2)} = \frac{۲۷۵\times10^۶}{۴۸۲۵(۶۶۰ - \frac{۱۵۰}{۲})} = ۲۳۹\ MPa$$

تنش بهره برداری آرماتور

۲- روش دیگر:

$$f_s = ۰.۶ f_y = ۰.۶ \times ۴۰۰ = ۲۴۰\ MPa$$

روش دقیق تر روش کابل متوسط ترک خورده است.

$$w = ۱۲\times10^{-۶}\ f_s \sqrt[۳]{d_c A}$$

A سطح متوسطی از ناحیه ی کششی به هر آرماتور می رسد

برای محاسبه ی A: بازوی y از مرکز سطح آرماتورها بالا می بریم.

$$A = \frac{۲ybw}{n}$$

n ← تعداد میلگردها

$$A = \frac{۲\times۱۰۰\times۲۵۰}{۶} = ۸۳۳۳\ mm^۲$$

d_c: فاصله ی نزدیک ترین آرماتور به سطح کناری تیر.

$$d_c = ۷۰$$

$$\Rightarrow w = ۰.۲۶\ mm < ۰.۳۵\ mm$$

از نظر عرض ترک جوابگو است

(از جدول (درجه کنترل با بهره ی متوسط))

الزاما جوابگو نبود از روش های زیر استفاده می کنیم:

۱- تعداد آرماتورها را بیشتر می کنیم (با عرض کمتر) تا A کم شود.

۲- آرماتورها به سطح کناری نزدیک تر شوند. (d_c کم شود)

۳- از فولاد AII به جای AIII استفاده کنیم برای کاهش f_s.

A_s بیشتر می شود.

PAPCO

۶-۳- خط دوم ← حداقل فاصله‌ی آزاد.

حداقل فاصله‌ی بین میلگردها:

حداقل فاصله‌ی آزاد نباید کوچکتر باشد از:

فاصله‌ی آزاد بین میلگردها ≯ max { db ; ۲۵mm = 1 inch ; ۱,۳۳ hagg ← بعد سنگدانه

hagg: قطر کره‌ای که هم مقطع آن هم مقطع سنگدانه باشد. ← قطر صافی

نوع سنگدانه‌ی استفاده شده بستگی به نوع مقطع دارد.

برای مقطع پر آرماتور ۱۲-۱۶mm = قطر سنگدانه

مقطع کم آرماتور قطر سنگدانه ۲۰-۲۵ ← صافی با آرماتور ۱۰mm

۱,۳۳ به خاطر شکل خاص سنگدانه‌هاست تا بین فاصله را بدون ایجاد تداخل پر کند.

از میلگردها در چند ردیف باید سعی کنیم ردیف‌ها روی هم باشند و یک آرماتور متوسط فاصله‌ی آزاد آرماتور پایینی تر از بقیه در نظر بگیریم و از بالای وزنه‌ها چشم بین وزنه‌ی این آرماتور مانع نفوذ بتن به لایه‌ی پایینی و فاصله‌ی آزاد می‌شود بنابراین ایجاد تداخل نکند.

صعوبت ریختن بتن برای بتن ← وجود میلگرد

وجود میلگرد کامل بین بتن و آرماتور از بین نرود

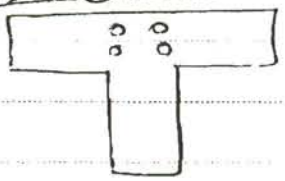
* برای اینکه بین بتن و آرماتور کیفیت خوبی هم پیوسته باشد.

فاصله‌ی آزاد بین میلگردها ≯ max { db ; ۲۵ ; ۲/۳ hagg

FAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

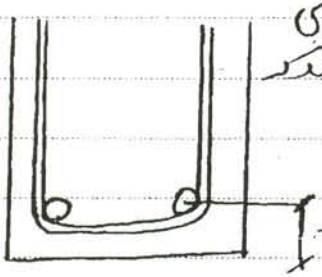
در مورد آرماتورهای خاصی باید بگوییم وقتی آرماتور وارد منطقه کششی می‌شود باید این آرماتور فاصله کافی با بتن داشته باشد تا وقتی آرماتور به تسلیم نفوذ کند، ترک‌های آرماتور در منطقه کششی باید به گونه‌ای باشد که آرماتور بتواند به تسلیم برسد و فولاد شود.



آرماتورهای خاص

ص ۲۸۷

* اگر آرماتور را به گونه‌ای قرار دهیم که در معرض رطوبت و یون‌های مهاجم باشد، برای جلوگیری از نفوذ رطوبت و یون‌های مهاجم به سیلندرها و همچنین محافظت سیلندرها در مقابل آتش‌سوزی از لایه‌ای از بتن به عنوان محافظ روی سیلندرها استفاده می‌کنند که به آن پوشش بتنی می‌گویند.)



برای همین d برای این فاصله نیاز داریم

تیرها ۶۵-۶۰ mm

دال‌ها ۴۰ mm

بزرگترین اندازه‌ی اسمی سنگدانه ← max(۱ و ۲ و ۳)

* پوشش نباید از hagg کمتر باشد. ① پوشش ≥ hagg

① تقریر آرماتور ② مقدار پیدا شده در جدول

برای بتن ریزی‌های بزرگ مثل سد ممکن است قطر سنگدانه ۱۲۵ mm باشد

برای اندازه‌های بیشتر از ۳۲mm برای قطر سنگدانه آیین نامه پیشنهاد کرده ۵mm به قطر سنگدانه اضافه کنیم

برای جایی که hagg > ۳۲mm ← پوشش ≥ hagg + ۵

در بتن‌های پیش‌ساخته کمتر

در این حالت کمتر اتفاق می‌افتد.

پوشش تابع شرایط محیطی است که در آیین‌نامه گروه‌هایی تنظیم شده است

ص ۲۸۸ جدول ۶-۲

ملایم - متوسط - شدید - بسیار شدید - فوق‌العاده شدید.

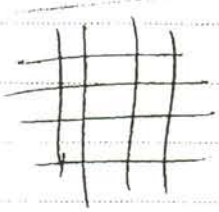
(صفحات پلیسه‌ای برای پوشش سازه‌های صنعتی زیرا میزان انرژی زیادی ایجاد می‌کند که می‌تواند برای دهانه‌های بزرگ مناسب باشد.)

P&PCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

آیین نامه حداقل هارا مشخص می کند ممکن است پوشش با توجه به تجربه ی مهندس دوناصیه آی کداسکله وجود دلدد تا ۱۰۰mm اهم برسد.

وقتی پوشش زیادی سفید به یک شبکه ی آرماتور برای حفظ پوشش نیاز داریم ← ممکن است دها خوردگی شود ولی به هرحال پوشش را حفظ می کند چون بتن بدون آرماتور مقاومت کششی ندارد.



** کتاب ص ۲۸۸ (ملایم ومتوسط و ...) * شبکه ی قربانی ← توصیه میشود
زیرا ممکن است خوردگی آرماتورها دها خوردگی شود و ...
در داخل پیاده بتن ترک ملایم است و بتن کف هیچ خوردگی مهمی نیست.
اربین همیشه زیر آب یا بتن که خوردگی مشکل ندارد.

بسیار شدید ← مثل کارخانه ی مواد شیمیایی خورنده

* سرریز شدها ← صدای ایی ایی دهی شود زیرا سرعت آب زیاد و فشار آن کم است.

* آیین نامه های مثل BS8110 یک حداکثر $\frac{w}{c}$* و حداقل میزان سیمان و حداقل درجه ی بتن را مشخص کرده اند و برای کارهای خاص طراحی آزاین آیین نامه استفاده می کنیم.
مثل دیوار سازی که باید درجه ی بتن از حدی کمتر نشود.

خزش (تغییر شکل اعضای تحت بارهای بلند مدت)

محاسبه ی خزش در آیین نامه ی بتن ایران و ACI با توجه به ترک خوردگی در بتن به راحتی محاسبه می شود.
مشکلات خزش از حدا ۱- باعث صدمه به عناصری مثل سقف های جداکننده و سقف کاذب می شود.

PAPCO

۳۱

نازک کاری

Subject :

Year . Month . Date . ( )

با فنر زیاد در نقل و تراکم پنجره ها به راحتی باز و بسته می شوند. صدمه و سائل ترئینی و در و پنجره.

۲- باعث لرزش زیادی می شود. این لرزش بدلیل فنریتی ازدیاد است.

در سازه های فولادی دال صلبیت کمی دارد و باید لرزش و فنر کنترل شود.

فنریت در تیرها با دهانه های بزرگ و تیرهای عابر پیاده باید کنترل شود.

محاسبه ی فنریتهای بتن آرمه :

مثل محاسبه ی فنر در تیرهای بتن آرمه :

- آثار بلند مدت خزش و انقباض می تواند باعث افزایش (تا ۲-۳ برابر) فنریت شود به همین علت فنریت بلند مدت و هم فنر کوتاه مدت حساب می شود.

- ترک خوردگی : با ترک خوردن مقطع خواص الاستیک مقطع تغییر می کند و رابطه ی سختی فنر دچار مشکل می شود. ص ۲۹۰

$$\text{تغییر شکل آنی } \delta_i = \frac{f(\text{لنگر خمشی و بارگذاری و دهانه})}{EI \text{ سختی خمشی مقطع}}$$

دهانه ↑ ⇒ فنر ↑

مقطع با توجه به ترک خورده بودن یا نبودن I متفاوت است و فنریت مقطع ترک خورده به طور موضعی I کاهش پیدا می کند.

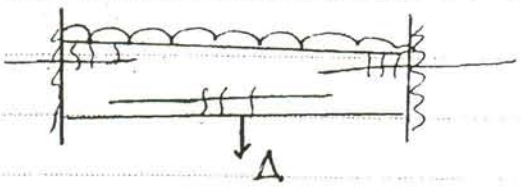
فنریت سازه : $K = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{\sum \frac{M^2 dx}{EI}}$

E ضریب ارتجاعی بتن در آبا و ACI

Subject :

Year . Month . Date . ( )

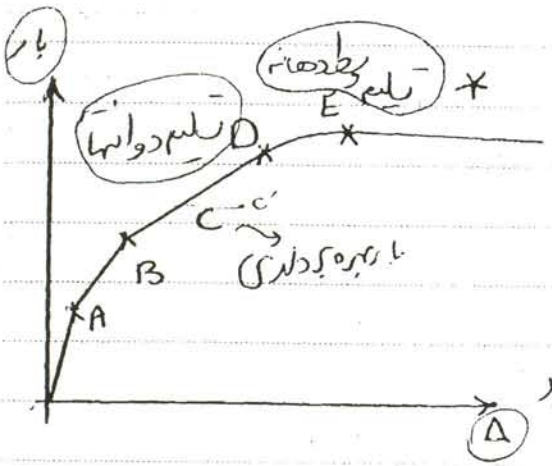
ـ اثر ترک خوردگی روی منحنی بار ـ تغییر مکان وسط دهانه



بارگذاری باعث خم و تیر می شود.

تا قبل از ترک خوردگی رابطه‌ی خطی داریم

اولین ناحیه که ترک می خورد دو سر دهانه است زیرا لنگر بیشتری نسبت به وسط دهانه دارد.



دو تیر ابر A

شیب منحنی کمتر می شود

سپس وسط دهانه به لنگر ترک دهنده می رسد B

و باز هم در منحنی شکستگی ایجاد می شود

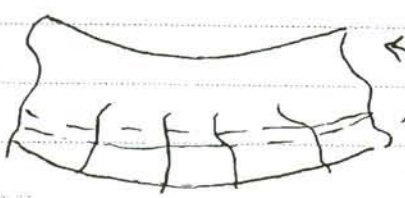
← بین نقاط خطی است

با زهره برداری بیش از بار ترک خوردگی است بنابراین در زهره برداری هم متوقع ترک خورده را بررسی می کنیم، آنالیز پلاستیسیته غیر خطی می شود از نقطه‌ی C به C' برسیم (سازه‌ی پلاستیک).

با افزایش بار به تیلیم اگر ماتقد ابتدا در دو انتها و سپس در وسط دهانه

با افزایش خم آن مقطع شکل پذیر باشد باز هم مقاطع می توانند بار را تحمل کنند تا لنگر حداقل مقدار

وقتی تیر بتنی کاملاً خمش قرار می گیرد حداقل ترک خوردگی می شود



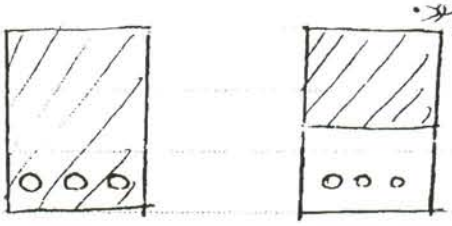
بین از ترک خوردگی مقطع کامل را داریم (شکل)

اگر ماتقد رها و بتن (مقطع کامل در برابر لنگر مقاومت می کند).

Subject:

Year: Month: Date:

بعد از ترک خوردگی بتن کشش تحمل نمی کند و از آن تنها در ناحیه ی کششی استفاده می کنیم ← از بتن ناحیه ی فشاری استفاده می شود.



همان ابر بی دو مقطع متفاوت است

$I_{ut} = I_g$

ترک خورده / ترک نخورده

مقطع تبدیل یافته ← تبدیل فولاد به بتن معادل

در افزایش لنگر M انحنای مقطع زیاد می شود در ابتدا شعاع انحنا بی نهایت (انحنا صفر) است با افزایش M مرکز انحنا به تیر نزدیک می شود و انحنا زیاد می شود و شعاع انحنا کم می شود.

I_{ct}

ترک خورده / Crack

تبدیل یافته ← transport

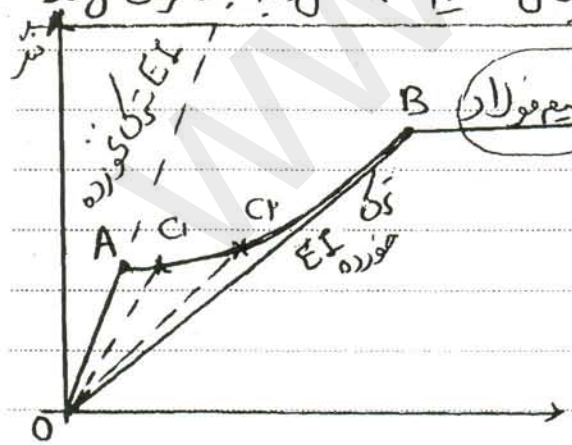
تبدیل فولاد به بتن معادل

منحنی لنگر برحسب انحنا:

قبل از ترک رابطه ی بین ϕ و M ← خطی است

با رسیدن به نقطه ی A اولین ترک ها ایجاد می شود ← ناگهانی در منحنی ایجاد می شود

طبیعتاً برای ایجاد انحنای بیشتر نیاز به لنگر بیشتری داریم ← منحنی رو به بالا حرکت می کند



* تا زمانی که آرماتور جاری نشود ← تسلیم فولاد

بعد از تسلیم فولاد تقریباً منحنی افقی است ← لنگر خیلی اضافه نمی شود.

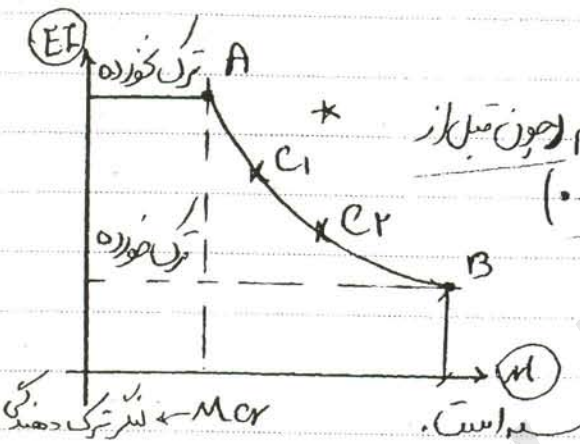
B را به مبدأ مختصات وصل می کنیم و با EI ترک خورده مقایسه می کنیم.

www.tmgt.ir

Subject
Year Month Date ( )

شیب خط AB یا M/ϕ به صورت خطی مربوط می کند ⇐ EI ترک خورده
آن را از خلال در شیب خط ضرب کنیم لنگر دست می آید.
در ناحیه ی AB با توجه به گسترش ترک خوردگی شیب های متفاوتی داریم
هرچه از A دور شویم شیب کمتر می شود ⇐ EI معادل این تیر کاهش می یابد.

C_1 ، C_2 ⇐ اگر هر کدام از این نقاط را به هم وصل کنیم برای این نقاط یک رابطه ی خطی می توان میان لنگر و انحنا قرار داد به شرطی که شیب مناسب در این رابطه ی خطی قرار داده باشیم.



منحنی لنگر - انحنای خمشی:
یک تیر را ترک دهنده می توانیم حساب کنیم (چون قبل از شکل خوردگی نقطع یک میان و یک مدول متوقع دارد.)

Mcr : لنگر ترک دهنده ی متوقع ⇐ قابل محاسبه است.
قبل از Mcr : EI ترک نخورده است
در نقطه ی B ترک کاملا گسترش پیدا کرده است ⇐ در B : EI ترک خورده

بین نقاط A و B با گذاشتن EI مربوط را به دست آوردیم و نقاط را به هم وصل می کنیم
برای هر لنگر EI مربوطه را در نمودار نشان می دهیم لذا در B به بعد می توان EI را ثابت و برابر EI ترک خورده فرض کرد
این منحنی را به صورت منحنی درجه ۳ مدل می کنیم ⇐ درون یابی درجه ۳
به این ترتیب یک تابع ایزی سه گانه ای را برای هر میزان لنگر مورد نظر به دست می آوریم.
تابع ایزی مذکور برای هر لنگر دلخواه رابطه ی ۵-۶ در صفحه ی ۲۹۱ کتاب

$$I_e = \left(\frac{Mcr}{Maa}\right)^3 I_{ut} + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Mmaa}\right)^3\right] I_{ct}$$

$E I_{ut}$ ⇐ وضعیت ترک نخورده. $E I_{ct}$ ⇐ وضعیت ترک خورده.

$I_{ut}=I_g$ برای $\Rightarrow I_e = I_{ct} + (I_g - I_{ct})\left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 \leq I_g$

Subject:

Year. Month Date. ( )

کمترین ممان اینرسی مقاطع مورد نظر ← I_e

کنترل با بتهای بدون ضریب (بهره برداری)

هرچه M از Mcr بیشتری شود EI کاهش می یابد.

I_e ، ممان اینرسی مؤثر I_{ut} و حداقل I_{ct}.

اگر $M_{cr} = M_{max}$ $\Leftarrow I_e = I_{ut}$.

اگر M_{max} خیلی بیشتر از M_{cr} شود I_e به I_{ct} میل می کند. $I_e = I_{ct}$

$\left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 \to 0$

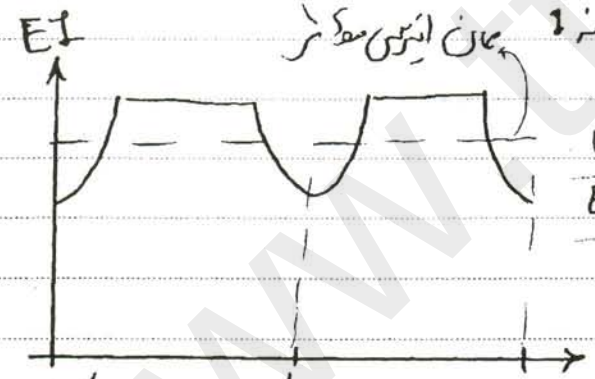
$I_{ct} < I_e < I_{ut}$

در هر مقطع یک المان که با لنگر ترک دهنده در آن مقطع مقایسه می کنیم (M_{cr} تابع مقطع است)

M_{cr} یک تابع میزان آرماتور دهانه است.

تابع مقطع است.

تغییرات EI در طول دهانه:



ممان اینرسی دو سر تکیه گاه ها و در تکیه گاه ها افت می کند به دلیل ترک خوردگی و EI کاهش می یابد.

باید یک ممان اینرسی نماینده در طول تیر داشته باشیم.

رابطه ی ۷-۶ ص ۲۹۱

رابطه پیشنهادی برای محاسبه ی ممان اینرسی مؤثر دهانه در طول تیر:

$I_e = 0.85 I_{em} + 0.25\left(I_{e1} + I_{e2}\right)$

I_{e1}: ممان اینرسی تکیه گاه سمت چپ

I_{e2}: ممان اینرسی تکیه گاه سمت راست

I_{em}: ممان اینرسی مؤثر در وسط دهانه

تیر دو انتها گیردار: دو سر گیردار فرض می کنند.

تیر دو سر مفصل: یک ممان اینرسی متوسط در طول دهانه در نظر می گیریم.

* در دو سر وسط دهانه ضریبی بیشتر است از تکیه گاه ها ← ضریب دو برابر.

اگر از یک طرف تیر ادامه پیدا کند؟
(از یک طرف تیر یکپارچه ادامه پیدا کند.)

$I_e = 0.85 I_{cm} + 0.15 I_{cr}$ (تیر ادامه پیدا کند)

مجموع ضرایب برون‌ها باید ۱ باشد.

$M_{cr} = \frac{f_r (I_g)}{y_t}$ ← I_{ut} ممان اینرسی مقطع کامل بتنی

y_t ← فاصله‌ی تار کششی تا مرکز سطح مقطع (تار وسطی) (mm)

y_{t_1} ← رویه‌ی بالایی که تنش تا تار خنثی (مرکز سطح)

f_r ← مقاومت بتن در کشش خمشی (مدول گسیختگی بتن) $f_r = 0.6\sqrt{f'_c}$ (مقاومت فشاری بتن بر حسب N/mm^2)

* این نامساوی اجازه می‌دهد I_{ut} را برای تیرهای ترک‌خورده با I_g در نظر بگیریم.

* اثرات پیچیده‌ی تنش‌های برشی و کششی در تیرهای بتنی در نظر گرفته می‌شود.

کتاب ص ۲۹۳ جدول ۶-۶ ← ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده با مقطع کامل I_g

عرض تار خنثی هم محاسبه شده

برای محاسبه‌ی تغییر شکل‌های مختلف و آنی استفاده می‌شود.

برای محاسبه‌ی ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده

- برای در نظر گرفتن اثر خزش ← کنار بلند مدت، از ضریب λ استفاده می‌شود. ضریب λ در آیین‌نامه‌ی بتن ایران و ACI در نظر گرفته شده ← ضریب افزایشی

$\lambda \times$ میزان اولیه‌ی ناشی از بارهای دائمی

افتادگی ناشی از بارهای دائمی

λ (میزان خزش) = میزان اضافی بلند مدت

* خزش ناشی از بار دائمی (بار مرده است) سن بار دائمی را در نظر می‌گیریم (در محاسبه‌ی میزان خزش)

* میزان اضافی بلند مدت + میزان آنی = میزان کل بلند مدت

کوتاه مدت

به زمان بستگی دارد.

ضریب λ بستگی دارد به اینکه در چه زمانی خیز را می‌خواهیم. زمان ↑ خیز ↑

به خاطر خزش

www.tfnar.ir

Subject:
Year: Month: Date:

اگر فاصله ... می‌کند ... آن را ... می‌نامیم

Subject:
Year. Month. Date. ( )

می‌گوید چون در موقع ترک ایادی تعدادی که عادت است وانی بارگذاری هیچ‌وقت به تنهایی بیاره وارد نمی‌شود

* بارگذار همواره همراه با برداشتی ولدی می‌شود بین ابتدا بار کل و شیب ناشی از بار دائمی را از آن کم می‌کنیم.

(ضریب) ترک گسترده‌ای ایجاد می‌کند.

مرحله‌ی ۵ $\delta_{tot} = \delta_{i,sh} + \delta_{i,sus} + \delta_{t,sus}$ ضریب کل δ_{sus}

ضریب کل را با مقادیر مجاز آیین‌نامه مقایسه می‌کنیم.

حتی اگر یکبار بار کل به سازه وارد نشود ترک ایادی می‌شود و این ترک همواره در سازه می‌ماند بین جهت تمام می‌سیات از زمان اینرسی مقاومت ترک که تعداد اعمال بار کل به وجود می‌آید استفاده می‌شود برای اینکه کاملاً راحت‌تر باشد. در طول دهانه

در آیین‌نامه‌های مختلف مقادیر مجاز متفاوتی ارائه شده که بستگی به طول دهانه دارد. l طول دهانه‌ی سازه‌ای (محدود به محور) است. (یا آزاد $+d$)

صفحه ۲۹۷

$\frac{l}{250}$ ← طول دهانه ← ضریب قابل رویت

بعضی عناصر غیرسازه‌ای مثل نیمه‌ها آسیب $\frac{l}{500}$ تا $\frac{l}{350}$ می‌زنند.

چیزی را می‌بینم می‌کنیم باید چیزی باشد که بعد از اجرای عناصر غیرسازه‌ای به وجود می‌آید زیرا ممکن است تا زمان اجرا مقداری از خیز را داشته باشیم.

برای اجتناب از لرزش بیش از حد ← $\frac{l}{360}$ طول دهانه

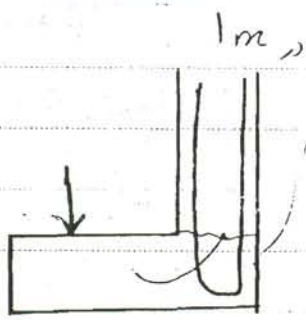
$\frac{l}{180}$ ← ناشی از بار زنده

$\frac{l}{480}$ ← قسمتی از خیز که بعد از اجرای بار زنده‌ها ایجاد می‌شود نباید از این مقدار بیشتر باشد.

www.itnar.ir

Year Month Date

* درمثال قبل:



$\frac{3225 \times 10^3}{0.85 \times 300} = 127 \ mm^2/m$ برای برش

$\frac{1000}{150} \times 2 \times 113 = 1508 \ mm^2/m$ سطح موجود

کنترل: سطح موجود برای برش $1430 \ mm^2/m$ ← سطح مورد نیاز برای بتن و برش

$A_{tv} \rightarrow mm^2/m$

$(\frac{A_{tv}}{s} \times S) \times \frac{1000}{s}$

$1508 - 1430 = 78 \ mm^2/m \not> 127 \ mm^2/m$ ← X

پس باید تقویت (=) شود تا جوابگو باشد.

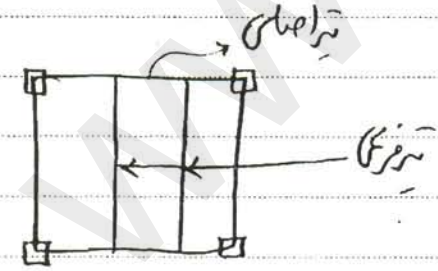
از خاموت با قطر بیشتر یا با خاموت دوتاری قبلی استفاده می‌کنیم

برای طراحی تیر میانه ابعاد مقطع داریم.

برای کنترل خمش در امتداد محدود حداقل هایی برای ضخامت تیر پیشنهاد می‌دهند $\frac{l}{b}$ و $\frac{l}{d}$ و $\frac{l}{20}$

جدول صفحه ۲۹۸ ← حداقل ها را می‌دهد ← تیرهای فرعی ← کمترین اولیه‌ی ضخامت

از تیرهای فرعی برای کاهش دهانه‌ی دال استفاده می‌کنیم



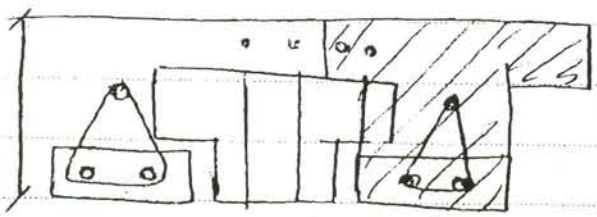
برای تیرهای فرعی به حسب نوع تکیه‌گاه پیشنهاد داده است.

* تیر میانی دال یک طرفه حساب می‌شود.

بشرط استفاده از آرماتور منفی می‌توان کنسول داشت.

www.itnair.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )



این جدول برای بتن با وزن مخصوص مخلوط است.

برای بتن سبک از ضریب اصلاحی استفاده می‌شود و مقاومت افزایش می‌یابد.

$\left(1.65 - (0.001 \times W_c)\right) > 1.09$

وزن مخصوص بتن ۱۴ تا $19\ \frac{kN}{m^3}$

$\frac{kN}{m^3}$ وزن مخصوص بتن اگر هم

این جدول برای فولاد AIII است.

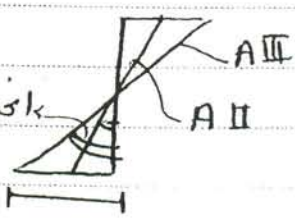
۴۰۰Mpa یا

فقط فولاد AII کمتر است بتن بیشتر پرلازی آن هم کمتر می‌شود.

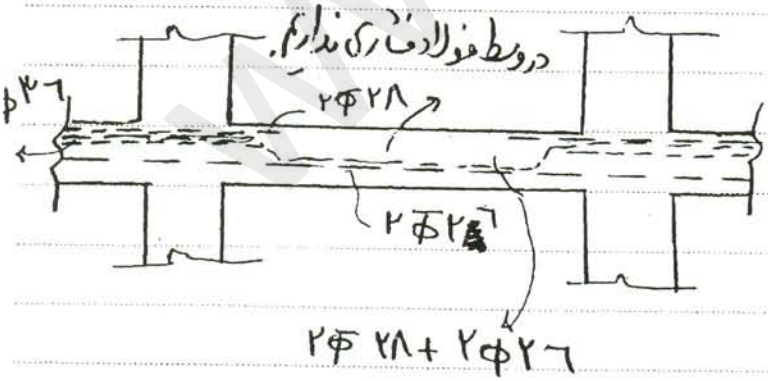
هرچه اختلاف بیشتر باشد نشان دهنده‌ی ضریب بیشتر و ارتفاع اختلاف کمتر است.

بنابراین برای AII وضعیت کمتر جوابی است و می‌توان ضخامت را کم کرد.

ضریب اصلاحی $\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$



اختلاف را نشان می‌دهد.



مثال ۶-۲ ص ۲۹۸:

تعاریف از آزاد ۷٫۸۵m

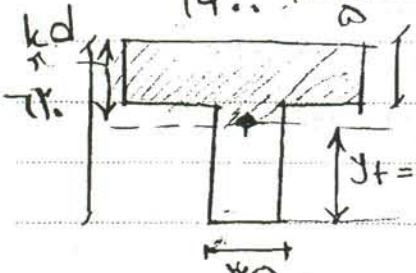
دوانتها مفروض جدول ۶-۵

ضخامت را چک می‌کنیم.

۳۶

Subject:
Year. Month. Date.

* دو سطح‌دهانه تیز به‌صورت آنشل عمل می‌کند زیرا دال و تیر به‌صورت یکپارچه اجرا می‌شوند در تکیه‌گاه کناری صفر و تیر مستطیلی است $\frac{۷,۲}{۵} = ۱,۴۴\ m$ ۱۹۰۰



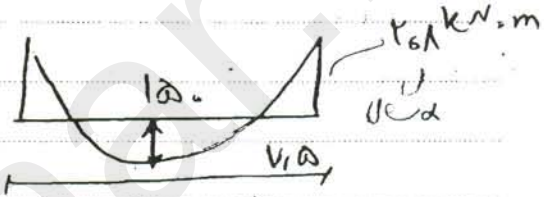
تونیز تیر برای بار کل شان داده شده است

$f_c = ۲۰\ MPa$ و $f_y = ۳۰۰\ N/mm^2$

$E_c = ۰,۲ \times ۱۰^۵\ N/mm^2$

$n = \frac{E_S}{E_c} = ۱۰$

$f_r = ۰,۷\sqrt{f_c} = ۳,۱۸\ N/mm^2$



همان اینرسی موثر تیر را می‌خواهیم. سربرگ دهنده ابتدای کنسول یا دورن یابی دو جمله ۳ I_e را حساب می‌کنیم (برای تکیه‌گاه‌ها و وسط دهانه)

سپس یک دورن یابی می‌کنیم و یک عمان اینرسی نمایندهٔ تیر را می‌یابیم

بارگذاری را برای بارهای دائمی باید در نظر گیریم:

$w_D = ۱۶,۴\ kN/m$

$w_L = ۴۲,۸$ دائمی ۲۰٪

ردیف ۳ جدول ۶.۴

$\frac{l}{۴۸۰}$ دهانه ← قسمتی از خیز که بعد از اجرای بارزنده ایجاد می‌شود نباید از این مقدار بیشتر باشد.

و سطح دهانه: $I_{ut} \simeq I_g$ ، I_{ct} ← جدول ۶.۶ ص ۲۹۳

مقطع آنشل است b و b_w و h_e و y_t ← با رابطه‌های کتاب

عرض موثر h_f ضخامت بال ← کار کشی تا مرکز سطح

www.itnar.ir

Subject :
Year . Month . Date . ( )

$y_t = 427.7$, $I_g = 1347.4 \times 10^6\ mm^4$

مقطع بدون فولادگذاری است ← وسط

kd ← عمق از ارتفاع مؤثر مقطع

$k = 0.171$

اگر $kd < h_f$ ⟶ مقطع مستطیلی است، I_{ct} را برای مقطع مستطیلی حساب می‌کنیم.

$I_{ct} = 548.2 \times 10^6\ mm^4$

ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده

لنگر ترک‌خوردگی مقطع $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = 84.7\ kN.m < M_a = 150\ kN.m$

مقاومت کششی بتن

مقاومت کششی نامرضی مقطع ترک‌خورده

$I_e = I_{ct} + (I_g - I_{ct})\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 = 738.7 \times 10^6\ mm^4$

$\frac{M_{cr}}{M_a} = 0.564$ ← لنگر موجود

I_{ct} ← کمی بیشتر از

طبق ۶-۶-۵ ب
$M_a < M_a^{max}$ قرار داده‌ایم
در رابطه ۶-۵.

در تیر ۵ به ۷ ۲ ⌀ ۲۶ فولادگذاری است ← در ۱-n ضرب می‌شود. با توجه به این
به وجه تیر ۵ به
کششی ← در n ضرب می‌شود. قسمتی از بتن، اشغال می‌کند

برای محاسبه‌ی عمق نامرضی
$kd = 243.9$
$I_g = 7951 \times 10^6\ mm^4$
$I_{ct} = 548.4 \times 10^6\ mm^4$

$y_t^* = \frac{h}{2} = 310\ mm$ $M_{cr} = 70\ kN.m < M_a = 201\ kN.m$

مقطع مستطیلی
I^*

به ترک‌خوردگی قابل توجهی داریم.

$\frac{M_{cr}}{M_a} = 0.281 \rightarrow I_e = 585.8 \times 10^6\ mm^4$

به I_{ct} خیلی نزدیک

حال با درون‌یابی یک I_e نهایی‌ی کل دهانه به دست می‌آوریم در اینجا تأثیر وسط دهانه خیلی بیشتر است.

۴۷

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$I_e = (0.35 \times 7887 + 0.25 \times 7887 \times 2) \times 10^{-6} = 7202 \times 10^{-6}\ mm^4$$

در دو ردیف میلگرد پایینی

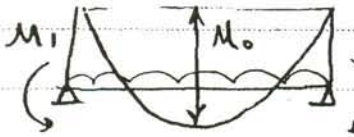
از نتایج الاستیک خطی با این I_e استفاده می‌کنیم.

ضریب پایداری جانبی: λ از این منحنی بدست می‌آید

$$\rho' = \frac{\text{فاصله میلگرد تا بر} = 2}{\text{ارتفاع مفید}} = \frac{2}{10.5} = 0.0035$$

$$\rho = 0.0035 \Rightarrow \lambda = 1.57$$

$\rho = 0.0035$ متوسط $\Rightarrow \lambda = 1.79$



$$\Delta_{max} = \Delta_0 + \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\Delta' = \frac{5}{48}\frac{M_0 l^2}{EI} - \frac{3}{48}\frac{M_1 l^2}{EI} - \frac{3}{48}\frac{M_2 l^2}{EI}$$

$$M_m = M_0 - \frac{M_1}{2} - \frac{M_2}{2} \Rightarrow M_0 = \checkmark \Rightarrow$$

$$\Delta_{\text{متوسط}} = \frac{5}{48}\frac{l^2}{EI}\left(M_m - 0.1(M_1 + M_2)\right) \quad *$$

* l دهانه‌ی میانی

یک سر آزاد یک سر گیردار

$$\Delta_{\text{وسط دهانه}} = \frac{1}{185}\frac{wl^4}{EI}$$

دو سر گیردار $\Delta = \frac{1}{384}\frac{wl^4}{EI}$

www.tinari.ir

Subject
Year Month Date ( )

$$\Delta_{\text{mid}} = \frac{1}{192}\,\frac{Pl^3}{EI}$$

دهانه‌ی که کنسول داریم ضریب خیلی مهم است و باید با دقت ضریب کنترل کرد.

$$\Delta_{tip} = \frac{1}{8}\,\frac{wl^4}{EI}$$

انتهای آزاد کنسول

دهانه‌ی محاسباتی l^*

$$\Delta_{tip} = \frac{1}{3}\,\frac{Pl^3}{EI}$$

خیز آنی تحت بار دائمی:

$w_{\text{دائمی}} = 16{,}4 + 0{,}2 \times 34{,}8 = 23\ kN/m$ (0.2 بار زنده)

* I_e را برای سن بارگذاری محاسبه کردیم زیرا ترک‌هایی که در اثر بار کل ایجاد می‌شود حتی اگر یک بار با بار کل اعمال شود همیشه در سازه می‌ماند.

$w_{\text{کل}} = 49{,}2\ kN/m$

$\delta_{i\,sus} =$ خیز آنی تحت بار دائمی $\times \frac{\text{بار دائمی}}{\text{کل}}$ تیرهای موجود را در نسبت ضرب می‌کنیم.

دهانه‌ی محاسباتی را در نظر می‌گیریم نه دهانه‌ی آزاد.

چون تیرها متناسب با بارهستند ①

$$\delta_{i\,sus} = \left(\frac{23}{49{,}2}\right) \times \frac{5}{48} \times \frac{(7800)^2}{0{,}2\times10^3 \times 62{,}2\times10^6}\left(1500 - 0{,}1\times2\times208\right)^{\times10} = 2{,}6\ mm$$

$\delta_{t\,sus} = \lambda\,\delta_{i\,sus} = 1{,}79 \times 2{,}6 = 4{,}7\ mm$ اضافه خیز در طی مدت

δ_{sus} کل تحت بار دائمی $= 2{,}6 + 4{,}7 = 7{,}3\ mm$

خیز آنی تحت بار زنده را حساب می‌کنیم.

$$\delta_{i\,tot} = \left(\frac{49{,}2}{23}\right) \times 2{,}6 = 5{,}6\ mm$$

① خیز آنی در اثر بار دائمی

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$\delta_{i.sh} = \delta_{i\,tot} - \delta_{i\,sus} = ۳\,mm$ میزان تغییر مکان ناشی از بار زنده

$\delta_{tot} = \delta_{sus} + \delta_{i\,sh} = ۷,۳ + ۳ = ۱۰,۳\,mm < \frac{l}{۲۵۰}$ میزان کل تغییر مکان و ملاحظات

برای اینکه دیده نشود

میزانی که بعد از نصب تیغه‌ها ایجاد می‌شود نباید از $\frac{l}{۴۸۰}$ بیشتر باشد.
ردیف ۳ جدول ۶-۴ ← ۲۹۷

می‌خواهیم بدانیم وقتی تیغه‌ها ضخیم می‌شوند چه مقدار از بار مرده به تیر وارد نده است ← ۳۰٪ بقیه گچ‌کاری و سفیدکاری و ... است که هنوز اجرا نشده است. ← در اینجا ۷٪ بار مرده

★ فرض کنید تیر اصلی که از اجرای تیغه‌ها ضخیم می‌شود $۰,۷ \times ۱۶,۴ = ۱۱,۵\,kN.m$

وقتی تیغه‌ها را می‌سازیم و ... $= ۱,۳\,mm$ میزان تغییر مکان ناشی از بار دائمی

$\delta = \frac{۱۱,۵}{۲۳} \times \frac{۲,۶}{۱} = ۱,۳\,mm$ ← میزان تغییر مکان ناشی از بار دائمی

بارهای بلندی روی تیر می‌آید و ضربلندگی اتفاق می‌افتد $۱,۳\,mm$ ضرر داشته‌ایم و میزانی که ایجاد می‌شود باعث صدمه به تیغه‌ها می‌شود

δ میزان تغییر ضخامت تیغه‌ها $= ۱۰,۳ - ۱,۳ = ۹\,mm < \frac{l}{۴۸۰}$ باید ← l طول دهانه

$\frac{\Delta}{l} = \frac{۹}{۷۸۰۰} = \frac{۱}{۸۶۷} < \frac{۱}{۴۸۰}$

برای استفاده از جدول باید تیغه‌های حاس به میزان از حد داشته باشیم.

PaPCO

Subject:
Year. Month. Date.

ستون: نسبت ارتفاع به بعد حداقل سطح آن برابر یا بیشتر از ۳

فصل هشتم:

طراحی ستون‌های بتن آرمه:

ستون‌ها بارها را از تیرها می‌گیرند و بار را به لوده می‌دهند و بارها از لوده به زمین وارد می‌شود.

ستون‌ها عضو سازه‌ای هستند ولی در آنها به خاطر سیستم و نقش‌هایی اجرا لنگرای داده می‌شود.

چون بتن کشش تحمل نمی‌کند به دنبال جایی در سازه می‌گردیم که بیشترین لنگر را دارد.

تعداد طبقات

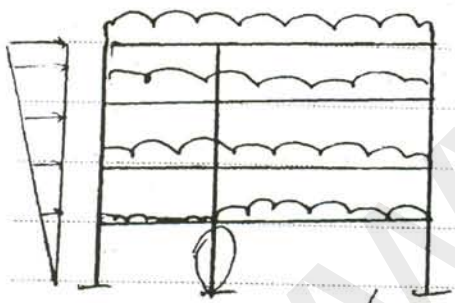
۱) برای بررسی ستون باید برای بیشترین نیروی محوری طبقات بالایی را با بیشترین بار قرار دهیم.

max

۲) برای بیشترین لنگر دهانه‌ی بزرگتر را با بیشترین و دهانه کوچکتر را کمترین بار قرار می‌دهیم.

در صفحه‌ی بعد فاصله‌ی بین از ستون

طراحی برای ۱) و ۲) حالت بیشترین فشار را هم با خطوا است.



اثر لنگر زلزله بر بارهای ثقلی

علت کند ستون نیضتی شود.

نیضتی ← اگر ما تور طولی ۴ نیضتی شده است.

ستون تنگ‌بار

(شفت، پایه)

در بعضی زلزله‌های شدید ستون‌ها تمن کشش حاکم نیضتی شده‌اند چون زلزله لنگر واژگونی ایجاد می‌کند و این لنگر در ستون کشش ایجاد می‌کند.

pedestal پدستال

قسمتی از ستون که کمی بالاتر می‌گیرد زیر ستون قرار می‌گیرد.

* ص ۲۴۲ ← نسبت ارتفاع به بعد حداقل

برای مقطع آن هاکوچکتر از ۳ می‌باشد

در ستون دو نوع آرماتور داریم:

- آرماتور طولی برای تحمل فشار و ضرب لنگر خمشی استفاده می‌شود سطحی می‌شود به کناره‌های مقطع نزدیک‌تر باشد تا بهتر این تحمل لنگر خمشی را داشته باشیم.

Page 3

۹

www.tinar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

عرضی: در مواقعی که مقطع بتنی تحت لنگر و نیروی محوری قرار دارد و در معرض زلزله قرار می‌گیرد

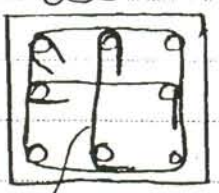
مواد عرضی (خاموت) هم دادیم که انتهایا باید به سمت داخل مقطع خم شوند.

↓ با

در ستون ← تیک

ستون تیک داده = خاموت عرضی داده

↓ هسته‌ی مرکزی



↓ بهسنجاقی

* نقش خاموت:

۱) دور گیری بتن

۲) کاهش طول کمانش آرماتور طولی

۳) جذب برش

علاوه بر این تیک ممکن است از سنجاقی استفاده کنیم

برای جلوگیری از خروج ← آرماتور تک شاخ که یک طرف ۹۰° و یک طرف ۱۸۰° خم داده.

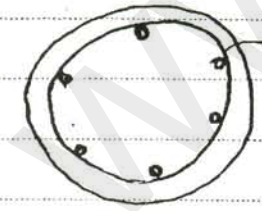
در اجرای ستون در ارتفاع های مختلف آرماتور تک شاخ یا می‌رجا بتنوحای خم هارا عوض می‌کنیم زیرا ۱۸۰° دور گیری بهتری دارد. ← یک طرف را ۱۸۰° خم می‌کنیم

ممکن است ← جای خاموت صدا الزم از خاموت پیوسته استفاده کنیم

گام خاموت گذاری ۱۰۰ تا ۳۰۰ mm ← در نگ دار

در ستون های دوریچ مقطع ستون می‌تواند مربع یا دایره باشد ولی آرماتور طولی در هر حالت شکل دایره دارند.

آرماتورهای طولی بصورت دایره‌ای قرار می‌گیرند.



در ستون دوریچ گام خاموت گذاری کمتر است ۵۰-۱۰۰ mm

ستون دوریچ ← spiraly reinforced

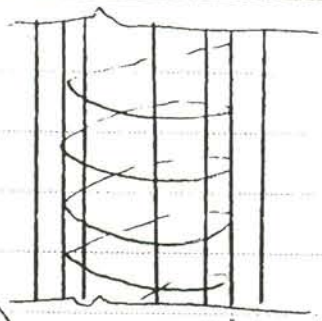
↓

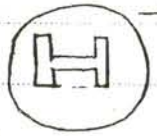
در پل‌ها که مقاطع دایره‌ای در ستون‌ها داریم استفاده می‌شود.

PAPCO

Subject:
Year Month Date ( )

شکل ص ۳۴۴



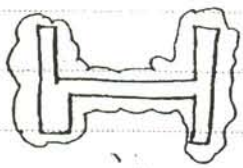


بتن محصور

- ستون مرکب بتنی، فولادی ← بتن دور فولاد را محاط می‌شود
- ممکن است لوله‌ی فولادی داشته باشیم و داخل آن را با بتن پر کنیم.

در ستون‌های فولادی می‌توان برای مدت مقطع در برابر آتش سوزی از بتن پاششی استفاده کرد.
جنس مقطعی مقطع بتن آرمه سنت و طراحی برای مقطع فولادی انجام می‌شود

برای محافظت ستون‌های فولادی در مقابل آتش سوزی،



دور آن‌ها توری کشیده شده و یک لایه بتن روی آن‌ها پاشیده می‌شود. چنین ترکیبی در رده‌ی ستون‌های بتن مسلح قرار داده می‌شود و باربری ستون بر اساس نیمرخ فولادی موجود در داخل آن سنجیده می‌شود.

در مورد ستون‌های مارپیچ و دورپیچ در حالتی که فقط نیروی محوری داریم و لنگر خمشی وجود ندارد. اثر خاموت مارپیچ مقاومت میلگرد طولی ستون مقاومت بتن باربری نهایی ستون

$$N_r = k_c f_c A_c + f_y A_{st} + k_s f_{sy} A_{sp}$$

سطح مقطع بتن

برای ستون دورپیچ

ستون میلگرد دار:

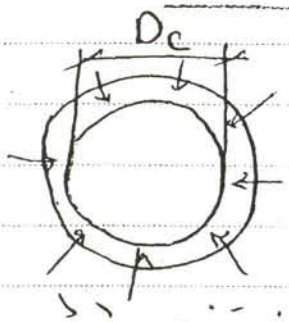
A_c: سطح مقطع کل مقطع بتنی

k_c: فریب ارتباط مقاومت فشاری کامل محوری و مقاومتی که در آزمایش لوله آزمایش نشان داده می‌شود. $k_c = 0.85$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دیاگرام آزاد

به خاطر اصطکاک با صفحات اعمال بار، پیانتین‌های اکادی شده که از باز شدن جلوگیری می‌کند ولی در واقعیت در تست‌ها این وجود ندارد پس از kc استفاده می‌شود. مقاومت تماری آرماتورهای کمی بیش از مقاومت فنای تک محوری مورد انتظار از ستون است.



در مورد ستون دورپیچ:

$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$ ← A_c: سطح هسته‌ی مرکزی مقطع

D_c^*: قطر بیرون تا بیرون دورپیچ

ترکیب اثر این مقاومتی است که دورپیچ بعد از از دست دادن بتن پوشش ایجاد می‌کند. ← دورپیچ مانع باز شدن بتن هسته‌ی مرکزی و فشرده می‌شود ← افزایش مقاومت = کاهش مقاومت ناشی از از دست دادن بتن پوشش

دورپیچ باعث ایجاد یک فشار جانبی به بتن مرکزی و افزایش مقاومت آن می‌شود.

$k_s = 2 \rightarrow 1.95$ و $k_c = 0.85$

f_{sy}: تنش تسلیم فولاد دورپیچ

A_{sp}* ← حجم خاموت دورپیچ / در واحد طول ستون

هر چه‌قدر قطر یا ↑ = دورپیچی بهتر می‌شود این را با حجم در واحد طول نشان می‌دهیم.

یعنی دورپیچ بتر و مهارکم‌تر است.

چنانچه نزدیک شدن دو انتهای بتن طرفین و خارجی به دلیل نداشتن دورپیچی از بین می‌رود و ستون هم‌چنان مقاومت می‌کند ← به دلیل دورپیچی

www.tusar.ir

برای ستونی که تحت بارگذاری است رابطه زیر برقرار است $N_Y = k_c f_c A_c + f_y A_{st} + k_s f_{sy} A_{sp}$

Subject:

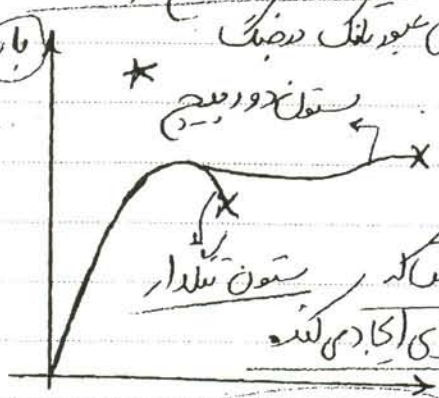
Year Month Date

اگر دو ستون تنها دارد و دورپیچ با N_Y یکسان را در آزمایشگاه تست کنیم و منحنی بار جابجایی (تغییر شکل محوری) را رسم کنیم دو ستون برای P (بار محوری یکسان) طراحی شده اند ولی شکل پذیری ستون تنها دارد کم است.

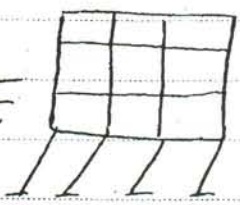
در ستون تنها در سر انتهای ستون تر داشت و بدلیل فاصله بلند آرماتورهای عرضی میشود یعنی نیروی محوری کمتری باعث رفتار تردی شود. (در مقایسه با ستون تنها در تغییر شکل های بیشتر کنیفته می شود)

ولی ستون دورپیچ بسیار شکل پذیرتر است پس در پل ها که احتمال اضافه بار بیشتر است از ستون دورپیچ استفاده می شود و امکان باز توزیع در بار دارد و بار از افزای با بار بیشتر به افزای با بار کمتر منتقل می شود. (مثل عبور یک ضربه)

در زلزله های شدید در ستون دورپیچ علت است ستون پوشش خود را کامل از دست بدهد ولی بار ی خود را نا وجود تغییر شکل زیاد حفظ می کند علت این مسئله دورگیری است که دورپیچ ایجاد می کند و شکل پذیری ای که در بین هسته ی مرکزی ایجاد می کند.



مثل بیمار دسمان
dive view
Hospital



ستون های دورپیچ ضبقات در زلزله هم توانسته اند بار ضبقات را تحمل کنند.

کرنش در ستون دورپیچ تا حدود 0.04 می تواند افزایش یابد.

۳۴۷ ص

بلا تشکیک در مقاومت طولی

* در ستون دورپیچ پس از از دست دادن پوشش بتنی بار خود را می دهد و بتن داخل تنگ می شود و ستون نیضه می شود.

از به کار بردن تنگ های با قطر کم و فواصل زیاد باید جلوگیری کرد که باعث خرابی ستون در زلزله های شدید می شود.

Subject :
Year . Month . Date . ( )

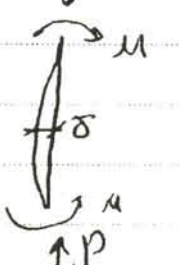
ضرایب تعدیل مقاومت .

ضریب ایمنی مقاومت فولاد $\phi_s = 0.85$ و بتن $\phi_c = 0.6$

تنش های طراحی تنش طراحی بتن $f_{cd} = \phi_c f_c$ و تنش طراحی فولاد $f_{yd} = \phi_s f_y$

ستون های کوتاه تحت فشار محوری خالص :

ستون ها را به دو دسته ی کوتاه و لاغر تقسیم می کنیم ،
تغییر شکل جانبی یا ستون در میزان لنگر در مقطع های مختلف می توان صرف نظر کرد .
دایره لنگر انتهای در ستون تغییر شکل جانبی داریم .



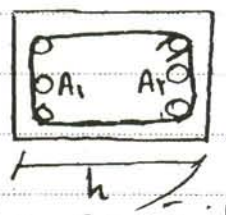
ستون کوتاه از نظر

نوع وسط $\delta = 0$

به دلیل پدیده ی $P-\delta$ در وسط لنگر بیشتر است .

در ستون های کوتاه δ کم است و می توان از $P\delta$ صرف نظر کرد ولی در ستون های لاغر تغییر شکل جانبی قابل ملاحظه است و باید $P\delta$ را باید منظور کرد و در طراحی لنگر از این رابطه را منظور کنیم .

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



ستون با آرماتور اصلی در نظر می گیریم که باید در دو طرف یکسان نباشند ← زیرا لنگر حداقل دو طرف متفاوت است .

ستون های کوتاه :

ستون تحت بار محوری خالص است و بار محوری حداکثر که می تواند تحمل کند N_{r_0} است ،

N_{r_0} ← یعنی لنگر وارد به مقطع صفر است .

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

A_g کل سطح مقطع از بتن که وجود دارد .

وقتی ستون گسیخته می شود

* گرین بتن $\varepsilon_{cu} = 0.003$ است و برای مثلاً AII گرین تسلیم $\varepsilon_y = 0.002$ است پس اول فولاد تسلیم می شود و از f_y استفاده می کنیم .)

* در این حالت کرنش مقطع تحت تغییر شکل بین صفر تا 0.003 تغییر دارد .

یعنی کرنش بتن بیش از کرنش تسلیم فولاد است .

www.tvar.ir

Subject
Year. Month. Date.

N_r ، $M_r = N_r e$

۱- ρ_g یعنی فولاد موجود در مقطع

$A_{st} = A_1 + A_2$ ، $A_g = bh$ ، $\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}$ ← A_{st} یعنی سطح فولاد موجود در مقطع

مقدار ۱ یا ۲ درصد است

$$N_{r_0} = A_g [0.85 \phi_c f_c (1-\rho_g) + \phi_s f_y \rho_g]$$

از ρ_g فاکتور می‌گیریم

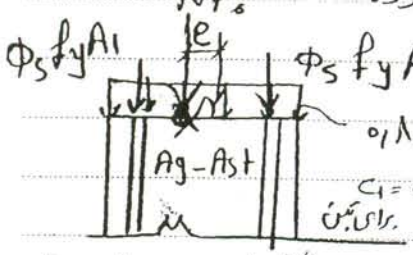
$$N_{r_0} = A_g [0.85 \phi_c f_c + \rho_g (\phi_s f_y - 0.85 \phi_c f_c)]$$

A_g ← کل مقطع را به بتن داده‌ایم ← تنش فولاد را ← تصحیح کردیم

یعنی $0.85 \phi_c f_c$ را کم کردیم.

یک مقطع ما یک از ستون را در نظر می‌گیریم و نیروهای وارد بر آن را در نظر می‌گیریم (A_1 و A_2 طرف است.) می‌خواهیم بدانیم نیروی N_{r_0} به کجای مقطع وارد می‌شود.

برآیند نیروها از مرکز پلاستیک مقطع می‌گذرد.



$A_2 > A_1$ ← مرکز به سمت A_2 می‌رود و برعکس ← هر چه نیرو بزرگتر

این نقطه از این نظر مهم است که اگر ما علاوه بر نیروی محوری لنگر خمشی هم داشته باشیم و بخواهیم آن را با یک برون محوری مشخص کنیم و بخواهیم نیروی برآیند را با یک خروج از مرکزیت قرار دهیم

$M_r = N_r e$ ← این خروج از مرکزیت باید از مرکز پلاستیک باشد.

* اگر فولاد نداریم یعنی باید مرکز پلاستیک در مرکز سطح مقطع است.

مثلاً حالت خاص.

اگر بیش می‌آید که فقط اندرکنش محوری به ستون وارد شود ← سقف صلبی روی یک ستون انتقال نیروی مرکز گرا دارد.

یا ستون با دو تیر با طول دهانه‌ی یکسان و بارگذاری یکسان را تحمل کند ← بار محوری داریم و لنگر خمشی نداریم.

* اگر درصد فولاد ستون از ۸۰٪ N_{r_0} بالاتر نمی‌رود زیرا ممکن است به دلیلی بارگذاری افزایش یابد یا لنگر داشته باشیم.

PARCO

ص ۳۵۵

۴۲

۴۵

Subject :
Year. Month. Date. ( )

اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی : ص ۳۵۰ شکل

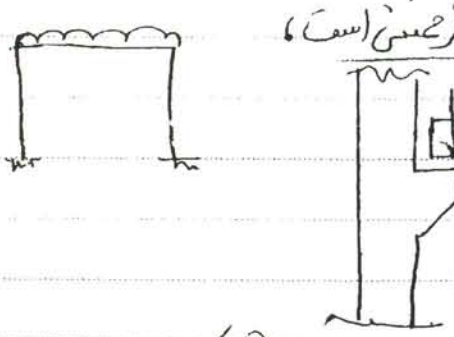
بهترین کار استفاده از منحنی تداخلی نیروی محوری و لنگر خمشی است،

چون تاکم نیروی محوری وارد بر ستون است،

و لنگر خمشی باید فروج از مرکزیت نسبت به مرکز

پلاستیک ها نسبت نبود.

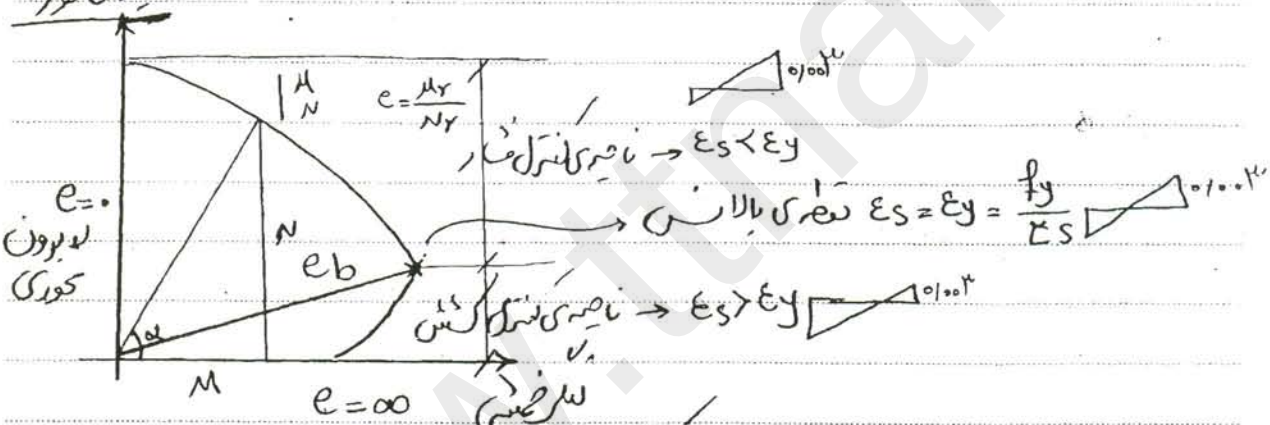
ص ۳۵۱



نیرو وارد می شود ولی بخاطر

فروج از مرکزیت ایجاد می شود.

هر دلیل دیگری باعث شود که علاوه بر نیروی محوری دستگاه لنگر خمشی هم داریم.



اگر از مبدأ به نقاط مختلف منحنی وصل کنیم.

هر نقطه نشان دهنده ی ترکیبی از نیروی محوری و لنگر خمشی است که باعث گسیختگی نمونه می شود. نقاط داخل منحنی قابل تحمل تر و خط متقطع و نقاط روی منحنی و خارج منحنی باعث گسیختگی می شود.

نقطه ی عمومی M/N را در نظر می گیریم.

$$\cot\alpha = \frac{M}{N} = e$$

$0 < e < \infty$ برای نقاط مختلف

اضافه: $e > e_b$ ← ناحیه ی کنترل کشش (هر چه زاویه ↑ ⇐ cot↓)

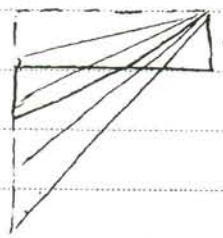
اگر $e < e_b$ ← ناحیه ی کنترل فشار به دست می آوریم.

PAPCO

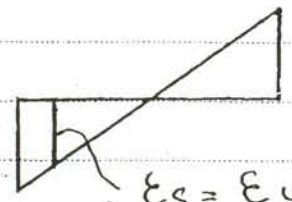
حالت نقطه‌ی کنترل بالانس $x = x_b$ ، $\begin{cases} \varepsilon_c = 0.003 \\ \varepsilon_s = \varepsilon_y \end{cases}$ ← کرنش اشی فولاد

* در ناحیه‌ی کنترل کشش $x < x_b$
در ناحیه‌ی کنترل فشار $x > x_b$ ← برای نقطه‌ی بالانس $x = x_b$

این توزیع کرنش‌ها فرض ما بود =>
نقاط روی منحنی است:
با فرض کردیم تغییرات به صورت صفحه‌ای است و حالت‌ها ناشی از این فرض است.



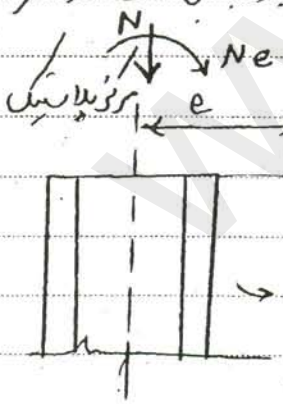
توزیع کرنش نقطه‌ی بالانس:



بالای صفحه ۲۵۲

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری را می‌توان با یک نیروی محوری نشان داد ← با بیرون محور از خط اساسی یک لنگر اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشد.

معمولاً فولاد لنگرداری در ستون‌ها متقارن است زیرا به دلیل بارهای جانبی فولاد را طراحی می‌کنیم و این بارهای جانبی از هر طرف می‌تواند وارد شود.



* استثنای سازه‌های صنعتی که مقاطع لنگر قابل ملاحظه است و اقتصادی است که آرماتور در یک طرف بیشتر باشد.
به طور تقریبی نیروی محوری می‌تواند خارج از مقطع هم وارد شود به دلیل قابل توجه بودن لنگر.
برای اینکه بفهمیم ستون کوتاه یا بلند است ضریب لاغری را می‌سنجیم.

ضریب لاغری = $\frac{k l_u}{r}$ ← ارتفاع آزاد ستون unsupported
ضریب ارتفاع مؤثر ← k
شعاع ژیراسیون مقطع ← r

slenderness ratio

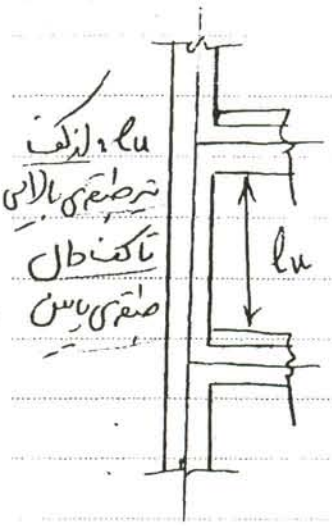
Subject :
Year . Month . Date ( )

برای طراحی ستون‌ها نیروهای موجود را از تحلیل سازه به دست آورده و سپس سیستم را به یک مدل ساده تبدیل می‌کنیم.

انتقال یک قاب سه‌بعدی به صورت تیر و ستون مرسوم است.

ولی در تحلیل از مدل قاب سیمی استفاده می‌کنیم.

wire frame



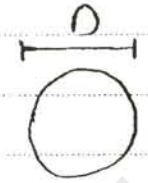
ص ۳۵۳ شعاع ژیراسیون

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

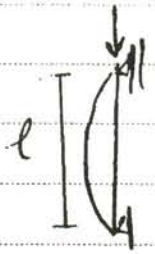
معمولاً محور ضعیف را در نظر می‌گیرند

* $r_x = 0.3h$
$r_y = 0.3b$

r یکی متناظر I کمترین دهنده‌ی محوری است که کمانش حول آن اتفاق می‌افتد



* $r = 0.25d$

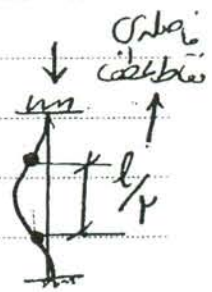


$\frac{\pi^2 EI}{l_e^2}$

k ← ضریب ارتفاع مؤثر

$k = 1$ دو سر مفصل

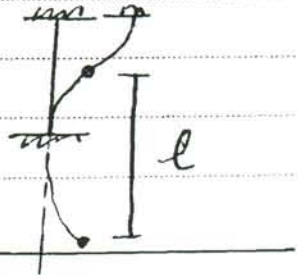
دو سر ستون مهار شده است و بالا و پایین ستون نسبت به هم حرکت نمی‌کنند



$k = \frac{1}{2}$ دو سر گیردار

برای ستون مهار شده که بالا و پایین ستون نسبت به هم حرکت جانبی ندارند.

ستون‌های مهار نشده



$\frac{\pi^2 EI}{(kl)^2}$ دو سر گیردار مهار نشده

$k = 1$

مهار نشده ! دارد.

مهار نشده ! دارد.

۲-۴ ، ۳-۴ ، ۳-۳ ندارد.

۴ نقطه ! دارد.

* جدول ص ۳۵۳ برای k

PAPCO

www.tunari.ir

Subject:
Year. Month. Date.

ای برعضوی که دو انتهای آن انتقال جانبی ندارند.

برای عضوی که دو انتهای آن انتقال جانبی ندارند:

ستون مهارنشده $kl \geq 1$ ستون مهارشده $kl < 1$

* ضریب ارتفاع مؤثر تابع تیرداری است که تیرهای اتصالی به ستون ایجاد می‌کند.

مهار جانبی تیرداری: ص ۳۵۳

۱) اگر تیرهای اتصالی به ستون ارتفاعشان حداقل با بعد ستون برابر باشد شرط انتهای ایده‌آل برآورده است. بعد ستون ≥ ارتفاع تیر ← تیرداری بیشتر

۲) اگر ارتفاع تیر از بعد ستون کمتر باشد و اتصال یکی یا دو سر باشد ← تیرداری کمتر است. (تیر گیرداری کمتری در مقابل گاشن ستون ایجاد می‌کند.)

۳) اگر فقط اگر فاتور ⊕ بین ستون و تیر باشد ← اتصال مفصلی (ساده)

۴) اگر هیچ تیری وجود نداشته باشد ← مثل تیر کنسول انتهای آزاد ← فقط در تیر مهارشده می‌توانیم داشته باشیم.

* گیرداری کامل نداریم ضریب ارتفاع مؤثر از ۱۷۵ شروع می‌شود نه ۱۵ و ۱۲ برای مهارشده چون گیرداری کامل نداریم (مفصل کامل هم نداریم) k از ۱۲ شروع می‌شود.)

* اگر تیر داشته باشیم و دال باشد همان دال را در نظر می‌گیریم که معمولا از ستون کمتر است.

اثر کلی کاهش ظرفیت باربری عضو است.

صفحه ۱

اگر یک انتها حالت ۴ باشد انتهای دیگر باید حداقل گیرداری ۱۲ داشته باشد.

۱۲ انتها $\frac{3}{3}$ دو انتها مفصلی نداریم زیرا دو انتهای مفصلی مهارنشده ← ناپایدار است

برای مشخص شدن ستون کوتاه:

ستون مهارشده $\frac{kl_u}{r} < 34 - 12\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ (اگر)

ستون مهارنشده $\frac{kl_u}{r} < 22$ ← به جز صورت ۲۲ (اگر) صورت

وضعیت بدتری دارند و محدودیت (اگر) آنها سخت‌تر است.

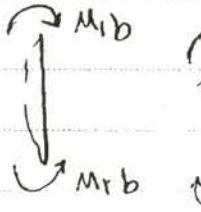
M_{1b} و M_{2b} لنگرهای هر تکیه‌گاه در انتهای ستون و لدر نظر گرفته می‌شوند.

* آیین‌نامه‌ی بتن ایران مقرر می‌دارد که اگر کاهش ظرفیت در اثر کمانش ۴٪ کمتر باشد نیازی به در نظر گرفتن آن نیست. (البته در ستون‌های بلند باید در نظر گرفته شود.)

* اگر لنگر دو انتهای ستون یک طرفه باشد $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ است و اگر انتها ساده باشد برای طول مؤثر $\frac{kl}{r}=22$ و برای انتهای مختلف $\frac{kl}{r}=46$ است.

Year. Month. Date.

۱) $\left|\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right|$ M_{1b} کمتر و M_{2b} بیشتر است.

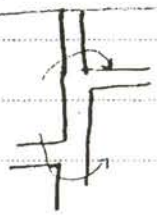


* در انتهای مختلف تغییر مکان های جانبی خیلی کم است و بار کمانش زیاد است و برای بارهای بیشتر مکان جانبی باید بار کوری بیشتری وارد کنیم تا ستون را به حالت زیانده است ← اثر P-δ کمتر است و وضعیت مطمئن تری است.

$\frac{M_{1b}^*}{M_{2b}}>0$ انتهای ساده

$\frac{M_{1b}^*}{M_{2b}}<0$ انتهای مختلف

* عدتاً انتهای مختلف داریم مگر در حالتی که تیرها در هر دو طرف مخالف باشند در انتهای ساده داریم.

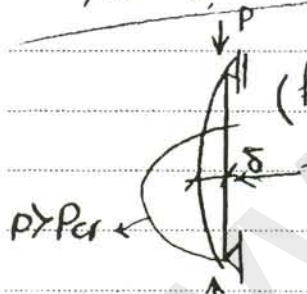


جدول صفحه ۳۵۵

در حالت کلی این جدول قابل استفاده نیست و برای حالت های $\frac{M_1}{M_2}=1.0$ قابل استفاده است.

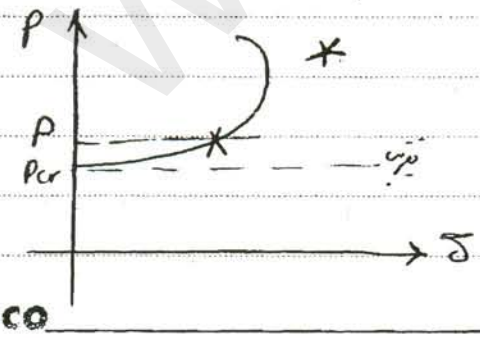
اگر ستون را تحت بار P بررسی کنیم، δ تغییر مکان جانبی، Pcr بار کمانش، بار P را افزایش می دهیم.

اگر بار محوری P و بار جانبی f به ستون وارد شود و قتی P بزرگتر از بار کمانش باشد $P>Pcr$ ستون به رفتار خود ادامه نمی دهد



* اگر $P=Pcr$ ستون در همان وضعیت باقی می ماند (با فرض f)

اگر $P>Pcr$ تغییر مکان جانبی بیشتر می شود، تا اینکه بی نهایت شود تا بعد لنگ نتوان روی منحنی قرار گیرد.



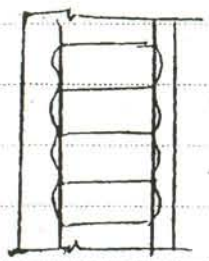
www.iran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

خاموت‌های موازی در ستون نباید:

طولی ← ۲۰ ϕ برای ۱۰ ϕ حداقل قطر خاموت

در طراحی این خاموت‌ها باید دقت کرد حداقل قطر مورد استفاده ۱۰ است.



عملکرد خاموت موازی:

با افزایش نیروی محوری بتن‌های پوشش به آخرین مقاومت خود می‌رسند مقاومت بتن پوشش کمتر از بتن وسط است زیرا (۱) هنگام بتن زیر یک بار فشاری می‌رود و (۲) همچنین بتن وسط دورتری نشده است توسط خاموت عرضی و فولاد طولی.

بتن اطراف مقاومت خود را از دست می‌دهد و از بین می‌رود.

با افزایش بار بتن پوشش از بین می‌رود و به دلیل اینکه اسپون بتن وسط می‌خواهد بازشود ولی خاموت، کشش می‌آفریند و مانع می‌شود (از این به بعد بار وارد هسته مرکزی می‌شود) چون آرماتور طولی پوشش خود را از دست داده با افزایش بار آرماتور طولی کمانه می‌کند.

قطر کم و فاصله‌ی کم خاموت‌ها باعث می‌شود طول کمانش آرماتور طولی کم شود ← خاموت از بیرون زدن آرماتور طولی جلوگیری می‌کند.

چون آرماتور طولی پوشش را از دست داده با افزایش بار آرماتور طولی کمانه می‌کند و خاموت از بیرون زدن آرماتور طولی جلوگیری می‌کند. بعد لذا مدتی بتن هسته هم مقاومت خود را از دست داده و ستون کمانه می‌شود.

هر چه آرماتور طولی قوی‌تر باشد برای مهار آن‌ها به خاموت‌های قوی‌تری نیاز داریم

صفحه ۳۵۵

۱) * قطر خاموت‌ها ← حداقل $\frac{1}{3}$ قطر آرماتور طولی ⇐ حداقل ϕ۱۰

برای ϕ۳۰ ≤ قطر ≥ ϕ۳۰

قطر خاموت‌ها در حال بتنید از ۶mm کمتر باشد.

۲) * فاصله‌ی بین خاموت‌ها هم برای کم کردن طول کمانش آرماتور طولی اساس تابع قطر آرماتور طولی است.

برای خاموت‌های ستون دورپیچ خوبی بتواند ⇐ داشته باشد.

فاصله خاموت ≤ min
- (کوچکترین آرماتور طولی ϕ) × ۱۶
- قطر خاموت × ۴۸
- ۳۰۰ mm
- بعد کوچکتر مقطع

* لذا برای دورپیچ خوبی و کم کردن طول کمانش

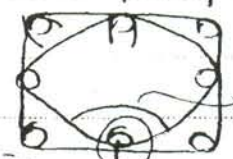
۴۵

Month: Date.

۳) * حداقل ۴ آرماتور طولی برای مهار خاموت لازم داریم، میلگردهای طولی نباید یک در میان در گوشه‌ی خاموت قرار گیرند

* فاصله‌ی داخل به داخل ≤ 150 mm

اگر آرماتور طولی گوشه‌ی خاموت کاملا مهار شده است زاویه خاموت



زاویه ≤ ۱۳۵°

مانع حرکت افقی و قائم آن می‌شود

ساق‌های خاموت فقط می‌توانند در راستای خود مثل فنر عمل کنند یعنی فقط نیرو در جهت خود تحمل کنند.

ولی اگر آرماتور وسط ساق به خاطر اصلاح ساق تحمل خمشی هم دارد می‌تواند در جهت قائم حرکت کند ← بعد از از دست دادن پوشش ولی در جهت داخلی نمی‌تواند حرکت کند و تنش مانع می‌شود

که بنابراین اگر آرماتور در جهت خم مهار نشده است

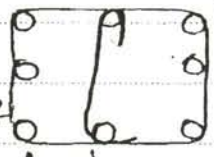
برای مهار این آرماتورهای طولی می‌توان از خاموت‌های جدید استفاده کرد.

برای مهار آرماتورهای داخل ساق خاموت

همچنین می‌توان از سنجاقی استفاده کرد.

← این را حتما در اجرا دیده‌اید.

* خم دورگیر ۱۸۰° بهتر است برای اینکه کنترل خم در دورگیر یکدرمیان جای خم ۱۸۰° و ۹۰° را عوض می‌کنیم



آرماتور سنجاقی

ابتدا خم ۱۸۰° را از آرماتور دورگیر درست می‌کنیم و سپس خم ۹۰° را هل می‌دهیم (دوران دارد) و در همین دلیل اجرای یک طرف ۱۸۰° و یک طرف ۹۰° اشتباه است.

* در دهانه‌ها بالا و پایین ستون کمرکش راست را الکترونیکی دورگیر و خاموت می‌گذاریم

در این نواحی فاصله‌ی تنگ‌ها یک سوم از خاموت‌ها متراکم‌تر استفاده می‌کنیم که هم اثر سنجاقی بالا سیخ ایجاد شود دورگیری بهتر باشد ← توصیه‌ی آیین‌نامه ص ۳۵۷

برای بتن مرکزی

max

فاصله‌ی خاموت‌ها را نصف می‌کنیم ← بتن محصور شده

فاصله‌ی خاموت‌ها از نصف کوچکتر شود طبق آیین‌نامه تجاوز نکند.

کوچکترین بعد مقطع ستون 150 mm

ص ۳۵۷ ← در طول ۲ طول ستون خاموت‌ها را متراکم‌تر قرار می‌دهیم ضوابط خاصی دارد.

اگر برش موجود باشد باید برای برش هم کنترل صورت گیرد.

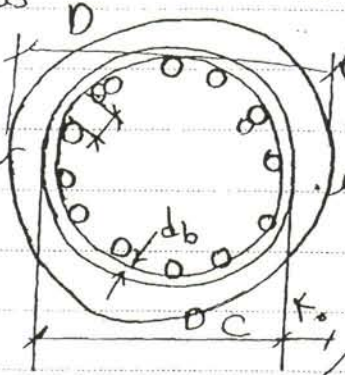
www.tmeri.ir

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طراحی خاموت‌های دورپیچ: $N_r = (k_c f_c A_c + f_y A_{st} + k_s f_{sy} A_{sp})$

$k_s = 1.0 - 2.0$



مربوط به متناوب‌ترین هسته‌ی مرکزی

آرماتورهای طولی خود نیز خاموت محسوب می‌شوند.

A_{st}: سطح مقطع فولاد طولی

دورپیچ spirall

پوشش بتن اطراف ← حدود ۴۰ cm

$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$ سطح مقطع بتن هسته‌ی مرکزی

D_c = متناوب‌ترین قطر هسته‌ی مرکزی که دورپیچ می‌دهد

پوشش هم بها مقاومتی می‌دهد

نکته مهم: از این مقاومت هسته‌ی مرکزی ناشی از آرماتور دورپیچ که پوشش بتنی که اندیس ۲ را می‌گیرد جلوگیری می‌کند ← تابع مقاومت تسلیم فولاد دورپیچ زیرا ممکن است تحت کرنش تسلیم نشده

باید مقاومت فشاری بتن پوشش را جایگزین کند

اثبات: $N = 2 f_{sy} A_{sp} = 2 f_{sy} A_c \rho_s = 0.7\Phi f_c (A_g - A_c)$

spiral

$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c}$ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم هسته

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

$0.7\Phi \Rightarrow 0.9 \times 0.85 f_c$

با کاهش سطح و حجم دورپیچ و آرماتورهای طولی در ترک‌های ریز در جمع شدگی بتن و همچنین بتن ریزی مقاومت کاهش می‌یابد (بجای ۰.۸۵ از ۰.۷۵ استفاده می‌کنیم)

$\rho_s = 0.3\Phi \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_c}{f_{sy}}$

ضریب اطمینان ۱.۲ برای در نظر گرفتن فرضیات

$\rho_s = 0.45\Phi \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_c}{f_{sy}}$ ← رابطه‌ی طراحی خاموت دورپیچ

هرچه f_y بیشتر باشد ρ_s کمتر می‌شود ولی بیشتر از ۴۰۰ MPa نظر می‌گیرند تا خاموت کمتری استفاده کنیم.

می‌شود.

۶-

www.tiran.ir

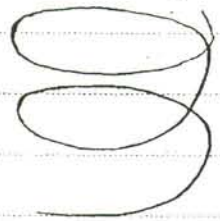
Subject:

Year. Month. Date.

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c}$$

برحسب مشخصات هندسی

واحد طول را یک دور کامل حلقه در نظر می‌گیریم



$\pi(D_c - d_b)$ ← طولی که در یک دور کامل آرماتور دورپیچ طی می‌کند

(D_c: قطر دورپیچ از مرکز تا مرکز آرماتورهای دورپیچ)

a_s ← سطح مقطع آرماتور دورپیچ

حجم آرماتور دورپیچ در یک دور کامل $= \pi(D_c - d_b)\, a_s$

حجم آرماتور دورپیچ در طول s $= \dfrac{\pi(D_c - d_b)\, a_s}{s} = A_{sp}$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{\pi(D_c - d_b)\, a_s / s}{\pi D_c^2/4} \simeq \frac{4 a_s}{D_c s}$$ ← برای s دورپیچ

* چون s خیلی کم است می‌توان فاصله‌گذاری را بر حسب تعداد دور در طول ناحیه بیان کرد.

s برای دورپیچ $25^{mm} \le s \le 75^{mm}$

* $d_b \ge 6\,mm$ ← توصیه‌های لازم برای ص ۳۵۹

* $25 \le s \le 75^{mm}$ فاصله خالص بین مارپیچ‌ها

* برای ایجاد دورپیچی کاملی ایجاب دهد $s \le \frac{1}{6}(D_c - 2d_b)$ دورپیچ

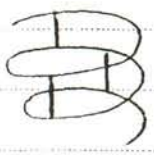
* برای طراحی به d_b و گام نیاز داریم * برای جهار دورپیچ ۵ را دور آن را اضافه کرده

* $D_c = D - 2\times 40\,mm$ است $40\,mm$ حداقل روی دورپیچ

سطح خارجی دورپیچ

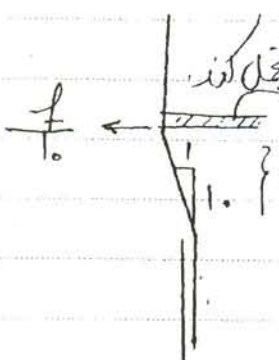
Subject:
Year. Month. Date.

از فاصله دهنده هایی که آرماتورهای کوتاهی هستند استفاده می‌شود تا در هنگام تنیدن آرماتور جمع نشود.

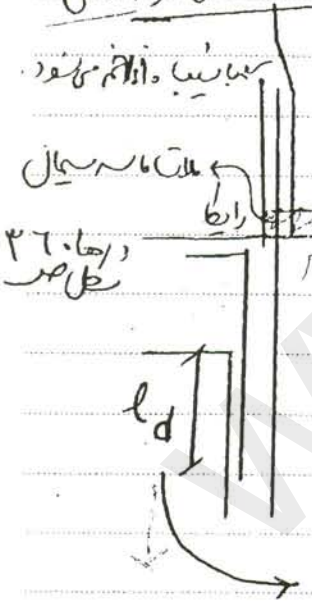


فاصله آرماتورهای طولی ≥ { 40 mm ; 1.5 × قطر آرماتور طولی

در ستون دیوار برای خم کردن آرماتور آرماتور باید به اندازه 10 خم شود. این خم حتما باید توسط بتن پر شود



در هر ضلع متقاطع ستون را عوض می‌کنیم، در هر ضلع متقاطع را عوض نمی‌کنیم ولی می‌توان آرماتورها را در هر ضلع تغییر داد.



این آرماتور نقش آرماتور انتظار را بازی می‌کند برای آرماتورهای بالایی.

در اینجا طول همپوشانی را برای آرماتور خم تامین می‌کنیم.

دو حالت ممکن است اتفاق بیافتد

1) دو مقطع خیلی با هم تفاوت نداشته باشند که از تبدیل شیبدار استفاده می‌شود در تبدیل شیبدار ستون پایینی مقطع بزرگتری دارد (در مقایسه با ستون بالایی زیرا بارپذیری می‌کند.) آرماتور ضلع ستون پایین به سمت داخل خم می‌شود با شیب 1:6 که باید آرماتورهای پایین از این خم شوند تا دیر دال

به فاصله‌ی 75 mm طول مقطع خم می‌شوند تا نقش آرماتور انتظار را برای ستون بالایی بازی می‌کند.

Subject: ... ی طول مهاری در ستون

Year. Month. Date. برای دیگر دهای فوقانی ... قرار داده می شود ... تامین نگردیده باشد

۲) وقتی که اصطلاحاً میلگرد بار را تبدیل مهار استفاده می شود یعنی آرماتور را در یک سمت بالایی با اجهار می کنیم آرماتور انتظار آرماتوری است که در ستون پایین مهار شده (به اندازه l_d) و در ستون بالایی نقش انتظار را بازی می کند.

* (آرماتورهای ستون پایینی بهتر است دورگیری شوند (توسط خاموت هایی که شکل در محل تداخل پیدا کرده است) ولی برای شکل پذیری در زلزله باید در محل اتصال هم این خاموت ادامه پیدا کنند.)

آرماتورهای طولی که در ستون استفاده می کنیم (دوربیچ و تکدار):

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad \begin{matrix} A_{st} \rightarrow \text{کل آرماتور موجود در مقطع} \\ A_g \rightarrow \text{برای بتن برگرد} \end{matrix} \Rightarrow 0.8 < \rho_g < (8\%)$$

این سقف باید در قسمت هم پوشانی هم رعایت شود $0.8 < \rho_g < (4\%)$

در محل هم پوشانی آرماتورها دو برابر می شوند

* 0.8 ← برای اینکه مقطع مقطع بتن آرمه باشد

* 8 ← برای جلوگیری از اینکه آرماتور واجرای اک نتو.

* هم پوشانی معمولاً در بالای سقف ضعیف انجام می شود زیرا راحت تر است ولی ضعیف ترین آئین نامه ها این اجازه را نمی دهند زیرا این مقطع مقطع بحرانی است برای تحلیل مفصل آلاکتیک (در هنگام زلزله می شود).

* بنابراین در بالاتر و در وسط طبقه این هم پوشانی انجام می شود.

حداقل تعداد آرماتور طولی 4 است.

برای ستون های دوربیچ ← حداقل 6 آرماتور برای مقاطع دایره ای است.

بدلیل اشغال این دو دلار ... $N_{r,max} = 0.8\, N_{r_0}$ * نیروی محوری ستون

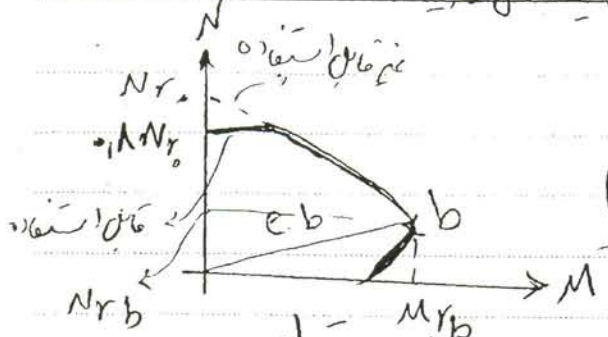
N_{r_0} ← با گزینه مقاومت محوری ستون

PgPCO

Subject:
Year. Month. Date.

باخط $0.18N_{r0}$ مقطع بدهیم.

۲ الف) ضعفی تداخلی بزرگی محوری دلبر را برای مقاطعی بسم کنیم این ضعفی را باید



در ضعفی تداخلی از نقاط بالای $0.18N_{r0}$ هم نمی توان استفاده کرد.

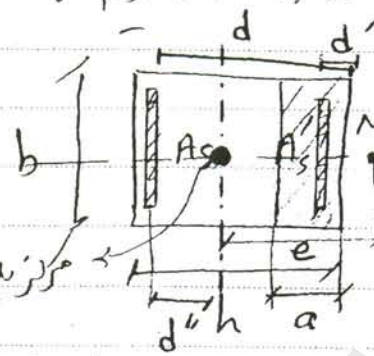
ب) به دلیل بروز محوری های اتفاقی

بالای صفحه ۳۶۲ و صفحه ۳۶۱

محاسبه ی نقاط لازم برای کشیدن ضعفی تداخلی M-N در مقطع مستطیلی:

برای ترسیم ضعفی تداخلی ضرورتا ۳ نقطه ای مهم را به دست می آوریم که یکی از این نقاط نقطه ی شعفتی بالانس است.

برای مقاطع مستطیلی، صفحه ۳۶۳ این نقطه را به دستی آوریم:



همین حول محور y داریم.

اگر قاعده لنگاری را می توان با دو مستطیل هاشور خورده نشان داد.

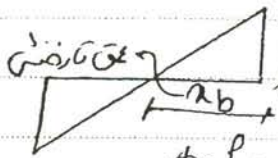
A'_s ← تقاطع پذیر As ← تقاطع کششی

به علت تقارن مرکز پلاستیک روی محور افقی است. می خواهیم نقطه ی بالانس را بدست بیاوریم e_b برون محوری متناظر این نقطه است.

برون محوری e را بدست می دهیم. در نقطه ی بالانس $e = e_b$ ← کرنش فولاد برابر کرنش تسلیم است.

در حالت واقعی N_r نمی تواند خارج مقطع وارد شود. اگر برون محوری وارد به مقطع را نقطه ی دلخواه بدست دهیم برون محوری این نقطه به مرکز پلاستیک قابل محاسبه است.

x_b از مثلث های متشابه قابل استخراج است.



دو وضعیت بالانس توزیع کرنش را نمی دهیم.

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} = \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} = \frac{600}{f_y + 600}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$E_s = 2 \times 10^5 \ N/mm^2$

پایین در صفحه ی ۳۶۲ گام های مختلف معلوم شده است.

۴۸

www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$a_b = \beta_1 x_b$ $\quad C_c = 0.85(\phi_c f_c) a_b b = 0.85 f_{cd} a_b b$ (نیروی فشاری بتن)

$T = \phi_s f_y A_s$ (نیروی کششی فولادکششی) $\quad f_s = (\frac{d-x}{x} \times 0.003) \times 2\times10^5$ (ε_s)

نیروی فشاری فولاد فشاری بستگی به این دارد که تسلیم شده است یا خیر آن را احتساب می‌کنیم در AIII $\varepsilon > 0.002$ ← تسلیم می‌شود.

$C_s = A'_s(\underbrace{\phi_s f_y}_{f'_s} - 0.85\phi_c f_c)$ $\quad \varepsilon'_s = 0.003(\frac{x-d'}{x})$

$N_{rb} = C_c + C_s - T$ $\rightarrow N_{rb} = ?$ (از تعادل برای فولاد فشاری)

$\underbrace{N_{rb} e_b}_{M_{rb}} = C_c(d - \frac{a}{2} - d'') + C_s(d - d' - d'') + T d''$ (گشتاور نسبت به مرکز پلاستیسیته)

$e_b = ?$ ← برون محوری حالت بالانس $\Longleftarrow N_{rb}$ و

مثال: $f_c = 20\,MPa$, $f_y = 350\,MPa \rightarrow 5000\,psi$

ص ۳۶۲ مثال ۱-۸ مرکز پلاستیسیته را می‌خواهیم.

$\frac{x_b}{d} = 0.461$ $\quad \beta_1 = 0.85$ $\Rightarrow a_b = 0.85 \times 360 = 306$

$C_c = 1250\,kN$, $T = 774\,kN$

برای کنترل تسلیم فولاد A'_s ← کرنش از مثلث متشابه:

$\varepsilon'_s = 0.0025 > \frac{\phi_s f_y}{E_s} = 0.0014$ $\Rightarrow C_s = 508\,kN$

PaPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$N_{rb} = 1236\,kN$, $N_{rb} \times e_b = 418\,kN.m$

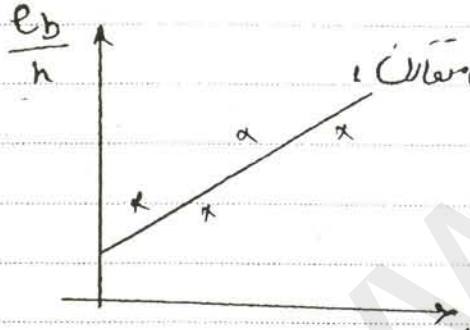
$$e_b = \frac{M_{rb}}{N_{rb}} \times 1000 = 338\ mm$$

اگر $e > e_b$ نمونه کنترل کشش و اگر $e < e_b$ نمونه کنترل فشار.

- می‌توان e_b را برای مقادیر مختلف $\frac{e_b}{h}$ محاسبه کرد و نسبت‌های بی‌بعدی ایجاد کرد مثل

$$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} \quad , \quad \rho_g = \frac{A_{st}}{bh}$$

با ترسیم منحنی زیر، به نقاط مختلفی می‌رسیم و منحنی را از آن برازش می‌دهیم و رابطه‌ی ساده‌شده‌ای به دست می‌آوریم ← برای مقاطع مختلف



رابطه‌ی ساده‌شده برای مقاطع مستطیلی با فولادگذاری متقارن:

$$e_b = (0.2 - 0.17 \rho_g m)\, h$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{b \textcircled{h}^{*}} \rightarrow A_g$$

$$\rho_g = \frac{3186}{bh} = 0.0134 \quad , \quad m = 29.17 \quad \text{(7Φ26)}$$

$$e_b = (0.2 - 0.17 \rho_g m)\, h = 300\ mm$$

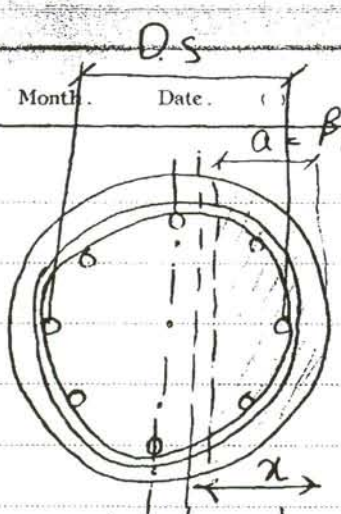
نقطه‌ی دقیق ۳۳۸.

$$\text{خطا} = \frac{338 - 300}{300} = 13\% \quad \text{(دقیق)}$$

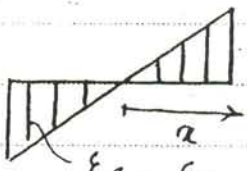
* برای کنترل سریع که بفهمیم ستون در ناحیه‌ی کنترل کشش یا فشار است، مناسب است.

www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date.



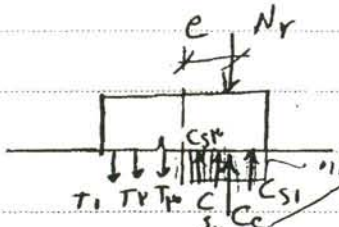
شرایط تعادل - مقطع دایره ای



$\varepsilon_s = \varepsilon_y =$

دیاگرام کرنش مشخص است در تاری که بیشترین فشار را داریم ← کرنش = ۰/۰۰۳

نیرو = تنش × سطح مقطع (رمانقور ص ۳۶۷)



مرکز پلاستیک به علت تقارن در مرکز دایره قرار دارد

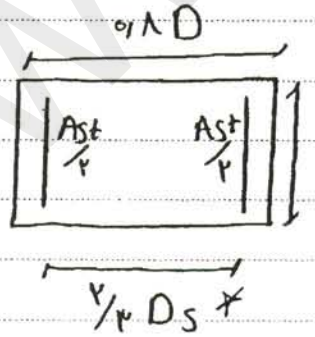
لنگر نیروها و برایند آنها را نسبت به مرکز پلاستیک حساب می کنیم

* Cc در مرکز ناحیه ی فشاری دایره قرار دارد

چون محاسبات خیلی طولانی است از رابطه ی ساده شده ای استفاده می کنیم

برای مقطع دایره:

① یک سطح معادل پیشنهاد شده است که از آن برای مقطع بالانس و ناحیه ی کنترل فشار استفاده می کنیم ولی برای ناحیه ی کنترل کشش قابل استفاده نیست.



برای ناحیه ی کنترل فشار:

سطح مقطع = سطح مقطع دایره

0/8D به یک طرف به مرکز تنگ می شود و سطح برابر می شود

Subject
Year. Month Date

(۲)

رابطه برای حی سیمی برون محوری مقطعی بالانس با روش برازش دایر خط

صـ ۳۶۸ مقاومت ایزو

$$e_b = (0.124 + 0.129 \rho_g m) D$$

ρ_g نسبت فولاد کل مقطع $= \frac{A_{st}}{A_g}$ $\quad m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c'}$

مثال ۱:

صـ ۳۶۹ مقطع دایره‌ای به قطر $D_s = 2772.5$ و $600\,mm$

$A_{st} = 10\,\phi 28$, $f_c' = 30\,MPa$, $f_y = 350\,MPa$

روش ۱ :

$m = 19.2$, $\rho_g = \frac{7150}{197350} = 0.0243$ → حدود ۲٪ فولاد در مقطع کرنش بالایی است.

$e_b = 248\,mm$

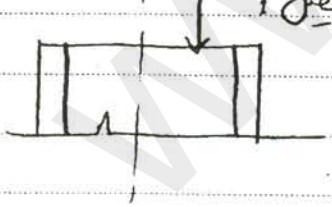
روش ۲ : روش مقطع معادل مستطیلی

$b = 491$, $0.85D = 500$, $\frac{2}{3} D_s = 2082$, $\frac{A_{st}}{2} = 3075$

از رابطه‌ی تقریبی ۱ سیمی e_b مقطع مستطیلی استفاده می‌کنیم.

$$e_b = (0.12 + 0.77 \rho_g m) h = (0.12 + 0.77 \times 0.0243 \times 19.2) \times 500 = 267\,mm$$

ناصیه‌ی کنترل فشار، $(e < e_b)$: برای مقطع مستطیل



یک مقطع مستطیلی در نظر می‌گیریم

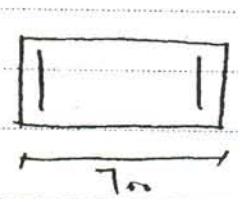
فولاد در کشش تسلیم نمی‌شود حتی ممکن است کل مقطع فشاری باشد

برون محوری

توزیع کرنش را فرض می‌کنیم، e داده شده است.

مثال ۱ صـ ۳۶۹

مقطع صـ ۳۶۵



$f_y = 350$, $f_c' = 30$, $6\,\phi 26$

$e = 200\,mm$ و اگر $e = 248\,mm$ باشد مقاومت را حساب کنید

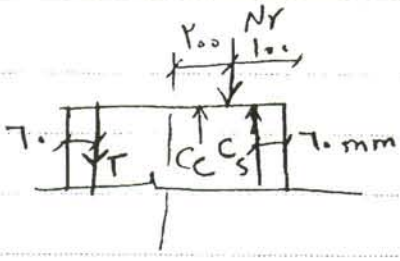
PAPER

در حدود ۵۰ درصد ظرفیت خمشی هست

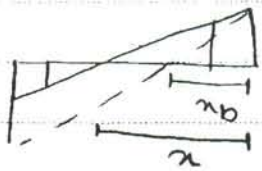
۵۰

www.ttnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )



$e < e_b \Rightarrow x > x_b$ *



کرنش آرماتورهای کششی است پس حدس در حالت بالانس تسلیم بوده و الآن نیز تسلیم شده است. ~~تنش اصلاح شده~~ به دست آورده بودیم $\varepsilon_y < \varepsilon_s$

$$C_s = A'_s(\phi_s f_y - 0.85\phi_c f_c) = 685\ kN$$

$$C_c = 0.85\phi_c f_c b(0.85x) = 3.47x\ kN$$

$$T = A_s f_s^* =$$

کرنش فولاد کششی را از مثلث متشابه حساب می‌کنیم.

$$\left(\frac{650-x}{x} \times 0.003\right) = \varepsilon_s \quad (d)$$

$$T = 1593 \times \left(\frac{650-x}{x} \times 0.003\right) \times 200 \times 10^3 \times 10^{-3}\ (kN) =$$

$$\frac{617132 - 950x}{x}$$

حدود N_r و x است برای حذف یکی از مجهولات نیروها را بر حسب x بدست می‌آوریم. اعمال N_r می‌کنیم تا N_r وارد معادله نشود. صفحه ۳۷۰ یک معادله درجه ۴ بدست می‌آید.

$$x^4 - 225x^3 + 2725.7x - 15399.4 = 0 \Rightarrow$$

$$x = 431.21\ mm < x_b \checkmark$$

$$C_c = 1496\ kN \quad , \quad T = 242\ kN$$

$$\Rightarrow N_r = C_s + C_c - T = 1712\ kN > N_{rb} = 1236\ kN$$

(زیاد در ناحیه‌ی کنترل فشار (بالای نقطه‌ی بالانس) هستیم.

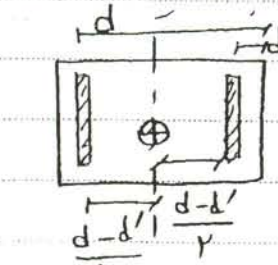
$$M_r = N_r e = 342.4\ kN.m$$

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

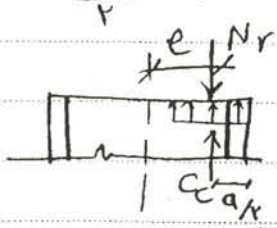
رابطه‌ی موتی - مقاطع مستطیلی با ناحیه‌ی کنترل فشار

حل ۳۷ مقطعی با فولاد نامتقارن داریم ← مرکز پلاستیک دو سطح را در فاصله‌ی $\frac{d-d'}{2}$ از هم قرار داده



لنگر نیروها را نسبت به محل فولاد کششی می‌گیریم

نقطه‌ای که برای می‌سیم انتخاب می‌کنیم نقطه‌ای است که عامل مشکل ساز است (محل آرماتور دورتر از ناحیه‌ی فشاری) چون این نیرو باعث به وجود آمدن لنگر می‌شود.



$$Nr\left(e+\frac{d-d'}{2}\right)=Cc\left(d-\frac{a}{2}\right)+Cs\left(d-d'\right)$$

f_y	$a_b/d=\frac{0.85\times b}{d}$	a ← عمق بلوک فشاری
۲۲۰	۰٫۶۵	$\Rightarrow f_c \le 30\ MPa$
۳۰۰	۰٫۶۰	
۴۰۰	۰٫۵۴ ← $a=a_b$	

برای ناحیه‌ی کنترل فشار یک رابطه‌ی ساده شده به دست آوریم.

با برابر فرض کردن $a=0.85kd$ ← فرض ①

$$Cc=0.85\phi_c f_c b a=0.425\, bd\phi_c f_c$$

لنگر این نیروها را حساب می‌کنیم [× $(d-a/2)$]

$$Cc\left(d-\frac{a}{2}\right)=\frac{1}{\mu}\phi_c f_c b d^2 \quad (\text{با } a=0.85kd)$$

بنابراین دیگر مجهولی نداریم (✗)

فرض دیگر این است که فولاد فشاری تسلیم شده است ② که فرض درستی است زیرا در حالت بالانس با توجه به متقارن بودن مقطع تسلیم می‌شود. ← در این حالت کرنش بیشتر است.

PAPCO

www.itnari.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

As : نصف فولاد موجود در مقطع ص ۳۷۲

$C_s = A_s f_{yd}$

$\Phi_c f_c$ ← f_{cd} ، A_{st} نصف

$$N_r = \frac{f_{cd}\, b h}{\frac{\Phi_c h e}{d^2} + \frac{3(d-d')h}{2d^2}} + \frac{A_s f_{yd}}{\frac{e}{d-d'} + \frac{1}{2}}$$

رابطه‌ی بتنی

$\frac{1}{0.85} = 1.18$ ← با قرار دادن این در رابطه‌ی بتنی

$e = 0$ ، $N_{r0} = 0.85\, \Phi_c f_c\, bh + 2\Phi_s f_y A_s$

چون a را یک عدد تقریبی قرار دادیم این منحنی‌ها با هم متفاوت

هستند ولی در این رابطه نقطه‌ی

$e = 0$ ، $N_r = N_{r0}$

را قرار می‌دهیم تا در دو منحنی این نقاط با هم منطبق شوند. + هر کدام از این نقاط عبور کند.

k_c

$$N_{r0} = 0.85 f_{cd}\, bh + 2 f_{yd} A_s$$

(مقطع مستطیلی دهانه‌ی طولی)

زمانی که از این رابطه استفاده می‌کنیم باید دقت کنیم که به دلیل برون محوری

نمی‌توانیم از $0.8 N_{r0}$ بالاتر برویم.

$$N_r < 0.8 A_g \left[0.85 \Phi_c f_c + \rho_g (\Phi_s f_y - 0.85 \Phi_c f_c)\right]$$

ص ۳۷۲ باین صفحه

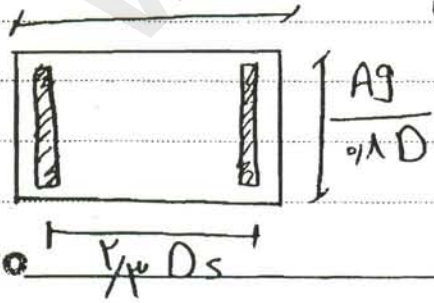
برای مثالی که حل کردیم $N_r = 1709\ kN$ از رابطه $< N_{rmax}$

c.f. $1712\ kN$ قبلاً

{ دقت خوب و خطایش قابل قبول است }

رابطه‌ی بتنی - ناصیه‌ی کنترل شده برای مقاطع دایره‌ای ص ۳۷۳

مقطع مستطیلی معادل



PAPCO

Subject:
Year: Month: Date: ( )

$h = 0.8D$

$d - d' = \frac{2}{3} D_s$

با جایگذاری در رابطه ی به دست آمده و ضرب صورت و مخرج در ۴ به رابطه ی مربوط به دایره می رسیم

۱- مساحت مقطع

$A_s \rightarrow A_{st}$ ← کل فولاد موجود در مقطع دایره ای

↓ نصف میلگرد

$$N_r = \frac{A_g f_{cd}}{\frac{9.6De}{(0.8D+0.67D_s)^2} + 1.18} + \frac{A_{st} f_{yd}}{\frac{3e}{D_s} + 1.00}$$

مثال صفحه ۳۷۴

$e = 120\,mm < e_b = 238\,mm$

کنترل (بعد دست) ← 1967350

$\Rightarrow N_r = 2284\,kN$ باید $< 0.8 N_{r0}$ با جایگذاری در رابطه

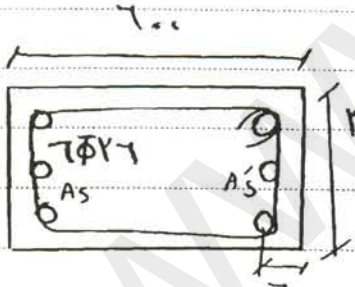
$(N_r)_{max} = 0.8 N_{r0} = 3017\,kN$ $(e > e_b)$

ناصیحی کنترل کنش ۱ ← تقابل راجب x می‌نویسیم و بینیاز، یک ناصیحی کنترل می‌گیریم.

در ناصیحی کنترل کنش آزمایشگاهی سلیم می‌شود در سیم درجه‌ی معادله کنش می‌یابد

چون تنش این فولاد معلوم است

مثال ۷ صفحه ۳۷۵



مثال ۱: مقطع مستطیلی:

برون محوری را برون محوری لنگر معادل کنترل می‌کنیم

$e > e_b$ کنترل مقاومت

$e = 500\,mm > e_b = 238\,mm$

$f_c = 20$ ، $f_y = 350$

$T = 274\,kN$

$C_c = 3.47x\,kN$ ← مجهول (با بلوک)

نیروی فشاری بتن

نیروی فولاد فشاری وقتی $x > x_b$ کمتر است فولاد جاری می‌شود یا فرض می‌کنیم فولاد جاری می‌شود و بعد فرض را کنترل می‌کنیم

$C_s = A_s(f_y - 0.85 f_{cd}) =$

$458\,kN$

PaPCO

۵۲

www.tinar.ir

Subject:
Year: Month: Date:

$N_r = ۳,۴۷x - 17$ ← مربوط به بتن ; $۴۵۸ - ۴۷۴$

$N_r\left(e + \frac{d-d'}{۲}\right) = C_c\left(d - \frac{\alpha}{۲}\right) + C_s(d-d')$; $۳,۴۷x$; $۰,۴۲۵x$

* نسبت به فولاد کششی لنگر می‌گیریم.

* معادله‌ی درجه ۲ x چون فولاد کششی جاری است.

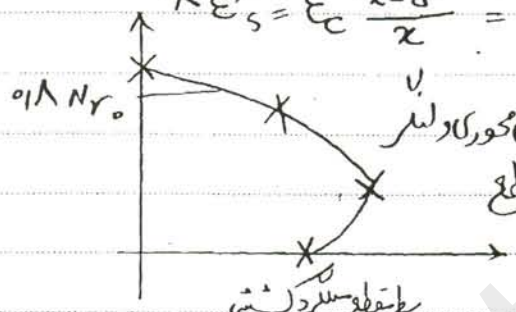
(با مساوی قرار دادن مقطع و انطباق مرکز پلاستیک با مرکز سطح) ص ۳۷۶

$x = ۲۲۶ mm$

$C_c = ۷۸۴$

$\varepsilon'_s = ۰,۰۰۲۲ > \varepsilon_y = \frac{\phi_s f_y}{۲۱۰۰۰۰ E_s} = ۰,۰۰۱۴۹$ ✓ کنترل فرض جاری شدن فولاد فشاری

* $\varepsilon'_s = \varepsilon_c \frac{x-d'}{x} = ۰,۰۰۳\left(\frac{۲۲۶-۶۰}{۲۲۶}\right) = ۰,۰۰۲$



$M^*_{r_0} = \phi_s f_y A_s (d-d')$ ← رابطه‌ی تقریبی

$= ۲۲۷ kN.m$

به طور دقیق نیز قابل محاسبه است

مقطع مستطیلی در حالت کنترل کشش - رابطه ویتنی :

رابطه جواب معادله‌ی درجه ۲ است.

فرضیات : جاری شدن فولاد فشاری.

۱) معادله‌ی تعادل نیرو: $N_r = ۰,۸۵ f_{cd} ba + A'_s f_{yd} - A_s f_{yd}$ ← دو مجهول داریم : a برحسب N_r قابل محاسبه است ⇒

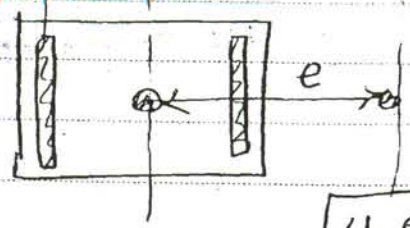
۲) معادله‌ی تعادل لنگر نسبت به تراز فولاد کششی: $N_r e' = ۰,۸۵ f_{cd} ba(d - ۰,۴۵a) + A'_s f_{yd}(d-d')$

www.tiran.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

e' برون محوری سنت ـ فولاد کششی



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

برای فولاد نیز اری متقارن $\rho = \frac{(A_s)}{bd}$ ، $\frac{A'_s}{bd}$ ← نصف A_{st}

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

سنت فولاد موجود

$\rho = \frac{A_s}{bd}$

$m = \frac{0.85 f_y}{0.85 \phi f_c}$ ← 0.7

$e' = e + d - h/2$

برون محوری سنت فولاد کششی

$e = 500\,mm$ $\quad e' = 500 + (540 - 300) = 740$ ← 240 ← 300 ← 540

برون محوری موجود

$N_r = 771\,kN$ $\Rightarrow$ را a ل

تعادلی دقیق است زیرا a را تعادلی در نظر گرفتیم.

$A_s = \rho bd$, $A'_s = \rho' bd$

تعادلی الف ـ ۲۴ ـ ۸ برای حالتی که فولادگذاری متقارن نیست ✱ ص ۳۷۸

✱ ب ـ ۲۴ ـ ۸ $\Leftarrow \rho' = 0$

فولادگذاری نامتقارن ↓ ← ص ۳۷۷

بدون فولادگذاری

رابطه پایین صفحه ۳۷۸

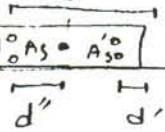
۲ برای مقاطع مستطیلی با برون محوری متعادل با فولادگذاری نامتقارن

$$e_b = \frac{\rho' m (d - d') + 0.18 d}{(\rho - \rho') m + 0.17}$$

$$e_b = \frac{0.85 f_{cd}(ab)(d - d'' - 0.15a) + A'_s f_{yd}(d - d' - d'') + A_s f_{yd} d''}{(0.85 f_{cd}\, ab + A'_s f_{yd} - A_s f_{yd})}$$

← N_r

لنگر نیروهای داخلی نسبت به مرکز پلاستیک

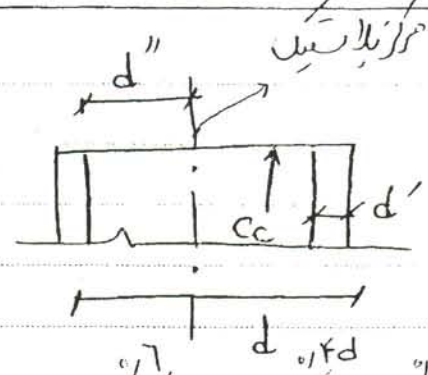


PARCO

۵۲

Subject :
Year . Month . Date .

d'' : فاصله‌ی آرماتورهای کششی تا مرکز پلاستیک



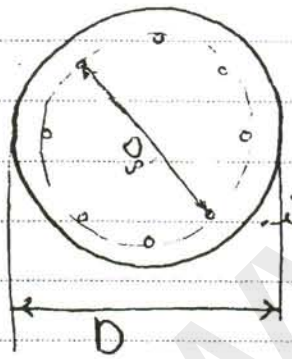
$$e_b = \frac{\frac{a_b}{d}(d - d'' - 0.5a_b) - \rho' m(d - d' - d'') + \rho m d''}{(\rho' - \rho)m + \frac{a_b}{d}}$$

مرض ← $\frac{a_b}{d} = 0.6$ ، $d'' \simeq 0.4d$ ⇐ $e_b = \frac{\rho' m(d-d') + 0.18d}{(\rho'-\rho)m + 0.6}$

مثال ۸.۱ کتاب : از این رابطه $e_b = 234mm$ که جواب نهایی است

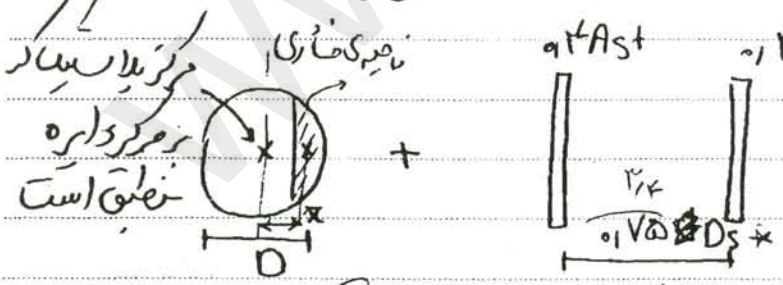
قبلاً $e_b = 238mm$ c.f.

رابطه‌ی وینتر - برای مقطع دایره‌ای ناحیه‌ی کنترل کششی :
توزیع آرماتورها به صورت یکنواخت صورت می‌گیرد.



سطح مقطع کل آرماتورها A_{st} قطر D_s از مرکز آرماتورهای طولی عبور می‌کند.

برای ناحیه‌ی کنترل کشش یک ساده‌سازی انجام می‌دهیم یعنی مقطع را به یک مقطع تهی به قطر D و دو دوله‌ی فولاد که هرکدام $0.4A_{st}$ را به خود اختصاص می‌دهند

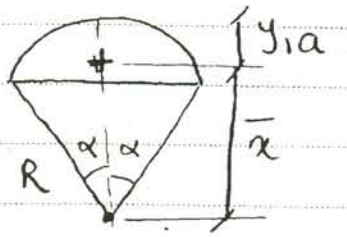


با ترکیب این دو نقاط کنترل کشش را به خوبی می‌توان بدست آورد.

Subject:
Year. Month. Date.

برای محاسبه‌ی تعادل لنگر پتانسیل مرکز سطح (مرکز پلاستیک) باید مرکز سطح مقطع فلزی را پیدا کنیم.

$\bar{x}$: فاصله‌ی مرکز مقطع تا مرکز سطح بلوک فلزی



روابط هندسی ساده: قطاعی از دایره داریم؛

$\bar{x}$ و مساحت سطح بلوک فلزی را محاسبه می‌کنیم: A

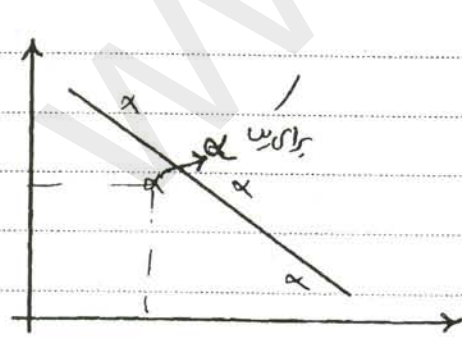
$$A = R^2(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha) \quad \alpha \text{ برحسب رادیان}$$

$R^2\alpha$: کل مساحت ◇ کسر مساحت مثلث را از آن کم می‌کنیم

با می‌سپری لنگر استاتیک مرکز سطح مقطع را به دست می‌آوریم

$$y_{1a} = R\left[1 - \frac{2\sin^3\alpha}{3(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha)}\right]$$

$$\bar{x} = R - y_{1a} = R\,\frac{2\sin^3\alpha}{3(\alpha - \sin\alpha\cos\alpha)} = R^3\,\frac{2\sin^3\alpha}{3A}$$



$\frac{\bar{x}}{D}$ و $\frac{\bar{x}}{R}$ تابعی از α است.

$\frac{A}{D^2}$ نیز تابعی از α است

برازای αهای مختلف $\frac{A}{D^2}$، $\frac{\bar{x}}{D}$ را می‌سپری می‌کنیم و خط منحنی را از آن برازش می‌دهیم.

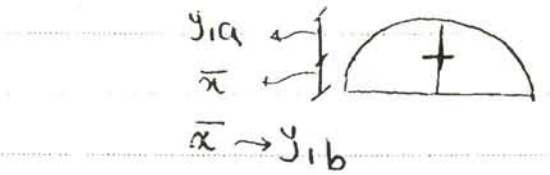
P4PCO

www.tinari.ir

Subject:
Year. Month. Date.

$$\bar{x} = 0{,}211\,D + 0{,}293\left(0{,}785D - \frac{2A}{D}\right) \quad (1)$$

اگر $\alpha = 90^\circ$ نیم‌دایره‌ی کامل :



$$\alpha = \frac{\pi}{2} \Rightarrow y_{1a} = \checkmark \Rightarrow \bar{x} = y_{1b} = 0{,}42441R = 0{,}2122\,D$$

در این حالت $A = \frac{\pi D^2}{8}$ ⇐ از رابطه‌ی (1)

$\bar{x} = 0{,}21\,D$ با دقت دو رقم اعشار

در ناحیه‌ی کنترل کشش فولاد کششی تسلیم می‌شود فرض می‌کنیم فولاد فشاری هم تسلیم می‌شود

حالت لنگر خالص :

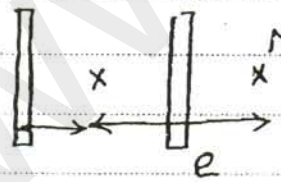
* معادله‌ی تعادل نیرو در نوک کششی و فشاری فولاد اتر کلید پذیر را ضمنی می‌کنند.

$$N_r = 0{,}85\,\phi_c f_c A \quad *$$

$$A = \frac{N_r}{0{,}85\,f_{cd}} \quad *$$

مساحت بلوک فشاری برحسب N_r

$$\Rightarrow \bar{x} = 0{,}211D + 0{,}293\left(0{,}785D - \frac{2N_r}{0{,}85\,D f_{cd}}\right) \quad * \quad (2)$$



نسبت به محل فولاد کششی لنگر می‌گیریم

لنگر نیروهای خارجی نسبت به فولاد کششی

تعادل لنگر :

$$N_r(e + 0{,}375\,D_s) = N_r\left(\bar{x} + 0{,}375\,D_s\right) + 0{,}4\,A_{st} \times 0{,}75\,D_s\,f_{yd} \quad (3)$$

لنگر نیروی بتن با خروجی برابر است

با فرض جاری شدن آرماتورها بازوی لنگر

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

x را از ② در معادله‌ی ③ قرار می‌دهیم به یک معادله‌ی درجه ۲ برحسب N_r می‌رسیم.
پس از حل این معادله:

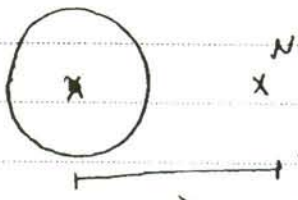
$$N_r = 0.85 f_{cd} D^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0.85e}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e}{D} - 0.38\right) \right]^*$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}^*, \quad m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} \quad \text{نسبت مقاومت مصالح} \quad \phi_s f_y \text{ و } \phi_c f_c$$

مثال: شکل ۱-۸ صفحه ۳۶۹

$D_s = 377.5\,mm$ و $D = 500\,mm$ $10\phi 28$

$e = 500$



برای این برون محوری نیروی قابل تحمل مقطع را می‌خواهیم.

$f_c = 30\,MPa$ و $f_y = 350\,MPa$

اوّل باید ببینیم نقطه‌ی مورد نظر در ناحیه‌ی کدام است با مقایسه با e_b:

$e > e_b = 238\,mm$ ⇒ در ناحیه‌ی کنترل کشش

مقدار e_b به دست آورده‌ایم

برای کم کردن خطا تا ۴ رقم اعشار را در نظر می‌گیریم.

$\rho_g = 0.0313$ ← ۳٪

$m = 19.4$

با قرار دادن در رابطه‌ی N_r (بالای صفحه)

$N_r = 735\,kN$

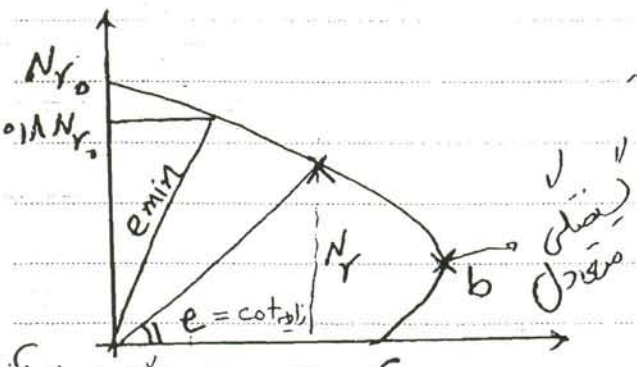
* برای کنترل جاری شدن فولادها باید محل تارخنثی را حساب کنیم که کار سختی است. من از این با توجه به تقریبی بودن رابطه این کنترل را نمی‌کنم.)

P4PCO

Year Month Date

از منحنی تداخلی نیروی محوری و لنگر خمشی برای طراحی استفاده می‌کنیم که راحت‌ترین کار است.

وکنترل



لیمیت متعادل

هرچه زاویه بزرگتر ← cot زاویه کوچک است ← برون محوری کمتر که ایده‌آل است

$$e = \frac{M_r}{N_r}$$

مقاومت فولاد را برای رسم این منحنی می‌خواهیم که در طراحی مجهول است پس باید در ابتدا آن را فرض دانسته باشیم.

برون محوری کاملاً صفر نداریم ~~N_{r0}~~

بنابراین از $0.1 N_{r0}$ بالاتر نمی‌رویم

متوقع داخل نمودار را می‌توانید تحمل کند.

برای نقطه‌ی بالایی e_b برای هر نقطه یک برون محوری قابل می‌باشد است

$e > e_b$ ← کنترل کشش $e < e_b$ ← کنترل فشار

c_b ناحیه‌ی کنترل کشش:

دقت با اضافه است.

$$\varepsilon_s = \frac{\phi_s f_y}{E_s} \quad *$$

* لیمیت کرمها با جاری شدن فولاد کشش اتفاق نمی‌افتد بلکه ملاک لیمیت رسیدن بتن به کرنش ۰.۰۰۳ است.

یک راه برای بدست آوردن نقاط مختلف منحنی متعادلی این است که به x عدد بدهیم و با معادلات تعادل محوری و خمشی مختصات یک نقطه از منحنی متعادلی را بدست بیاوریم.

مثال ۳-۸ ، ص ۳۶۹,۳۷۰ ص ۳۷ یک معادله‌ی درجه ۳ به دست می‌آید.

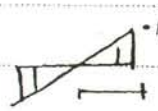
$x = 424\ mm$

به جای حل معادله و به دست آوردن x می‌توان x را مثلاً ۴۲۴ فرض کرد و کرنش

www.tuner.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

(با توجه به کرنش بتن ۰/۰۰۳) در نقاط مختلف می‌توان کرنش را محاسبه کرد.



$\Rightarrow \varepsilon_s = \checkmark$

فولاد جاری می‌شود. $T = A_s f_s$ ←

$$1594 \times \underbrace{174 \times 10^{-3}}_{E_s \varepsilon_s} = 262\ kN$$

فولاد فشاری جاری نشده و تنش آن اصلاح شده است.

$C_s = 458\ kN$

$C_c = 1470\ kN$

$\Rightarrow N_r = 1470 + 458 - 262 =$ با نوشتن معادله‌ی تعادل نیرو

$1777\ kN$

با توجه به فولادگذاری متقارن مشابه فولاد کششی نیروی فشاری برابر N_r است.

$$N_r\left(e + \frac{d - d'}{2}\right) = C_c\left(d - \frac{0.85x}{2}\right) + C_s(d - d')$$

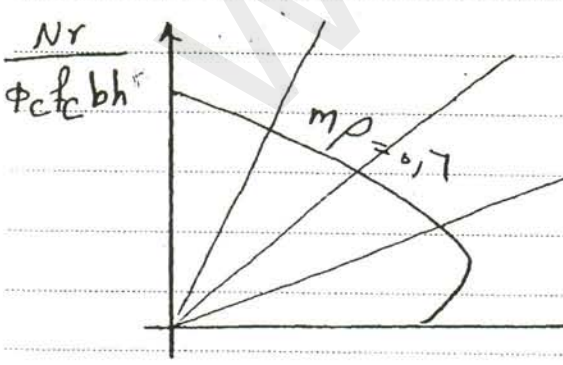
متقارن ★

$\Rightarrow e = 204\ mm$

در این مرحله‌ی طراحی دو پارامتر معلوم است.

$M = Ne = 349\ kN.m$

با داشتن میزان فولاد منحنی تداخلی قابل رسم است



صد ضدیدنه از منحنی تداخلی

برای نیروی داده شده و

h به صفحه عمود بر کاغذ

به مقاومت در برابر خمش

PAPCO

۵۶

www.tiran.ir

۵۹

Subject:

Year. Month. Date.

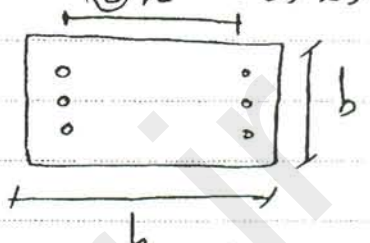
$m = \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c}$ $\quad \rho = \frac{A_{st}}{A_g}$ ← کل فولاد موجود در مقطع / ← کل مقطع

برای ρ و m های مختلف منحنی رسم شده با توجه به اینکه برای مقدار فولادگذاری متفاوت ρ متفاوت است.

مرکز به مرکز $= \gamma h$

فولادگذاری متقارن ← مرکز ثقل آن بر مرکز سطح مقطع است.

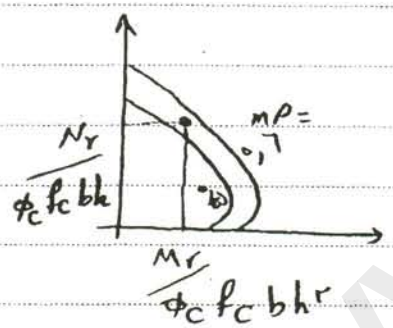
$\gamma = 0.9$ در این دیاگرام



۱) بتن و لنگر داده شده است.

بتن دو بعدی محوری

۲) برای مقطع ابعادی فرض می‌کنیم. b و h



$\Rightarrow$ $m\rho = \frac{1}{0.56}$ $\Rightarrow$ فولاد مورد نیاز به دست می‌آید

با درون یابی بین دو نمودار

و یا با خط کش:

باید $\rho < 4\%$ باشد.

$\rho = 5\%$ ← مقطع کوچک است. ابعاد مقطع بین ارقام ۳۰۰ است مثلاً 350×350 یا 400×400 ← طراح یک لنگر بیشتر بزرگی محوری خیلی زیاد باشد ← از مقطع مستطیلی استفاده می‌شود

$\rho = 4\%$ ← مد نظر ← بنابراین ابعاد مقطع هم صحیح می‌شود. مثلاً 350×300 تا 400×400

خطوط شعاعی نسبت $\frac{e}{h}$ (با توجه به زاویه مشخص) را به ما نشان می‌دهند.

* در نمودهای N و e را داریم مقدار فولادگذاری را می‌خواهیم از N به e مربوط وصل می‌کنیم و $m\rho$ به دست می‌آید. (ص ۳۸۵)

PAPCO

www.tutorial.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۱۰ ستون‌های محوری خاص

برای ستون‌هایی که تحت نیروی دو محوره هستند ← فولاد متقارن در دو وجه
در اینجا مزایای اطمینان مقاومت آمده است.

برای مقطع دایره‌ای ← $\frac{N_r}{\phi_c f_{cD}^2}$ ، $\frac{M_r}{\phi_c f_{cD}^3}$ ص ۳۸۹،۳۹۰

* باید توجه داشت که از $0.8 N_{r0}$ ، e کمتر نشود ← e_{min} ارجحیت دهیم.

f_c و f_y های متفاوت منحنی تداخلی متفاوتی دارند.

دفترچه‌های کتاب مقادیری تقریبی وجود دارد زیرا در سری نیروهای محاسبه‌ی عمق بلوک فشاری $\beta_1 x$ است و β_1 به f_c بستگی دارد ولی این تقریب قابل صرف‌نظر است.

مثال: می‌خواهیم ستون تسلیح را طراحی کنیم.

$N_d = 1450\ kN$ نیروی محوری بار مرده

$N_L = 1760\ kN$ ، $l_u = 2.70$ ، $f_c = 28\ MPa$ (4000 psi) ، $f_y = 420\ MPa$ (60000 psi) نیروی محوری بار زنده

مقطع ۴۵۰×۴۵۰ را انتخاب کردیم، * چون قطر نیروی محوری داشتیم از نمودار استفاده کردیم.

بارها را در ضرایب بار ضرب می‌کنیم ← برای حالت نهایی.

$N_u = 1.25 N_d + 1.5 N_L = 3102.5$

کنترل کوتاه یا لاغر بودن ستون.

چون ستون مهاربندی است $k = 1$ ← ضریب ارتفاع مؤثر (مقطع مربعی)

* $r = 0.3 \times$ بعد مقطع

← نگران نداریم و فقط بار محوری است.

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{1 \times 2700}{0.3 \times 450} = 19.26 < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

که سمت بالا و پایین مقطع $M_1 < M_2$

چون 19.26 خیلی کمتر از 34 ← ستون کوتاه

ص ۳۹۱

PaPCO

Subject:
Year. Month. Date.

چون کل مقطع مدنظر زلزله است A_g

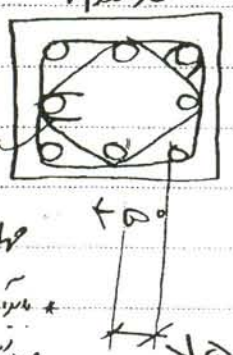
$$N_{rmax} = \frac{0.18}{3}\left[0.85\phi_c f_c A_g + A_{st}(\phi_s f_y - 0.85\phi_c f_c)\right]$$

چون میله‌ها را بدون کمی داریم

فقط

$\rightarrow A_{st} = 2875\ mm^2$ چون موقع کمی است می‌توان آرماتورها را

دور تا دور مقطع قرار داد. $\leftarrow$ تا A_{st} به دست آمده حداقل $\leftarrow$ قطر میلگرد



باید خاموت‌ها کاملا مهارشوند.

* باید روی میله‌ها وصل باشد

با خم‌های کمتر

$8\phi 22 = 3040\ mm^2$

$\rho = 1.5\%$ $\leftarrow$ از 4% فاصله دارد $\Rightarrow$ ✓

* باید حداقل 1 یا 2 درصد باشد.

> 450 $\Rightarrow$ * از خاموت دورپیچ استفاده می‌کنیم

به دلیل بودن ابعاد مقطع هم استفاده می‌کنیم.

* باید حداقل $\frac{1}{3}$ دو انتهای ستون مهار شود

قطر خاموت نباید از $\frac{1}{3}\phi 22$ کمتر باشد زیرا باید قادر باشد آرماتور طولی را مهار کند. $\phi 10$

قطر آرماتور طولی *

گام خاموت گذاری نیز تابع طولی است. آرماتور

$$S = \text{Min}\begin{cases} 16 \times 22 \\ 48 \times 10 \\ 450 \rightarrow \text{بعد مقطع} \\ 300 \end{cases} \Rightarrow S = 300\ mm$$

قطر خاموت

اگر فولاد پرتی نیاز داشت حداکثر فاصله را کم می‌کنیم، به خاموت مهاری

مثال صفحه ۳۹۳

$N_d = 90\ kN,\ N_l = 78\ kN,\ M_d = 125\ kNm,\ M_l = 97\ kN.m$

$N_u = 214.5\ kN,\ M_u = 310.75\ kN.m$ بارهای ضریب را حساب می‌کنیم.

$f_c = 35\ MPa,\ f_y = 420\ MPa$ ارتفاع از کف تا کف ستون، $l_u = 3600$

$k = 1$ سد درجا احتیاط برای ستون مهار شده 450×450 مقطع

میلگرد فولاد مورد نیاز را می‌خواهیم.

PAPCO

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$\frac{M}{\phi f_c b h^2} = 0.158$ و $\frac{N}{\phi f_c b h} = 0.050$ ، $\gamma = \frac{450 - 2(60)}{450} = 0.73$

با درنظر گرفتن قطر خاموت ۱۰ میلیمتر γ را برابر ۰.۷۳ بدست می‌آوریم.

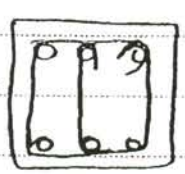
$\gamma = 0.7$ قرارداده و می‌توان بین ۰.۷ و ۰.۸ درون‌یابی کرد ولی با دقت خوبی ۰.۷ قرارداده

$m\rho = 0.45 \rightarrow \gamma = 0.7$ و $\gamma = 0.8$ درون‌یابی کنید

$m = 20$ و $\rho = 0.0225 \rightarrow$ *استفاده شده است چون ضریب کاهش است

از جدول بالای صفحه ۳۹۴ ← از آرماتورهای

از جدول بالای صفحه ۳۸۶ استفاده کردیم که این نوع چیدن آرماتورها را داده.



۶ ϕ ۳۲

دو طرف

$A_s = 0.45 \times 0.0225 \times 450^2 = 2278 mm^2$

$3\phi 32 = 2412 mm$

بخاطر دور گیر نیاز داریم و برای مهار کردن آرماتورهای وسط چون فاصله‌ی آزاد آرماتورها > ۱۵۰ است از سنجاقی استفاده می‌کنیم.

Min
- 16×32
- $48 \times 10 \rightarrow \phi 10 - 300$
- 450
- 300

پوشش مورد نیاز تابع شرایط محیطی است زمین می‌گیرد ستون داخل ساختمان است یعنی شرایط ملایم پس پوشش 35mm است.

$\gamma = \frac{450 - 120}{450}$ ، $\gamma = 122$

2×35
2×10
32
122

تقریب خوبی است.

$\frac{M_1}{M_2} < 0.5$ و $\frac{M_1}{M_2}$ از ۰.۴ کمتر است ← انحنا مضاعف

$k l_u < 34$ ✓

مثال ۸-۱۱

$N_D = 1590$, $N_L = 1090$ kN $h = 700$, $b = 350$

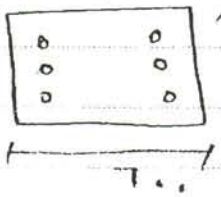
$M_D = 1281.5$, $M_L = 110.7$ kN.m $f_c = 35$ N/mm²

تنگ بسته $f_y = 420$ N/mm²

www.tinar.ir

Subject:

Year. Month. Date.



$N_u = 4622.5\ kN$ → $\begin{cases} \xi: 0.185 \\ \rho: 0.128 \end{cases}$ (روی نمودار)

$M_u = 439\ kN.m$

$\gamma = \frac{600-120}{600} = 0.8$

در ناحیه‌ی کنترل‌شده هستیم. (به دلیل نیروی محوری کم باید توجه کرده باشیم)

$\gamma = 0.8 \leftarrow$ ص ۳۸۵

$\rho = 0.3V$ $\quad$ با $m = 20 \Rightarrow \rho = 0.0165 \simeq 2\%$

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

میزان فولاد در هر طرف $\frac{\rho \times A_g}{2}$ $\quad$ مشخصات مقاومتی مصالح

$2121\ mm^2 = 3\phi 30 \leftarrow$ بیشتر از مقدار مورد نیاز ص ۴۹۴

$N_{rmax} = 4139\ kN > N_u = 4622.5$ ✓

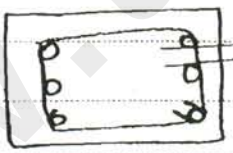
* چون در ناحیه‌ی کنترل‌شده هستیم

N_{rmax} کمتر که نیز N_u باید کمتر شده باشد.

$0.8 N_{r0} \leftarrow$ بر اساس مشخصات مقاومتی، نیروی وارد بر ستون نباید از این مقدار بیشتر شود.

$S = Min \begin{cases} = 300 \\ \text{در جهت اطمینان} \end{cases}$ $\quad$ خاموت‌گذاری: $\phi(12)$

چون بدون تنگ کم است

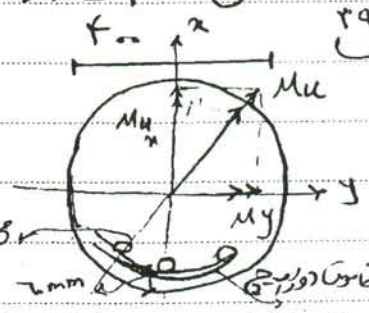


بنابراین نیازی به شاخه‌ی اضافه نداریم.

خاموت‌گذاری ϕ_{12} - ۳۰۰

مثال ۱۲-۱۸ ص ۲۹۶

	زده	×۱٫۲۵ برده
N نیروی محوری	۳۳۱	۳۶۳
M_x	۴۱٫۵	۵۱٫۴
M_y	۵۸٫۱	۷۲



$N_u = 950\ kN$

$M_{ux} = 131.5\ kN.m$

$M_{uy} = 177.2\ kN.m$

در ابتدا فرض می‌شود مقطع تحت خمش دوطرفه است و بنابراین فولادگذاری متقارن است * برای هر وضع دلخواهی

و فقط می‌توانیم برای ابتدا این دو را حساب کنیم و مقطع را تحت خمش تک محوره بدانیم.

PCO

Subject:
Year. Month Date. ( )

$Nu = 950\,kN$, $Mu = 221\,kN$

کنترل لاغری ✓ مهارنشده ✓ $k = 1$ و $lu = 3m$ ارتفاع آزاد ستون و $400\,mm$ = قطر اولیه

$\frac{klu}{r} = 30 < 34$ ↓ صدق

$f_c = 35\,MPa$, $f_y = 420\,N/mm^2$

وقتی مهارنشده است معمولاً انحنا مضاعف است و $\frac{M_1}{M_2} < 0$ و در نتیجه 34 در جهت اطمینان است.

مقطع دایره‌ای (مبنای تداخلی طراحی) ص 289,290 اول ۵ را انتخاب می‌کنیم.

مقطر کرمانتور را نیز فرض می‌کنیم. از هر طرف $60\,mm$ کم می‌کنیم ← تقریبی: از مرکز تا مرکز آرماتورها

$d' = 60\,mm$

$\gamma = \frac{400 - 2\times 60}{400} = 0.7$

برای مقاطع دایره‌ای عبارت ص 290 ← برای مقاطع دورشته‌ای مرکب

$\frac{N_2}{\phi_c f_c D^2} = 0.128$ $\quad$ $\frac{(M_2)_{221\times 10^6}}{\phi_c f_c D^3} = 0.163$ $\quad$ 950×10^3 $\quad$ 400

در نمودارهای کنترل ما رنقطه قرار می‌گیرد. حدوداً منحنی $m\rho = 0.8$

m تابع مقاومت مصالح مقطع، $m = \frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_c} = 20$ $\quad$ $\rho = 0.04$

حد max فولادگذاری بیشتر است مقطع را بزرگتر در نظر می‌گیریم.

$A_s = 0.04 \times \frac{\pi \times 400^2}{4} = 5024\,mm^2$

آرایش میلگردها را می‌خواهیم.

مثلاً ۸ آرماتور را انتخاب می‌کنیم. $8\phi 30 = 5655\,mm^2$ آرماتور طولی

↓ متقارن

از خاموت دورپیچ استفاده می‌کنیم. به روابط طراحی خاموت دورپیچ یعنی برای اینکه بتوانیم کنترل پوسته بتنی به مقاومت برسد.

APCO

Subject

Year. Month. Date. ( )

* $\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{sy}} \rightarrow = 0.0176$ *

ρ_s ← spiral ← کمربند یا بیرون خاموت دورپیچ

* بیشتر از ۴۰۰ نمی‌توان قرار داد طبق آیین نامه

فاصله خاموت دورپیچ

$D_c = 400 - 2(60 - 15 - 10) = 340$ ← پوشش ← $\frac{40}{2}$ ← $A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$

قطر متقاطع خاموت دورپیچ

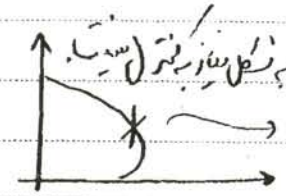
$\rho_s = \frac{4A_s}{D_c S} \rightarrow 79$ ← $\rho_s = 0.0176$ ← ϕ ← $\Rightarrow S = 55mm$

باید $25 < S < 75$

* ϕ دورپیچ $> \frac{1}{6}$ (هسته بتنی داخل دورپیچ) ← D_c

$\frac{1}{6}(340 - 20) = 53mm$

$S = 50mm$ $\phi 10$



$N_r < N_{rmax}$ ✓

$e \rightarrow cdg$

به ندرت با خمش دوطرفه سروکار داریم.

یعنی بار زلزله را جداگانه در جهات مختلف بررسی می‌کنیم ولی در مورد ستون‌های گوشه ساختمان حتماً دوطرفه وجود دارد.

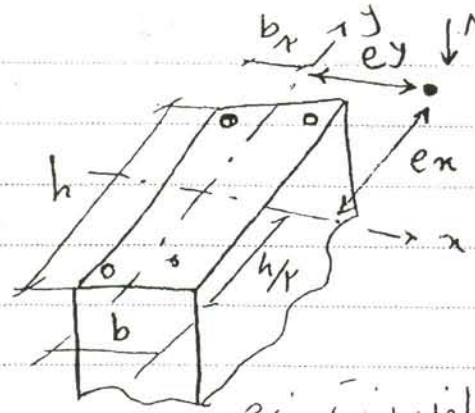
ستون‌های گوشه را کوچکتر از ستون‌های داخلی انتخاب می‌کنیم.

بار محوری ستون گوشه کمتر است و لنگر به اشکال می‌خورد.

همه فولادگذاری متقارن است پس محور y مرکز یا سنتر برکز ستون منطبق است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

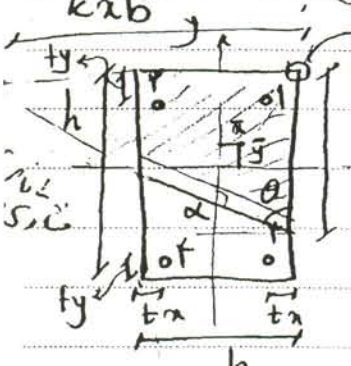
مرکز برش ← مبدأ مختصات



بدون محوری حول y و z داریم نیروی لنگر خالص

سه دسته { رفتاری ← رابطه‌ی بین تنش و کرنش
سازگاری ← تغییر شکل
تعادل ← نیرو و لنگر ← تعادل داخلی با خارجی

باید برقرار باشد.



خیس دهی خود را به صورت تابعی از مختصات x و y بیان می‌کند.

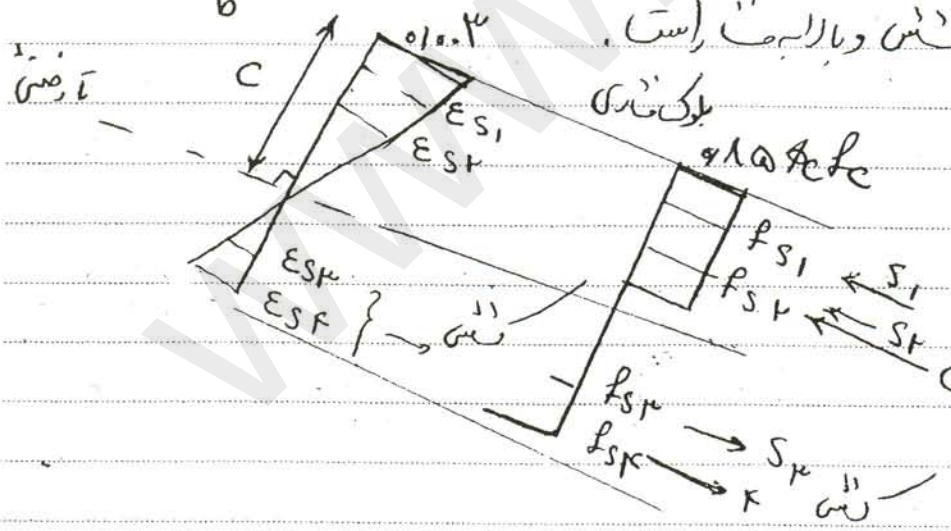
تا رضی مایل است با زاویه‌ی θ

بیشترین کرنش فشاری را در اینجا داریم که بیشترین خاصیت فشاری را در جهت x دارد.

با دو پارامتر مجهول k_x و k_y اعداد بی بعدی هستند که رأس مقابل به مقطع تعریف می‌شوند.

k_x و k_y ← اعداد بی بعدی هستند که رأس مقابل به مقطع تعریف می‌شوند.

تابع تا رضی به کشش و بالا رفت است.



مرکز سطح ← هاتچ خورده را حساب می‌کنیم

محل $\frac{x}{y}$ C_c در سیستم xy

Subject:
Year. Month. Date. ( )

معادلات تعادل ،

$$-N_{rxy} = N_{rxy} = C_c + S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

نیروی کششی − ونیروی فشاری + / $S_2, S_4 < 0$

با علامت واردمی کنیم

$$-M_{rx} = N_{rxy}\, e_x = C_c\, \bar{y} + (S_1 + S_2)\left(\frac{h}{2} - t_y\right) - (S_3 + S_4)\left(\frac{h}{2} - t_y\right)$$

فاصله تا محور x

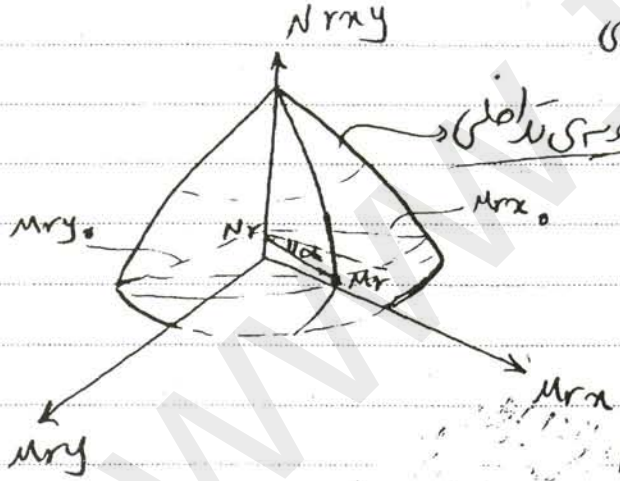
چون طرف دیگر محور است

فاصله‌ی A_x را ماتور تا لبه t_x و t_y را مشخص می‌کنیم

$$-M_{ry} = N_{xy}\, e_y = C_c \bar{x} + (S_1 + S_3)\left(\frac{b}{2} - t_x\right) - (S_2 + S_4)\left(\frac{b}{2} - t_x\right)$$

وصفحه‌ی برای تارضی پیدا می‌کنیم که نیاز به k_x و k_y دو بار امتداد بنابراین به عدد می‌دهیم و در نهایت N_{rxy} و M_{rx} و M_{ry} را به دست می‌آوریم

صفحه ۴۰ در سیستم مختصات سه بعدی



نقطه‌ای در فضا به دنبال می‌گردیم در نهایت یک رویه بدست می‌آوریم.

نقاط داخل رویه و روی رویه را می‌خواند تحمل کند.

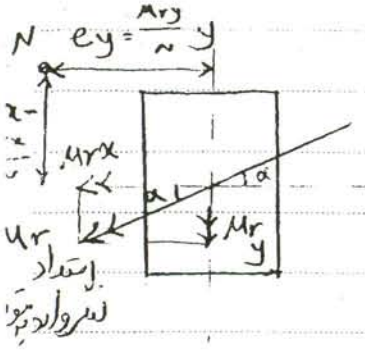
فصل مشترک رویه با صفحات تابع منفی تداخلی است. ← یک حالت خاص

زاویه‌ی α با افق ← $\alpha = 0$ لبه‌ی فقط حول محور x
$\alpha = 90$ لبه‌ی فقط حول محور y

www.tiran.ir

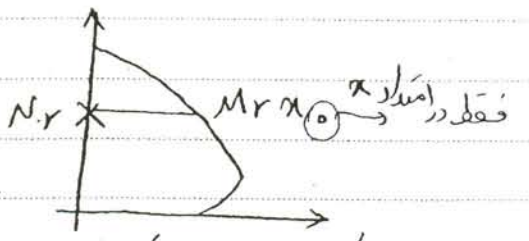
Subject:
Year. Month. Date.

بالای ص ۴۰۱ مقاطع مستطیلی ← مرکز پلاستیک مقطع



$$e_x = \frac{M_{rx}}{N}$$

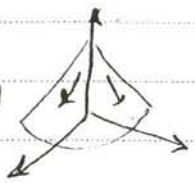
$$e_y = \frac{M_{ry}}{N}$$



ب

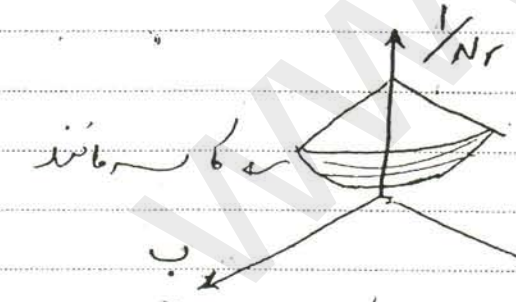
اگر $0 < \alpha < 90$ مقدار M_{ry} و M_{rx} کمتر از مقدار لنگر قابل تحمل تک محوره است که پیدا کردن مقدار آن از منحنی مشکل است.

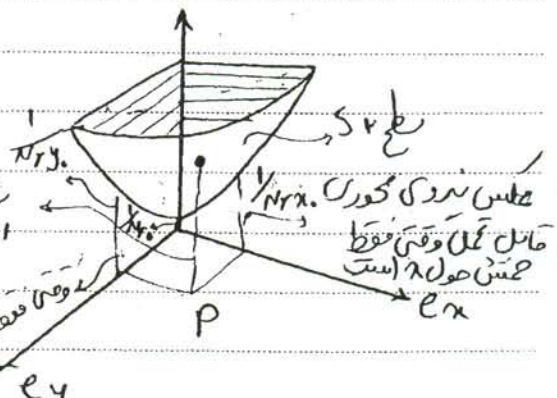
ص ۴۰۲



هر چه $e_x \uparrow$ و $e_y \uparrow$ ⇐ نیروی N پیدا می‌کند.

اگر $\frac{1}{N_r}$ را در سیم لنگر نقطه‌ای min و max می‌شود.





اگر از P خط قائمی رسم کنیم به سطح Sr می‌رسیم که باری که باعث آن شده عکس این مقدار است.

www.iran.ir

Subject :

Year . Month . Date .

* می‌توان برای بدست آوردن سومین مقدار کمکی که در حالت وقتی که e_x و e_y هر دو صفر نیستند به‌دست آورد از استفاده نمود.

به‌دست آورد $\frac{1}{N_{rx0}}$ ، $\frac{1}{N_{ry0}}$ و $\frac{1}{N_{r0}}$ استفاده می‌کنیم.

وقتی $e_x = 0$ باشد $\frac{1}{N_{rxy}} \to \frac{1}{N_{r0}}$ و $\frac{1}{N_{rxy}} \to \frac{1}{N_{ry0}}$ تبدیل می‌گردد

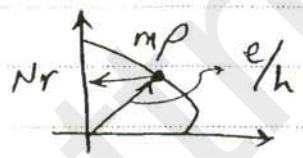
رابطه‌ی بارگر $\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}}$ * $\Rightarrow$ حداکثر 9,4 درصد خطا دارد

($e_y=0$ ، $e_x=0$)

این رابطه برای مقادیر صفری $e_x = 0$ و $e_y = 0$ بسیار دقیق است.

باید تمام مشخصات مقطع را بدانیم و N_{rx0} و N_{ry0} و N_{r0} را به‌دست آورده و از کم N_{rxy} را به‌دست آوریم. که ۲۰٪ کاهش تقریباً است سپس باید تنگر وارد در مقطع را مقایسه کنیم

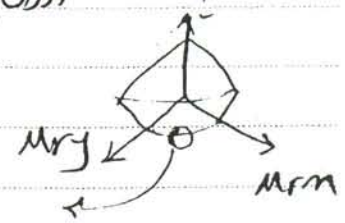
$N_u < N_{rxy}$

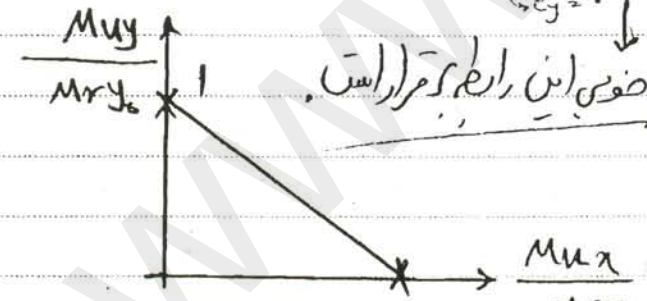


* وقتی از رابطه‌ی بارگر استفاده می‌کنیم نیروی محوری کمتر از $N_u < 0.1 \phi_c f_c b h$ باشد

از رابطه‌ی $\frac{M_{ux}}{M_{rx0}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry0}} \leq 1$ استفاده می‌کنیم.

($e_y=0$ ، $e_x=0$)





با توجه به این شکل این رابطه برقرار است.

* روش‌های متداول با این رابطه جایگزین می‌شوند و نتایج مشابه آن‌ها را می‌دهد.

$\left(\frac{M_{ux}}{M_{ux0}}\right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{uy0}}\right)^{\alpha_n} \leq 1$

تابع نیروی محوری $\alpha_n = 1,76 \frac{N}{N_{uz}} + 0,17$

نیروی مقاوم محوری $N_{uz} = 0,75 f_{cu} A_{ct} + 0,17 f_y A_{sc}$ *

Subject
Year. Month. Date. ( )

مثال ۱۳-۸ ص ۴۰۴ در ستون دهانه‌ی آزمایشگاه تونل‌سازی دور تا دور متقارن است

$M_{uy} = 85\ kN.m$ در جهت دهانه‌ی آزمایشگاه تونل‌سازی دور تا دور متقارن است

$N_u = 840\ kN$ $M_{ux} = 211\ kN.m$ بارهای وارده بر ستون مورد نظر را داریم

$\rho_{min} = \frac{7371}{300 \times 450} = 0.05$ ← مقطع شده از حداقل فولاد دارد

فولاد موجود

پس باید مقطع را بزرگ کنیم.

برای اینکه بدانیم از کدام رابطه استفاده کنیم:

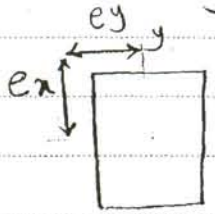
$N_u = 0.1 \phi_c f_{cb} bh = 227\ kN.$

$< N_u$

از رابطه‌ی اول استفاده می‌کنیم.

بدون خروج از مرکزیت $e_x = \frac{M_{ux}}{N_u} = 251\ mm$

$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = 101\ mm$

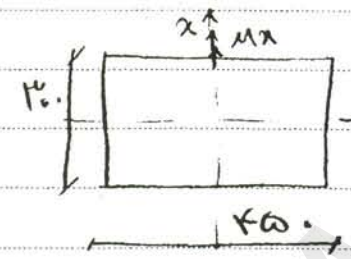


$m = 25$ $m\rho = 1.18$

برای انتخاب منحنی تداخلی $\gamma = \frac{1500 - 1200}{450} = 0.67 < 0.7$ (۲)

باستی از دو منحنی خط راست استفاده می‌کنیم.

از خود فولادگذاری متقارن استفاده می‌کنیم.



$\frac{e_x}{h} = \frac{251}{450} = 0.56$ محور خنثی

(۲) برای سرعت می‌آییم $\frac{d'}{h} = 0.7$ درنظر می‌گیریم ولی در حالت کلی باید آن را بررسی کرد.

$\frac{N_{rx}}{\phi_c f_{cb} h} = 0.5$

$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_0}$

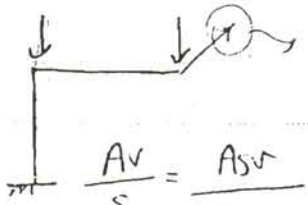
$\frac{1}{N_{rxy}} = \frac{1}{1134} + \frac{1}{1542} - \frac{1}{4111}$

$N_{rxy} < N_u$ ⇒ ابعاد مقطع را بزرگ می‌کنیم.

www.itnar.ir

Subject:
Year Month Date

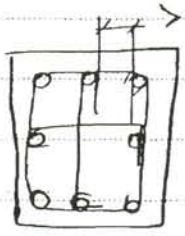
ایجاد برش و پیچش می کند.



برای برش و پیچش:

$$\frac{Av}{s} = \frac{Asv}{s} + 2\frac{At}{s}$$

* بعد از جاگذاری باید چک کنیم که روابط مربوطه

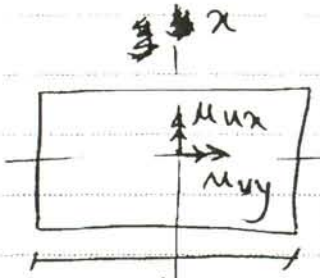


اگر >150 نیاز به سنجاقی دارد

اگر فاصله آرماتورها کمتر از $\frac{1}{3}$ فاصله آرماتورها طولی نباشد

* تبدیل خمش دوجهته به خمش یک جهته:

برای این کار باید ببینیم کدام محور برای لنگر مهم تر است.



$\frac{Mux}{h}$ ، $\frac{Muy}{b}$

مقدار مقاومت در برابر Mux

باید این دو را با هم مقایسه کنیم

اگر $\frac{Mux}{h} > \frac{Muy}{b}$ لنگر حول محور x مهم تر است.

اگر $\frac{Muy}{b} > \frac{Mux}{h}$ لنگر حول محور y مهم تر است.

حال یک لنگر معادل را محاسبه می کنیم این لنگر را حول محور x در نظر گرفته

$Mueq$ (x)

$$Mueqx = Mux + 0.3 \frac{b}{h} Muy$$

$$\frac{Mueqx}{h} = \frac{Mux}{h} + 0.3\frac{Muy}{b}$$

خروجی نرم افزار

equivalent

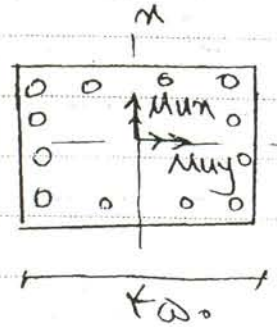
لنگر واحد نگه مربوط به y

Subject:
Year: Month: Date:

اگر حول محور y بزرگتر باشد

$$\Rightarrow M_{ueqy} = M_{uy} + 0.35\, M_{ux}\frac{b}{h}$$

مثال حلسه کی قبل، صفحه ۴۰۴



$N_u = 840\ kN$

$M_{ux} = 211\ kN.m \quad M_{uy} = 85\ kN.m$

فولادگذاری متقارن = $12\Phi 26$

بتن فولاد ۵/۰

$$\left[\frac{M_{ux}}{h} = \frac{211}{450} = 0.47\right] \geq \left[\frac{M_{uy}}{b} = \frac{85}{300} = 0.28\right]$$

چون حالت کنترل است واصدهرا انگشان می‌کنیم.

$$M_{ueqx} = M_{ux} + 0.35\, M_{uy}\frac{h}{b} = 211 + 0.35 \times 85 \times \frac{450}{300} = 281\ kN.m$$

مثل یک مقطع تحت خمش ساده محورها را بررسی می‌کنیم:

$$\begin{cases} \dfrac{M_{ueqx}}{\phi_c b h^2 f_c} = 0.275 \\ \dfrac{N_u}{\phi_c b h f_c} = 0.270 \end{cases}$$

$\gamma = 0.72$

$\Rightarrow \gamma = 0.7$ با توجه به ... از جدول استفاده می‌کنیم

که دورتا دور مقطع فولادگذاری داریم.

$m\rho = 0.95 \rightarrow \rho = 0.04$

با وجود اینکه روش تقریبی است ولی حدود ۲٪ است که باز هم نشان می‌دهد مقطع بزرگ شود تا مناسب باشد. پس اگر طراحی را براساس این روش انجام دادیم باز هم باید روش دقیق چک شود و اگر نیاز شد اصلاح کنیم. این روش دقیق است.

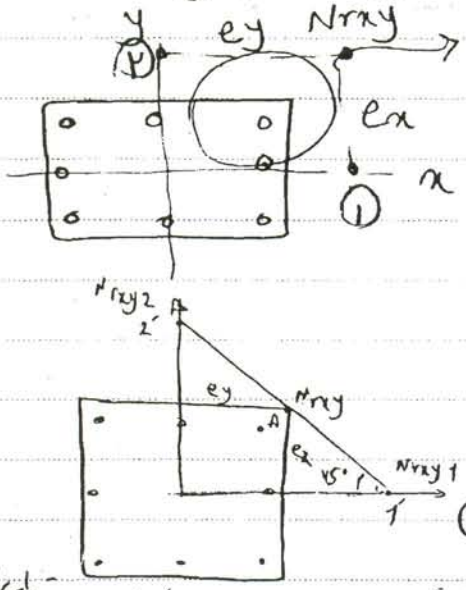
* روش‌های متنی جهت طراحی خمش دومحوره

فرض کنیم مقطعی نیروی N_{rxy} وارد می‌شود با خروج از مرکزیت e_y حول محور y و e_x حول محور x. چه توان N_{rxy} را مرکز سطح مقطع منتقل کرد و مقطع را برای نیروی N_{rxy} و e_y و e_x طراحی کرد که آن به طایف فولادگذاری می‌دهد.

Subject:
Year. Month. Date.

حال با انتقال نیروی N_{rxy} و لنگر $N_{rxy}e_x$ سطح را طراحی می‌کنیم با تولید لنگاری مقاوم و برآیند آن‌ها را با هم جمع می‌کنیم.

*ولی متوجه شدید این روش خیلی محافظه‌کارانه است زیرا در ناحیه‌ای بتن تحت فشار ناشی از M_{rx} و M_{ry} است ولی ما در طراحی از مقاومت آن دو بار استفاده کرده‌ایم.)



بنابراین برای در نظر گرفتن این موضوع بازوی لنگر را افزایش می‌دهیم و باز سطح‌ها را برای نیروی محوری و لنگر در این حالت طراحی می‌کنند سپس با فولاد گذاری متقارن

که همان انتقال N_{rxy} به سطح با بازوی e_x و e_y است

ولی به این نتیجه رسیدند که این روش خیلی محافظه‌کارانه است چون

سطح برای لنگر ضمنی از پایه شیبی طراحی شده است

بازوی لنگر ضمنی از پایه شیبی

- مقطع بدون شیب با طراحی متقارن

بنابراین در اینجا تغییراتی دادند یعنی N_{rxy2} و N_{rxy1} را در نظر گرفتند که برآیند آن‌ها برابر N_{rxy} می‌شود

همچنین برای اینکه دقت بودن یک ناصبه در هر دو حالت را در نظر بگیریم مقاومت فشاری بتن را هم بین این دو حالت تقسیم کردیم

کسری از بتن استفاده می‌شود برای تحمل

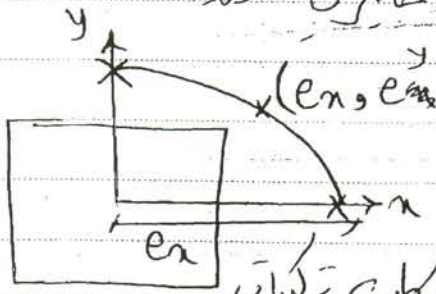
$$f_c \times \frac{N_{rxy1}}{N_{rxy}} \leftarrow$$ سهمی از مقاومت برای N_{rxy1}

(*) در مقطع A تنش‌های فشاری به هم جمع می‌شوند از این رو بازه‌تر می‌شویم

Subject :
Year . Month . Date :

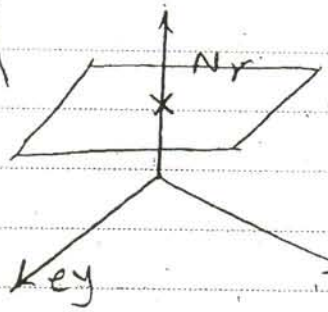
$f_c \frac{N_{r\times}\, y_2}{N_{2y}}$ ← برای $N_{r\times}\, y_2$

* ولی همه‌ی این روش‌ها با روش برسلر حایزین نشدند.



* رویه‌ی تماسی یک سطح است.

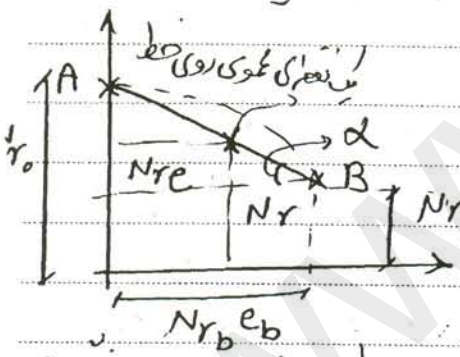
* (ما برای محوری N_r را داریم یک صفحه از آن رد می‌کنیم به یک منحنی می‌رسیم که رویه‌ی تماسی را قطع می‌کند و نشان دهنده‌ی طیفی ترکیباتی است که قطع می‌تواند تحمل کند.)



* خاصیه‌ی کنترل فاکتور منحنی تماسی:

A ← نیروی محوری حداکثر قابل تحمل توسط مقطع N_{r_0}

B ← نقطه‌ی تقاطع بالائی



در کلیه‌ی موارد بین این دو نقطه یک منحنی مدنظر داریم

حال اگر این منحنی را با خط مستقیم جایگزین کنیم در جهت اطمینان است زیرا انرژی کرنشی کمتری را به ما می‌دهد.

$$tg\alpha = \frac{N_{r_0} - N_{rb}}{N_{rb}\, e_b} = \frac{N_{r_0} - N_r}{N_{re}}$$

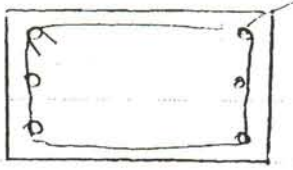
$$N_r = \frac{N_{r_0}}{1 + \left(\frac{N_{r_0}}{N_{r_b}} - 1\right)\frac{e}{e_b}}$$

← معادله‌ی خط AB

www.tnaei.ir

Year. Month. Date.

مثال ص ۳۶۵ $f_c=۲۰, f_y=۳۵۰ \text{ MPa}$



منحنی اندرکنش را ترسیم کردیم و $e_b=۳۳۸ \text{ mm}$

$N_{rb}=۱۲۴۶ \text{ kN}$

برای $e=۲۰۰ \text{ mm}$ نیروی لنگر خمشی مقطع را به دست آوردیم که در ناحیه‌ی کنترل مقاربه و یک سازه‌ای در جهت ۳ حل کردیم.

$$N_{r0}=[۰.۸۵\Phi_c f_c bh+\Phi_s f_y A_{st}]\times۱۰^{-۳}=۳۲۹۶ \text{ kN}$$

کل فولاد موجود در مقطع

چون روش تقریبی است قسمتی از بتن را به وسیله‌ی فولاد جایگزین کردیم.

$$N_r=\frac{N_{r0}}{۱+\left(\frac{N_{r0}}{N_{rb}}-۱\right)\frac{e}{e_b}}=\frac{۳۲۹۶}{۱+\left(\frac{۳۲۹۶}{۱۲۴۶}-۱\right)\frac{۲۰۰}{۳۳۸}}=۱۶۷۰ \text{ kN}$$

از حل مسئله در جهت ۳ C.f ۱۷.۶ به دست آوردیم.

۲٪ خطا داریم که قابل قبول است.

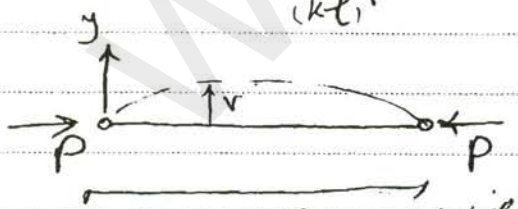
طراحی ستون‌های لاغر: اثر نیروی محوری در تغییر مکان جانبی ستون را در نظر می‌گیریم

ص ۴۱۵

ستون تحت نیروی کاملاً محوری داریم نیرویی که باعث کمانش ستون می‌شود

$$N_c=\frac{\pi^۲ EI}{(kl)^۲}$$

ضریب k مقدار آن در شکل‌های مختلف متفاوت است.



تابعی از x است که نیروی P را در تغییر مکان جانبی v ضرب می‌کند.

حل: اثر تغییر مکان جانبی را حتماً در نظر گیریم ستون به حالت قبلی برنمی‌گردد.

تا وقتی P به N_c برسد این تغییر مکان به حالی خود برمی‌گردد ولی وقتی P به N_c برسد تغییر مکان ثابت می‌ماند.

www.tmar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

* معادله‌ی تعادل خمشی ستون:

$$EI\frac{d^2v}{dx^2} = M = -Pv$$

v در خلاف جهت محور y است / P فشاری و مثبت و v در جهت مثبت است ولی M در جهت منفی ایجاد می‌کند بنابراین علامت منفی در نظر می‌گیریم.

$$\frac{d^2v}{dx^2} + \left(\frac{P}{EI}\right)v = 0$$

A و B ثابت‌های انتگرال‌گیری هستند

$$v = A\sin\sqrt{\frac{P}{EI}}\,x + B\cos\sqrt{\frac{P}{EI}}\,x$$

شرایط مرزی

$$\begin{cases} x=0 \\ v=0 \end{cases} \qquad \begin{cases} x=L \\ v=0 \end{cases}$$

$$\downarrow \qquad \downarrow$$

$$B=0 \qquad 0 = A\sin\sqrt{\frac{P}{EI}}\,L$$

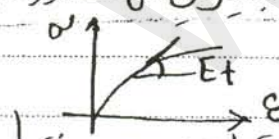
اگر $A=0$ حالت میل از زانش رخ نمی‌دهد $v=0$ می‌شود

$$\sqrt{\frac{P}{EI}}\,L = n\pi$$

اولین مکانی برای ما مهم است مگر در حالتی که به دلیل شرایطی به حالت‌های دیگر برسیم. $n=1$

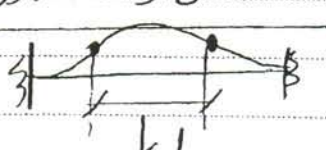
$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \qquad N_C = \frac{\pi^2 E_t I}{(kl)^2}$$

* ① منظور این است فقط در ناحیه‌ی پلاستیک E با E_t عاملی حایل می‌شود و از آن به بعد E با E_t عاملی حایل می‌شود و از آن به بعد در ناحیه‌ی خطا است و از آن به بعد



برای این‌دی کمانش به دست می‌آوریم کاهش می‌یابد.

ضریب k نشان‌دهنده‌ی شرایط تکیه‌گاهی است که می‌تواند فاصله‌ی نقاط عطف را کاهش دهد.



P کمانش حدود $\frac{4}{\pi^2}$ برابر می‌شود.

PAPCO

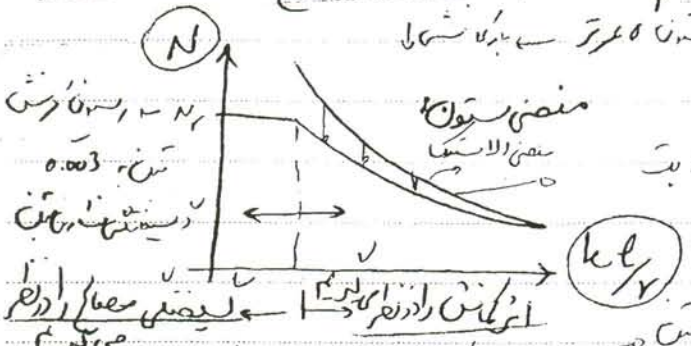
www.tinar.ir

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \Rightarrow I = Ar^2$$

$$N_C = \frac{\pi^2 E t A}{(kl/r)^2}$$

$\frac{I}{r}$ نسبت لاغری ستون

با در نظر گرفتن ضریب طول موثر $\frac{kl}{r}$ ← با توان دو در مخرج است که نشان دهنده‌ی اثر زیاد آن است ↑ $\frac{kl}{r}$ ← ستون لاغرتر ← بار کمانشی ↓



← با کاهش لاغری ۱ افزایش می‌یابد ولی Et هم کاهش می‌یابد بنابراین از منحنی اویلر دور می‌شویم و به منحنی الاستو پلاستیک می‌رسیم.

ص ۴۱۶ k = ضریب طول موثر

بالایی صفحه ← ستون مهار شده است و ستون بتنی به هم مرتبط می‌شود دیوار برشی می‌تواند این حالت را ایجاد کند. ← شکل الف و ب

شکل تا وقتی ← ستون مهار شده ← تا حدی که بتنی اجازه می‌دهد و بارها زیاد می‌شوند تغییر مکان بتنی بین بالا و پایین ستون کم است.

ب * ← حالت واقعی ← نه مفصلی کامل نه گیرداری کامل

$1/2 < k < 1$

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

چون تیرداری کامل را تیرهای انتهایی ای در نظر گرفته شده که طول آن $\frac{1}{2}$ طول ستون می رسد.

تیردار کامل

$l > kl > \frac{l}{2} \Rightarrow k \leq 1$ در ستون مهار شده

در ستون مهار نشده: $k > 1$

طول مؤثر ستون نقاط عطف ۲ برابر طول ستون است $k=2$ ← بار کاهش کاهش می یابد

تیرداری کامل در حالتی که ستون مهار شده است $k=1$ ← مثل مفصلی

صفحه ۴۱۹ دیوار برشی قاب را مهار شده می کند.

* ستون مهار شده در اثر بار ثابت تغییر مکان جانبی می دهد ← به دلیل مدکانش

زیرا تیرداری کامل را نمی توانیم $k \geq 2$ در نظر بگیریم.

اثر لنگرهای نامتوجه روی ستون های الف:

Me ← انتهای ساده ای در نظر گرفته است.

از این لنگر تیر اصلی که باعث تغییر مکان جانبی می شود.

N x Δ ← تغییر مکان جانبی

* این وضعیت تا جایی که ستون به تعادل تحت N و Me برسد ادامه پیدا می کند.

در انتها در وسط ارتفاع ستون بیشترین تغییر مکان را داریم.

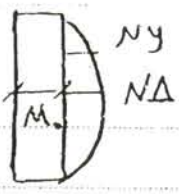
PaPCO

Year. Month. Date.

توزیع لنگر اولیه ممکن است در اثر نیروی جانبی ایجاد شود

شکل منحنی لنگر اولیه تغییری نکرد

در اینجا



منحنی لنگر

با توجه به شکل می‌توان نوشت:

$$M = M_0 + N\Delta$$

و N (برشدن کرنش ε تا بی‌نهایت مقدار ۵ کم)

$$y = y_0 \frac{1}{1 - N/N_C}$$

ضریب برای افزایش تغییرمکان

افزایش تغییرمکان جانبی

N_C نیروی کمانش ستون

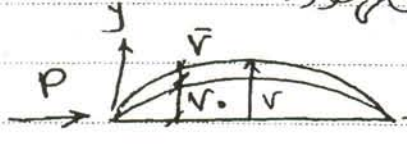
با افزایش $N \uparrow$ ← $\frac{N}{N_C} \uparrow$ ← خروج ↓ ⇐ $y \uparrow$

کوتاه

* در ستون‌های کوتاه N_C بزرگ است و می‌توان از این پدیده صرف نظر کرد.

در ستون‌های لاغر N_C کم است و خروج کمی کوچک است ولی زیاد است

می‌خواهیم بدانیم y_0 در اثر بارگذاری چقدر تغییر می‌کند.



v_0 می‌تواند ناشی از لنگر یا نیروی جانبی باشد. v_0 خیز اولیه

فرض می‌کنیم تغییرمکان Sin دارد.

$$v_0 = v \sin \frac{\pi x}{L}$$

تغییرمکان

$v = \bar{v} + v_0$ کل تغییرمکان

$\bar{v}$ ← تغییرمکان اضافی ناشی از نیروی P

$$EI \frac{d^2\bar{v}}{dx^2} = -(P)(v)$$

کل تغییرمکان P

تغییر انحنای ناشی از نیروی P

باید $\bar{v}$ مرتبه دهم زیر P باعث ایجاد $\bar{v}$ می‌شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\frac{d^2\bar{v}}{dx^2} + \frac{P}{EI}(\bar{v} + v_0) = -\frac{d^2\bar{v}}{dx^2} + \frac{P\bar{v}}{EI} = -\frac{Pv_0}{EI}$$

$$\bar{v} = A\sin\sqrt{\frac{P}{EI}}x + B\cos\sqrt{\frac{P}{EI}}x + \frac{P/EI\; v\sin\frac{\pi x}{L}}{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 - \frac{P}{EI}}$$

$$\begin{cases} x=0 \\ \bar{v}=0 \end{cases} \quad \begin{cases} x=L \\ \bar{v}=0 \end{cases} \quad \left.\begin{matrix} \\ \\ \end{matrix}\right\} \begin{matrix} N<N_C \\ \Rightarrow \end{matrix} \begin{matrix} B=0 \\ A=0 \end{matrix}$$

$$\bar{v} = \frac{P/EI}{\left(\frac{\pi}{L}\right)^2 - \frac{P}{EI}} v\sin\frac{\pi x}{L}$$

$$\bar{v} = \frac{P}{P_{cr}-P} v\sin\frac{\pi x}{L} \xrightarrow{+1} v = v_0 + \bar{v}$$

$$v = \frac{P_{cr}}{P_{cr}-P} \underbrace{v\sin\frac{\pi x}{L}}_{v_0}$$

$$v = v_0 \frac{1}{1-\frac{P}{P_{cr}}} \quad \leftarrow \text{با تقویت جزء اولیه}$$

$$M_{max} = M_0 + N\Delta = M_0 + N\Delta_0 \frac{1}{1-N/N_C}$$

با عایلان صبری در رابطه:

$$M_{max} = M_0 \left[\frac{1 + \frac{N}{N_C}\left(-1 + \frac{N_C\Delta_0}{M_0}\right)}{1-N/N_C}\right] = \quad \psi$$

$$= M_0 \left(\frac{1 + \psi\frac{N}{N_C}}{1-N/N_C}\right)$$

ازاینجا، نشان داده می‌شود که صرف نظر کردن از ψ و $\frac{N}{N_C}$ حاصلضرب آن‌ها کوچک می‌شود ۰.۰۷ - ۰.۰۸

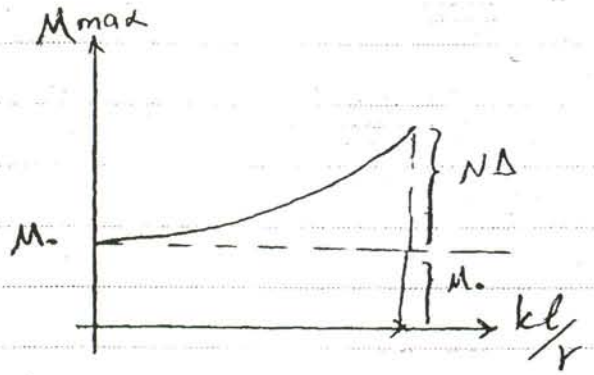
$$M_{max} \simeq \frac{M_0}{1+\left(N/N_C\right)} \quad \text{(رابطه‌ی آخر)}$$

رابطه‌ی ساده برای افزایش لنگر در ستون‌های لاغر

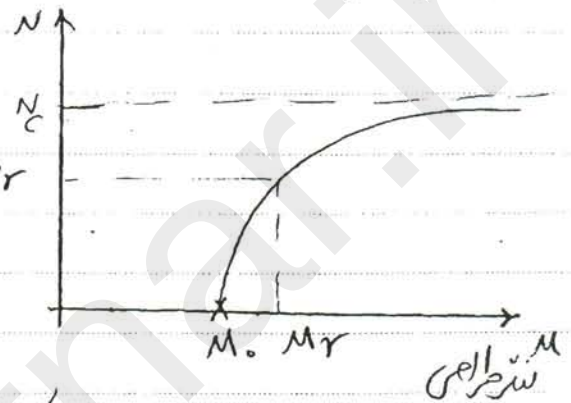
PAPCO

هرچه انعطاف‌پذیری ↑ ← تقویت کمتر ↑

$M_{max} \uparrow \Leftarrow N_c \downarrow \Leftarrow \frac{kl}{r} \uparrow$

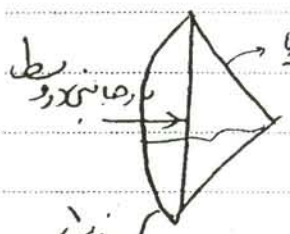


بالای صعفی ۴۲۳
کوه‌ی دیرینه‌شناسی منفضی :



اثر $N=N_c$ باشد M_{max} خیلی بزرگ می‌شود.

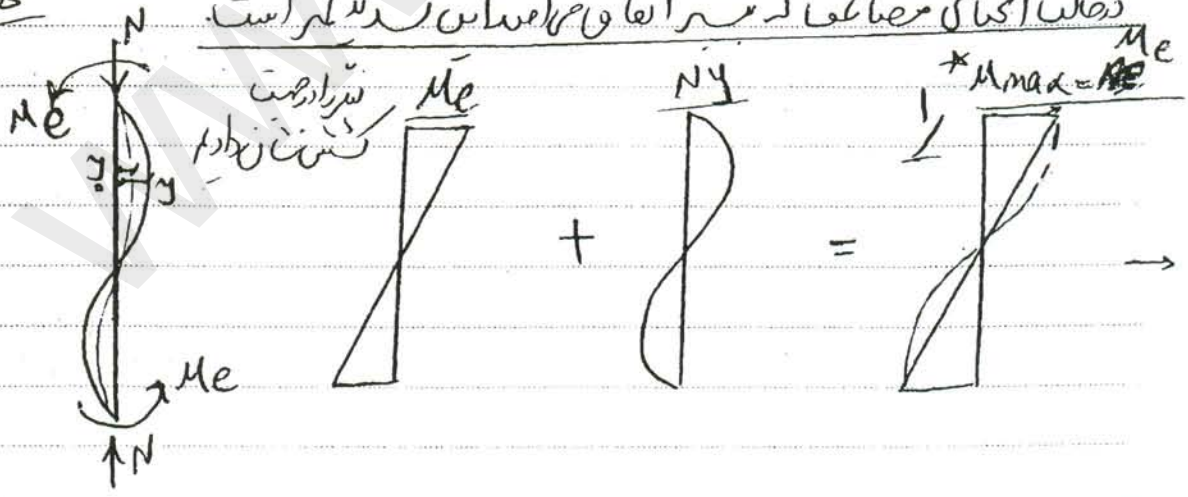
هرچه N بیشتر می‌شود از اثر M بیشتر می‌شود.

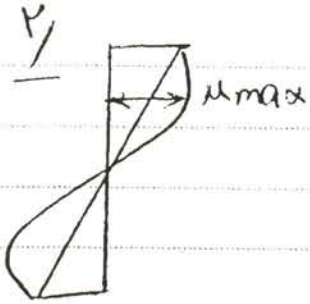


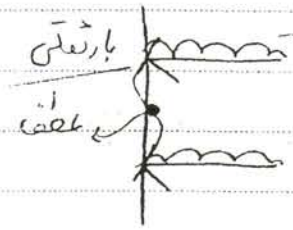
کمانش از نیروی محوری

= تیر با بار جانبی وسط که تیر اولیه بیشتر است تا تیر با نیروی بیشتر بیابند.

دوطرف اعضای متصل‌شده به هم اتفاق می‌افتد که تیر کمتر است.







ایجای مقاطع ضعیف در حالت
+ ستون با مقطع ثابت
ایجای مقاطع ضعیف
در اثر بارهای ثقلی و جانبی

و یا در حالتی که ستون تک بار جانبی است.

تغییرمکان جانبی در اثر نیروی محوری N زیاد می شود.

ν : تغییرمکان تشدید یافته

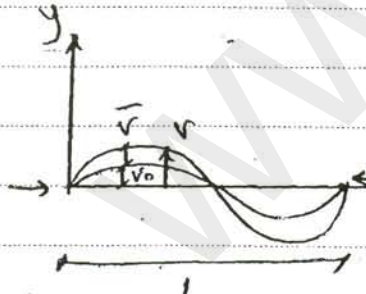
حالت 1 : Max لنگر ایجای است و N تأثیری در Max لنگر ندارد.

حالت 2 : لنگر Max ناشی از اضافه شدن N بیشتر از حالت بدون نیروی محوری است

مقاطع بیشتر در معرض خطر هستند زیرا :

1) به دلیل ایجاد همزمان لنگر Max برای N و Me مقاومت است تشدید قابل توجهی نسبت به حالت ایجای ساده ندارد.

2) در حالت ایجای مقاطع تغییرشکل ستون به گونه ای است که منحنی ستون به راحتی تغییرشکل جانبی بیشتری می شود.



V_0 : تغییرمکان اولیه $\bar{V}$: تغییرمکان ایجاد شده ناشی از P

برای سادگی $V_0 = V \sin \frac{2\pi x}{L}$

تغییرایجای ناشی از P $M = EI \frac{d^2\bar{V}}{dx^2} = -P(\bar{V} + V_0)$ لنگر ایجاد شده

$\bar{V}$ تغییرشکل ایجای

در حل مسئله لنگر را منظور می کنیم

$$\frac{d^2\bar{V}}{dx^2} + \frac{P}{EI}\bar{V} = -\frac{PV_0}{EI} \Rightarrow \bar{V} = A\sin\sqrt{\frac{P}{EI}}x + B\cos\sqrt{\frac{P}{EI}} + \frac{P/EI}{4(\frac{\pi}{L})^2 - \frac{P}{EI}} V \sin\frac{2\pi x}{L}$$

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

با اعمال شرایط مرزی $\{\bar{v}=0 \Leftarrow \begin{cases} x=0 \\ x=L \end{cases}$

$$A=B=0$$

$$\Rightarrow \bar{v}=\frac{P/EI}{4\left(\frac{\pi}{L}\right)^2-\frac{P}{EI}}\sqrt{}\sin\frac{2\pi x}{L}$$

تغییرمکان کل $v=\bar{v}+v_0=\frac{4\left(\frac{\pi}{L}\right)^2}{4\left(\frac{\pi}{L}\right)^2-\frac{P}{EI}}v_0$ صورت و مخرج در EI ضرب و تقسیم شود $\xrightarrow{\frac{\pi^2 EI}{L^2}=P_{cr}}$

$$v=\frac{4P_{cr}}{4P_{cr}-P}v \quad ; \quad v=\frac{1}{1-\frac{P}{4P_{cr}}}v_0 \longrightarrow y=y_0\frac{1}{1-\frac{N}{F N_c}}$$

برای اعضای مضاعف

در اعضای ساده این v وجود نداشت پس سختی ستون در برابر تغییرمکان جانبی پایدار بیشتر شده است.

برای اینکه رابطه‌ای را انتخاب کنیم که اعضای ساده و مضاعف را پوشش دهد

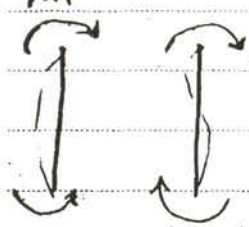
مثل اینکه درون پایین $0.6M_2$ و $0.4M_1$ اینم داده ایم

$$M_{max}=M_0\frac{C_m}{1-\frac{N}{N_c}} \quad (**) \qquad C_m=0.7+0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (**)$$

دوتایی که بیشتر دوتا اثر میکنند

$M_2 > M_1$

$\left|\frac{M_1}{M_2}\right| < 1$



ساده $\frac{M_1}{M_2}>0$ مضاعف $\frac{M_1}{M_2}<0$

صفحه ۴۲۴ پایین صفحه

در مضاعف $\frac{M_1}{M_2}<0$ برای اینکه از این سختی وطمئن شویم را

شان دهیم.

ضریب هم‌زمانی عمل M_{max} به

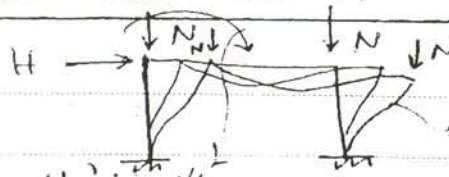
$C_m=1$ (*) بارجانبی به وسط ستون وارد شود حتی در حالت مهارنشده.

(*) در حالت‌های مهارنشده هم مساوی ۱ است. چون حالتی مثل حالت اعضای ساده رخ می‌دهد. تنش ماکزیمم و لنگر ماکزیمم N در یک مکان رخ می‌دهند.

www.tfar.ir

Subject:

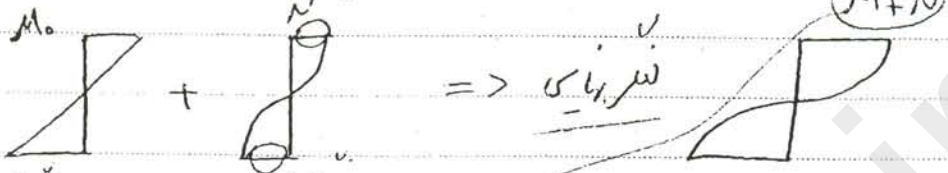
Year. Month. Date. ( )



H باعث تغییر مکان جانبی می‌شود.

تعادل برقرار

نیروی جدیدی از N ← باعث ایجاد لنگر می‌شود.

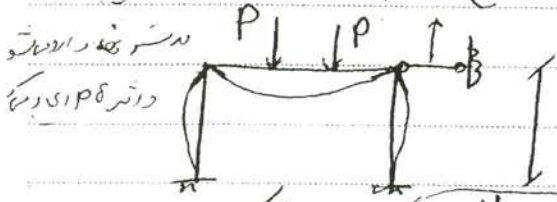


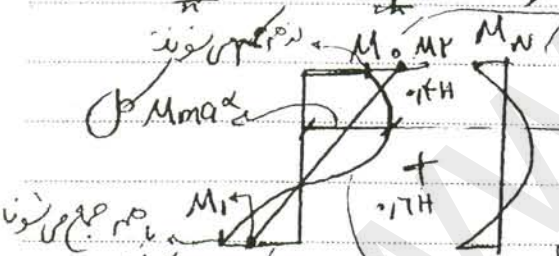
لنگرهای ناشی از H + لنگرهای ناشی از N => لنگرهای نهایی

محاسبه مهاربند فاقد دیافراگم است.

ضرب Cm در لنگرهای ماکزیمم (داخل) می‌دهد =

* دلیل استفاده از ضرایب ۰٫۶ و ۰٫۴ شکل ۸-۵ ص ۴۲۷ انتقال خالیت صلبیت دارد.





لنگرهای ستون در اثر نیروی P (لنگر اولیه)

لنگر حاصل جمع secondary ثانویه

لنگر حاصل جمع primary moments

بالا و پایین ستون مهاربندشده هم حرکت جانبی ندارند + بنابراین در اثر نیروی محوری محل تاری که به کشش می‌افتد (بالا و پایین) (راست) حداقل لنگر است.

M_1 ← کوچکتر ← مقدار M_0

M_2 ← بزرگتر ← مقدار M_0 در بالا

M_0 ← لنگر اولیه

محل لنگر max حاصل جمع

$0.4H$

$0.6H$

بنابراین برای لنگر اولیه در محل لنگر max ← $0.4M_1 + 0.6M_2$ را داریم.

* این لنگر اولیه است که در اثر $P-\Delta$ ...

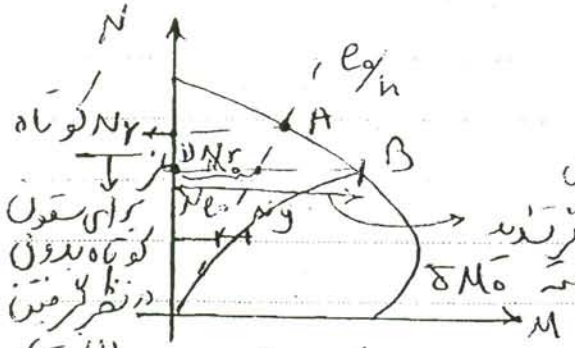
$M_{max} = M_0 \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_{cr}}}$ $\quad C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2}$ $\quad C_m = \frac{0.6M_2 + 0.1M_1}{M_2}$

19

www.ttrar.ir

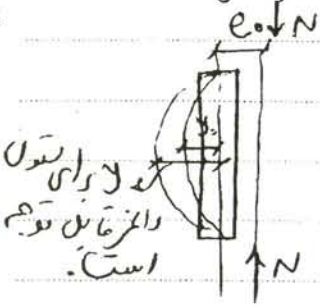
Subject:
Year. Month. Date.

معیار لاغری در ستون الاغر.



منحنی تداخلی را برای مقطع ترسیم کردیم بدون توجه به کوتاه و بلندی ستون در اینجا

از اینجا در ستون M را به صورت اثر $N_X e_0$ نشان دهیم. می توان نشان داد برای هر نیروی N مقطع دچار کمانش می شود.



برای پیدا کردن این مقدار N از منحنی تداخلی استفاده می شود.

البته N_Y بدون در نظر گرفتن لاغری و اثر P-Δ است در ستون لاغر $N_X e_0$ تشدید می شود و در ستون کوتاه از آن صرف نظر می کنیم.

هر چه N افزایش می یابد لنگر ناشی از N_Y هم افزایش می یابد و لذا با افزایش N بیشتر می شود بنابراین خط OB به دست می آید که از OA با افزایش N بیشتر فاصله می گیرد.

N_Y کوتاه $< N_Y$ لاغر

برای ستون های لاغر منحنی های تداخلی ای به دست آورده اند.

هر چه تعداد طبقات بیشتر می شود نیاز به دیوار برشی ضخیم تری برای مهار کردن ساختمان داریم

$$Q = \frac{(\Sigma N_u)\delta_u}{H_u h_s}$$ ضریب پایداری طبقه

Q_1 پایدار تر $\Rightarrow$ تا پایداری $\rightarrow$ طبقه مناسب تر

یک طبقه از ساختمان را بررسی می کنیم.

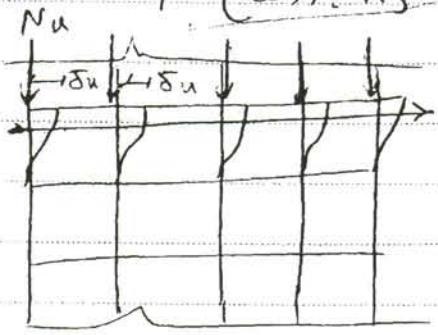
وقتی ستون های طبقه را جابه جا شده فرض می کنیم که تا Q ثابت باشد.

Subject
Year. Month. Date.

ΣNu : مجموع نیروهای محوری ستون‌های طبقه ← برای محاسبه نیروگذاری‌ها لازم

Hu : برشی است که در طبقه داریم

hs : ارتفاع طبقه



δu : تغییر مکان نسبی بالا و پایین ستون طبقه

اگر فرض اصلی فرض کنیم δu برای تمام ستون‌ها یکسان است

معیار دقیق‌تر: ستون صلب فرض شده ← $Q \leq 0.04$

می‌گیریم

$Q > 0.04$ مهار نشده

$Q \uparrow$ به حالت مهار نشده نزدیک‌تر می‌شویم.

معیار دیگر در پایان

می‌توان طبقه را مهار نشده تلقی نمود ←

$\Sigma I_{wall} \geq 7 \Sigma I_{cols}$

ΣI_{wall} ← مجموع ممان اینرسی دیوارهای موجود در مقطع مورد بررسی

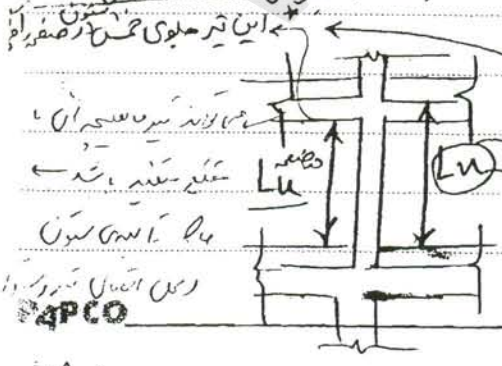
ΣI_{cols} ← ممان اینرسی ستون‌ها

ارتفاع آزاد ستون‌ها: lo یا lu ← unsupported ← ارتفاعی که در سازه‌ای وجود ندارد

ضریب ارتفاع موثر: k

ارتفاع موثر ستون = klu ← ارتفاع آزاد ستون

درصدی سیمکاری اسمی می‌شود



ازدال صفحه‌ای یا بتن بازی تر صفحه‌ای بالا

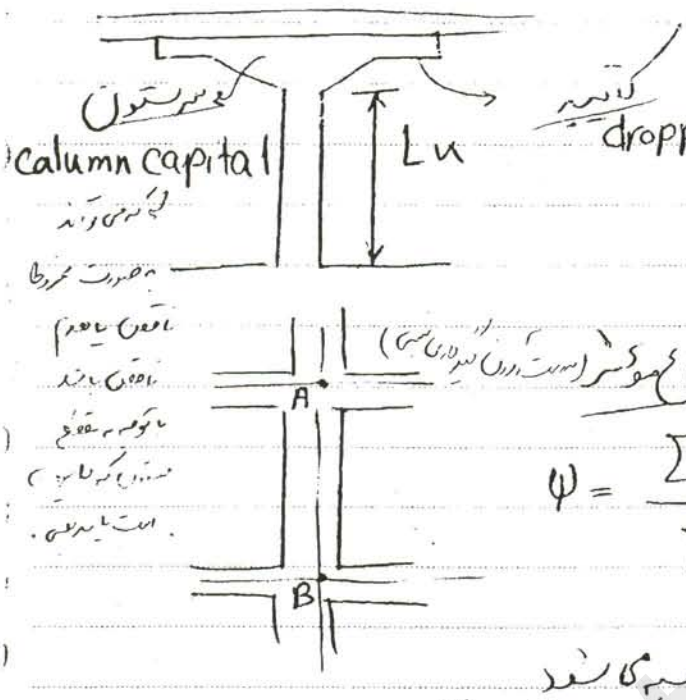
مقطع ← (عمود بر تصویر) ← لازم به تکرار برای مهاربندی کردن نداشته باشیم

APCO

Subject:

Year. Month. Date.

در دال کف، در ساختمان‌ها، تیرهای لبه، و متقاطع ستون در بالا اجرا می‌شود که به آن سر ستون می‌گویند.



ضریب ψ برای میزان سختی عرضی ارتفاع موثر (است آزاد تیرهای سری)

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI_c}{L}}{\sum \frac{EI_b}{l}}$$

مجموع سختی ستون‌های گره / مجموع سختی تیرهای همان گره

I هندسی و ارتفاع آزمایشگاه است.

در گره A و B بالا و پایین ستون سری می‌شود

ψ_A و ψ_B

برای ستون‌ها، فاصله‌ی AB

برای تیر AX به AX

E مجهول تیر و ستون یک‌سان است ولی ممکن است E تیر کمتر باشد.

$I_c = I_{gc}$ چون ترک خوردگی در ستون کمتر است.

$I_b = 0.5 I_{gb}$ ترک خوردگی بیشتری داریم.

gross

سختی تیرها کمتر از ستون

هرچه ψ به صلبیت نزدیک‌تر هستیم، سختی سری را انتخاب می‌کنیم.

که یعنی مخرج بزرگ‌تر ← سختی تیر کمتر ← تغییر شکل بیشتر

$$\psi_m = \frac{1}{2}(\psi_A + \psi_B) \quad \psi_{min} = Min(\psi_A, \psi_B)$$

k در جدول برابر 1 $\quad$ k در جدول برابر 1.0

www.tnaf.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\text{Min}\begin{cases} k = 0.7 + 0.1\,\psi_M \\ k = 0.85 + 0.05\,\psi_{min} \end{cases}$$ ← رابطه برای ستون تاب های مهار نشده از آیین نامه ی B.S

برای حالات های خاصی باید ψ را اصلاح کنیم.

① $\psi = 1.5$ برای اتصال گیردار ستون به تیر بالا و پایین داریم

② $\psi = 10$ اتصال ساده

در اتصال ساده ی تیر به ستون ψ به سمت ∞ میل می کند

" " ستون به بالا $\psi = 10$

از ACI که در ایران هم استفاده می شود: برای مهار نشده:

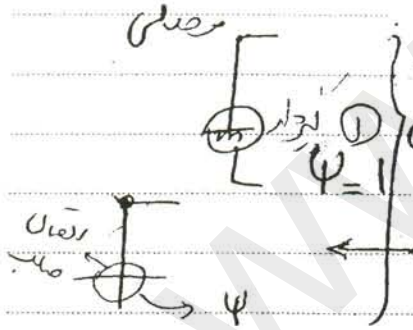
$\psi_m < 2$ (روی کل ستون اثر دارد.) ⇐

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

اگر $\psi_m \geq 2$

$$k = 0.9\sqrt{1 + \psi_m}$$

حالت خاص مهار نشده: انتهای آزاد یا مفصل به تنهایی



برای ستون هایی که یکی انتهای آن مفصلی باشد:

② $k = 2 + 0.3\,\psi$ برای انتهای غیر مفصلی

انتهای غیر مفصلی

برای من $\frac{k l_u}{r}$ لاغر یا کوتاه بودن متوقع را تشخیص می دهیم.

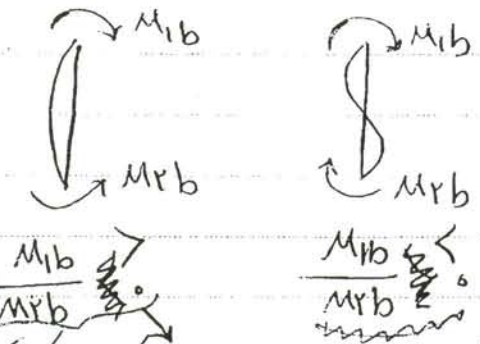
لاغری در جهتی در محور باید ضرب شود که لاغری حول بزرگترین محور را نشان دهد.

$\frac{k l_u}{r}$ { مهار نشده: $34 - 12\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$; مهار شده: 40 }

اگر کمتر باشد لاغر کوتاه است.

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date.



باید: $\frac{M_1}{M_2} \geq 0.5$ *

برای مهار شده جهت ستون الزود کوتاه و رگتر میکند
و حالت خرابی ترد را نشان میدهد.

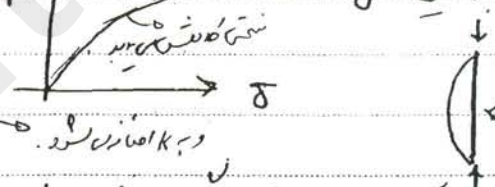
روش های مختلف تحلیل برای ستون های لاغر:

۱- تحلیل غیرخطی (مرتبه دوم) P-Δ با اصطاب اثر $\frac{P\Delta}{\text{تغییر شکل های بزرگ}}$، ترک خوردگی بتن و خزش

در ستون های کوتاه $P = k\Delta$ این رابطه P و Δ خطی است و در ستون های لاغر رابطه غیرخطی است.

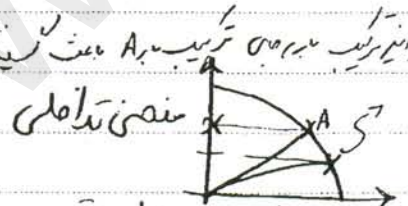
برای ستون های لاغر استفاده می شود kB

سختی هندسی- انرژی های ناری داخل ماده را نشان می دهد.



نتیجه ی تحلیل غیرخطی لنگرهای افزایش یافته را به ما می دهد

۲- روش تشدید لنگر خطی ← معمولا از این استفاده می شود. تحلیل خطی با لنگر تشدید یافته انجام می شود.



۳- روش تحلیل ظرفیت باربری
(روش افزایش بارهای تحلیل)

در این روش خرابی کوتاه از بار را مداوم کنید و به جای کاهش ظرفیت، بارها را افزایش می دهیم.

Subject
Year. Month. Date. ( )

روش دوم راحت‌تر است و نیز دقیق‌تر از روش سوم است

با شرایط $\frac{k l_u}{r}$ متوجه می‌شویم ستون الف را کوتاه است

$\frac{k l_u}{r} \not> ۲۰۰$ ← محدودیت لاغری برای ستون‌های الف و ب

اگر $\frac{k l_u}{r} < ۱۰۰$ طبق آیین‌نامه فقط از روش اول باید استفاده کنیم.

$\frac{k l_u}{r} \leq ۱۰۰$ روش‌های دوم و سوم

برای ستون‌های مهارشده $\frac{k l_u}{r} < ۳۴ - ۱۲ \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right)$ ستون کوتاه

M_{1b}: گشتاور کمتر انتهای ستون

M_{2b}: گشتاور بیشتر انتهای ستون

حاصل ضرب + یا −

مهارنشده $\frac{k l_u}{r} < ۲۲$ ستون کوتاه

روش تشدید لنگر خمشی: Moment Magnification

لنگر برای طراحی لنگر با بارهای ضریب است. در این روش لنگر بارهای جانبی و ثقلی را از این می‌دهیم که تشدید بارهای جانبی بیشتر است

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

M_{2s}: ناشی از بارهای جانبی

δ_s ← برای بارهای جانبی

$\delta_s >> \delta_b$

از روش‌های تقریبی برای ضرایب δ_s و δ_b مقادیری کوچکتر از ۱ به دست آوردیم ۱ را فرض می‌کنیم. δ_s و δ_b حتماً بزرگتر از ۱ است

M_{2s} ← لنگر بزرگتر انتهای ستون ناشی از بارهای جانبی

M_{2b} ← بارهای ثقلی

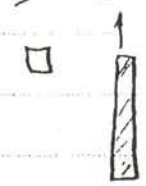
PAPCO

VI

Va

Subject :
Year. Month. Date. ( )

ستون ها ۱- مهار شده ← در امتدادی که مهار بندی ایجاد می شود دیوار برشی داریم.
۲- مهار نشده



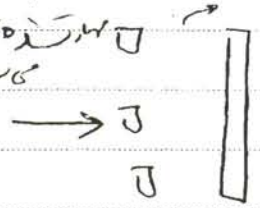
۱- عده ی بارهایی که توسط دیوار برشی تحمل می شود ولی خاب مهار نشده هم یک سختی دارد و به سختی بین خاب ها تقسیم می شود.

* ص ۴۱۶

ولی وجود دیوار برشی باعث می شود تغییر مکان نسبی انتهای ستون در طبقات کم باشد.

۲- در این امتداد ستون مهار شده است زیرا بار قائم است.

اگر بار قائم هم باشد در این امتداد هم مهار شده محسوب می شود.



$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{\phi_n N_c}}$$

ضریب جابجایی ← C_m

* ستون مهار شده محسوب می شود.

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

لنگر ناشی از $P-\delta$ ممکن است در مجاری بیرانی از محل لنگر ماکزیمم ناشی از M ها رخ دهد.

N_u ← نیروی محوری در ترکیب بارگذاری که در حال بررسی آن هستیم.

N_c ← نیروی کمانش ستون

N_c به دلایل مختلف مثل ترک خوردگی ممکن است کاهش یابد

$\phi_n = 0.75$ ← ضریب کاهش مقاومت *

$\delta_b \geq 1$ *

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

* عامل ضریب ارتفاع مؤثر برای حالت مهار شده

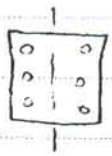
ازمان این بی متر استفاده می شود برای در نظر گرفتن اثر ماتورها و خزش و ترک خوردگی *

Subject:

Year Month Date ( )

I_g ممان اینرسی مقطع بتنی

$$EI_e = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1+\beta_d} \quad *$$



E_c مقطع بتنی $= 5000\sqrt{f_c}$

E_s ضریب ارتجاعی آرماتورها $= 200\ kN/mm^2$

با بیت مقطع اولیه را نداریم ← حل فولاد و میزان آن مشخص باشد

I_{se} ممان اینرسی آرماتور فولادی نسبت به محور مرکزی مقطع (محور خمش)

β_d باعث کاهش سختی خمشی می شود ← ترک خوردگی در بلندمدت در اثر خزش * *

لانش می دهد.

خزش در اثر بار مرده به وجود می آید.

β_d : $\frac{M_d}{M_u}$ ← لنگر ناشی از بار مرده ← هر دو لنگر با ضریب هستند

M_u ← ناشی از بار کل

هر چه D ↑ بار ← β_d ↑ ← اثر خزش ↑ ← سختی ↓

چون دوست داشتیم مقطع را طراحی کنیم و هیچ دیدی از مقدار فولاد نداریم ؛ می توان برای سختی خمشی مقطع بتنی یک ممان اینرسی موثر به دست آورد

$$EI_e = 0.25\ E_c I_g \quad *$$ در ابتدای طراحی

برای ستون های مهار نشده C_{m1} زیرا M_{max} هم رخ می دهند.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\Phi_n \sum N_c}} \quad *$$

Σ ← زیرا همه ستون های طبقه را در نظر می گیریم

زیرا اگر دال کوله حرکت کند تمام ستون های طبقه حرکت می کنند همه ستون ها به یک اندازه حرکت می کنند

+ ستون مهار نشده

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date.

معمولاً برای سریع می‌سازی ستون‌ها از یک نمودار دو تایی برای N_c و N_u راحت‌تر باشد.

N_c را برای ستون مهار نشده حساب می‌کنیم.

بدون خروج از مرکز اول برای بارهای

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

نکته مقادیر در برای کاشی

- در وضعیتی که ترکیب بار قائم را در نظر می‌گیریم.

$M_{2b} \nless N_u e_{min}$

اگر کمتر بود به جای M_{2b} از $N_u e_{min}$ استفاده می‌کنیم.

- ترکیب بار قائم و جانبی

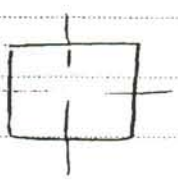
مهار نشده $M_{2S} \nless N_u e_{min}$ ← نشده در این ترکیب

در ستون مهار نشده هم این ترکیب را داریم در این حالت عده‌ی بار وارد دیوار برشی می‌شود بنابراین M_{2S} تعیین کننده‌ست بنابراین باز هم M_{2b} را مقایسه می‌کنیم

مهار نشده $M_{2b} \nless N_u e_{min}$

ستون لاغر یا خمش دوگانه، مثلاً ستون گوشه‌ی بالا.

در این حالت لنگر را تشدید می‌کنیم حول محوری که ستون لاغر است (ممکن است دو محور لاغر باشد که در دو جهت تشدید می‌کنیم.)



$N_u + M'_u + M''_u$

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طراحی ستون لاغر در قاب مهار نشده ؛ ضرایب ارتفاع موثر بیشتر و بار کمانش کمتر دارند ، ← بحرانی تر

الف) ترکیب بار دائم ، نیروهای دائم دراثر ،

$N_u = 1,25D + 1,5L$

N_u از این ترکیب ← دست می آید ← نیروی محوری با ضریب

لنگرها نیز از این ترکیب ← دست می آید

لنگرهای انتهای { کوچکتر ← $M_{1b} \Rightarrow 1,25D + 1,5L$
$M_{2b} \Rightarrow 1,25D + 1,5L$

باید $M_{2b} \geq N_u(15 + 0,03h)$

آزمون (←) N_u را در نظر می گیریم

ب) ترکیب بار مرده و زنده و زلزله ← بحرانی تر

$\begin{cases} N_u = D + 1,2L + 1,2E \\ M_{2b} \Rightarrow D + 1,2L \\ M_{2S} \Rightarrow 1,2E \end{cases}$ ناشی از

$M_{2S} \geq N_u(15 + 0,03h)$ ← دهانه تعیین کننده است

ج) ترکیب بار مرده و زلزله ← پایداری قاب را معمولاً در این ترکیب حاکم کننده ولی در طراحی همواره می کنیم.

$N_u = 0,85D + 1,2E$

$M_{2b} \Rightarrow 0,85D$

$M_{2S} \Rightarrow 1,2E$

$M_{2S} \geq N_u(15 + 0,03h)$

PaPCo

۱۳

www.tfnar.ir

Subject:

Year. Month. Date.

برای الف) فقط زمانی که بار قائم مهم است و M_{2S} نداریم

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

ستون را برای ترکیب (N_u و M_C) طراحی می‌کنیم

* برای مهار شده

δ_b را لازم داریم پس N_C را حساب می‌کنیم ها را برای مهار شده

در نظر می‌گیریم

چون بار قائم است و بالا و پایین ستون حرکت نسبی ندارند.

حرکت جانبی نسبی ندارند در اثر بار قائم

ب و ج)

$$M_C = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2S} \longrightarrow \geq N_u(\text{---})$$

N_C برای ستون مهار شده

δ_s با برگشت نسبی برای ستون مهار شده

* در قاب مهار شده $\delta_s = 1$ در نظر می‌گیریم.

برای ستون مهار شده:

در هر سه حالت M_{2b} را مقابل می‌گیریم

$$M_{2b} \geq N_u(e_{min})$$

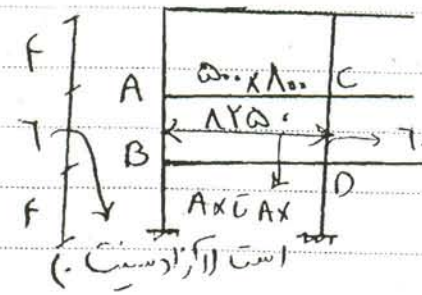
$$M_C = \delta_b M_{2b} + M_{2S}$$

δ_b برای N_C ستون مهار شده

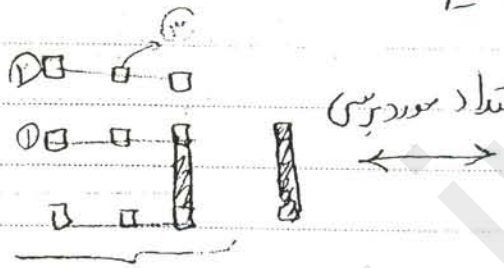
مثال ص ۴۲۹ ۱-۹، ی سری ستون ضلعی ۲ (ستون کناری را می‌خواهیم)

ارتفاع محور به محور 6m

Subject:
Year. Month. Date. ( )



است (اگر دستی.)



$f_c = 20\ MPa$

تیرهای طرفی سه‌پارنده دیواربرشی نداریم.

در پایین ستون تیر است M_{2b} و M_{2s}

ψ_A ، ψ_B → $\begin{cases}\psi_m \\ \psi_{min}\end{cases}$ $\quad \frac{M_{1b}}{M_{2b}} > 0$ ← انتهای ساده

الف) بار قائم.

ستون‌ها $I_g = \frac{۵۰۰ \times ۸۰۰^3}{12}$ ، تیرها $I_g = \frac{۶۰۰ \times ۶۰۰^3}{12}$

$\psi = \frac{\sum I_g/\ell \text{ ستون‌ها}}{\sum I_g/\ell \text{ تیرها}}$ برای تیرها $\frac{1}{2}\frac{I_g}{L} = 1{,}۲۹ \times 10^7$ ← ضلع بزرگ عمودی

$\frac{I_g}{L} = 1{,}۸۰ \times 10^7$ AB

$\frac{I_g}{\ell} = 2{,}۷۰ \times 10^7$ ، $\ell = 4^m$ برای ستون‌های بالا و پایین

① و ③ برای ستون کناری گوشه $\psi_A = \psi_B = \frac{1{,}۸۰ + 2{,}۷۰}{1{,}۲۹} = 3{,}۵$ وصلبیت بالا و پایین ستون کم‌تر است.

که یک تیر به آن‌ها می‌رسد و ستاره است.

② برای ستون‌های میانی (دوتیری) $\psi_B = \psi_C = \frac{1{,}۸۰ + 2{,}۷۰}{2 \times 1{,}۲۹} = 1{,}۷۵$

برای ستون مهارشده

اگر $\psi_m \geq 2$ $\quad k = 0{,}۹\sqrt{1+\psi_m}$

اگر $\psi_m \leq 2$ $\quad k = (1 - 0{,}۰۵\psi_m)\sqrt{1+\psi_m}$

PAPCO

۴

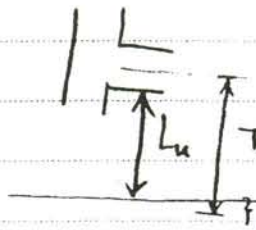
www.tiran.ir

Year Month Date

AB $\psi_m \geq 2 \longrightarrow k = 0.9\sqrt{1+\psi_m} = 1.9$

CD $\psi_m < 2 \quad \psi_m = 1.75 \longrightarrow k = 1.5$

$$k = \text{Min}\begin{cases} 0.7 + 0.1\psi_m = 1.05 \\ k \leq 1 \quad 0.85 + 0.05\psi_{min} = 1.025 \end{cases} \Rightarrow \underline{k = 1}$$



$L_u = 7000 - 2\times 400 = 6200\ mm$

$r = 0.3h = 0.3\times 600 = 180$

بار زلزله ایجاد لنگر خمشی می‌کند و می‌تواند از آن را صفر کند.

$P_u = 1875$ (ضرب) $\quad M_{1b} = 102 \quad M_{2b} = 172$

$$M_{2b} \geq N_u(15 + 0.03\times\frac{k_1}{r}) = 1875(15 + 0.03\times\frac{1\times 6200}{600}) = 72\ kN.m$$

برای حالت بارگذاری قائم

$\frac{klu}{r} = \frac{1\times 6200}{180} = 29$ ← برای ستون مهاربندی می‌کنیم / کمتر بار قائم

ابتدای ساده $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} > 0$ ← باعث می‌شود ستون لاغرتر از آنچه ضعیف بودن باید ستون کوتاه محاسبه شود.

$$\frac{klu}{r} = 29 > 34 - 12\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) = 26.5$$

$M_{1b} = 102$, $M_{2b} = 172$

$C_m = 0.4 + 0.7\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 0.4 + 0.7\times\frac{102}{172} = 0.85$

$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{\phi_n N_c}} = \frac{0.85}{1 - \frac{1875}{0.75\times 27000}} = 0.95 < 1 \Rightarrow \delta_b = 1$

$N_c = \frac{\pi^2(EI)}{(klu)^2}$ ← چون فولاد موجود در اندازه‌گیری مقطع $0.2E_cI_g$

$= 27000\ kN$

تغییر لنگر نداریم زیرا ستون قوی است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ب) بار مرده و زنده و زلزله : بار با ضریب $Nu = D + 1,2L + 1,2E = 15000$

$M_{2b} = 120,3$

$M_{2S} = 41,4 \geq Nu(15 + 0,03h)^{49,5}$

δ_b فرض مهار شده بودن ستون

صفحه ۴۴۱

$M_S = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2S}$

۱ بازم لایرفت...

$\frac{1,9}{r} \frac{klu}{r} = 55$ ⟵ لاغر — می‌شود δ_s

مهار شده

$N_C = \frac{\pi^2 E I}{(klu)^2} = 7480\ kN$ ستون کناری و ستون گوشه

$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Nu}{\phi_n \sum N_C}}$ / $N_C = \frac{\pi^2 EI}{(klu)^2} = 12000\ kN$ ستون‌های میانی (دوتیری)

کل مهار شده

تعداد ستون‌های کناری و گوشه

$\sum N_C = 8 \times 7480 + 24 \times 12000 = 347840\ kN$

$\sum N_u = 1500 \left((4 \times \frac{1}{2}) + 17 + (12 \times 1,7) \right) = 35700$ ⟵ $\delta_s = 1,34$

$M_C = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2S} = 197$

$\{ Nu = 15000 \text{ و } M_C = 197$ Nu باید طبق الگوی صفحه بیاید ولی نیاد

مهندسه است پس باید برای هر دو حالت طراحی شود تا ببینیم کدام کرانی تر است.

ج : بار مرده و زلزله

PaPCO

۱۵

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

روش تقلیل ظرفیت باربری (افزایش بارهای تکلیل)

این روش تقریبی است، روش سریع برای حراحی ستون‌های لاغر است پس از حراحی با این روش باید حراحی را با روش شدید کنترل کنیم.

R ← ضریب تقلیل ظرفیت $R \leq 1$ (نقاط روی منحنی برای این ضریب ضرب می‌شوند)

می‌توان بارهای تکلیل را بر این ضریب تقسیم کرد تا بارها افزایش یابد.

- تاب‌های مهارشده ؟ $\frac{l_u}{r} < 80$ ← محدودیت تیر نسبت به ستونی که ... باید.
← محدودیت کوچکتر از 1.

الف) انتهای قطعه‌ی فاری ← ضعیف

$$R = 1,32 - 0,006 \frac{L_u}{r} \leq 1$$

$\frac{L_u}{r}$ ↑ ← R ↓ لاغری

ب) اگر انتها گیردار باشد ← وضعیت گیرداری تر است

I $\frac{e}{h} < 0,1$ تیر وارده کم باشد

$$R = 1,23 - 0,008 \times \frac{L_u}{r}$$

← بدون محوری یا فشار بسیار در قطعه

II $\frac{e}{h} > 0,1$ تیر وارده‌ی بیشتر

$$R = 1,07 - 0,008 \frac{L_u}{r}$$

ضرایب براساس تجربه است و با روش‌های دیگر تکلیل مقایسه و نهایی شده است.

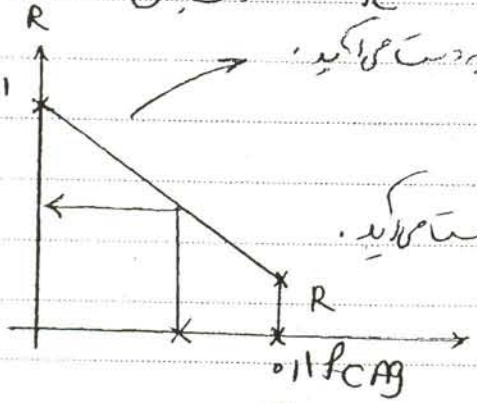
M_u و N_u

www.tinar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

اگر بار محوری کم باشد: معیار مقایسه $N_c < 0.1 f_c A_g$

A_g: سطح مقطع کل ستون f_c: مقاومت بتن



← R از دو روش یا بی‌حضی بین این دو مقدار به دست می‌آید.

$R=1$ بدون بارمحوری $0.1 f_c A_g$ ← از روابط

یا دون یابی نقاط دیگر به دست می‌آید.

$\frac{k'l_u}{r} < 40$ ← قاب‌های مهارنشده

$\frac{k'l_u}{r} \nleq 0.01$ ← قاب‌های مهارشده

* درصد آرماتورهای طولی مجاز

آرماتورهای تیر برای ایجاد تعادل می‌توانند جدی حرکت ستون را پیچیده

$k' = 0.78 + 0.22\,\psi_m$ رابطه‌ی ستون $\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$

$R = 1.0 - 0.0008 \frac{k'l_u}{r}$ در این حالت نیز محاسبه می‌شود.

مثال قبل: ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی (طراحی قاب مهارنشده) برای

$\psi_A = \psi_B = 3.5$ $\frac{k'l_u}{r} = \frac{1.55 \times 5200}{18} = 44.8 > 40$

تقریباً در محدوده‌ی مجاز استفاده می‌شود.

$R = 1.0 - 0.0008 \frac{k'l_u}{r} = 0.74$ ← 1.55

ستون AB:

$\begin{cases} N_u = 1500\ kN \\ M_{2b} = 130.3\ kN.m \\ M_{2s} = 41.4\ kN.m \end{cases}$

* در این روش لنگرها را با لنگر صاقل محاسبه می‌کنیم

$N_u = 1500$, $M_u = 171.7$

$M_{2b} + M_{2s}$ ← جمع این دو با افزایش یابد.

PAPCO

16

www.tinar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

$\frac{Nu}{R} = 2344\,kN$, $\frac{Mu}{R} = 268\,kN.m$

↓ ↓

1500 197 درصدی

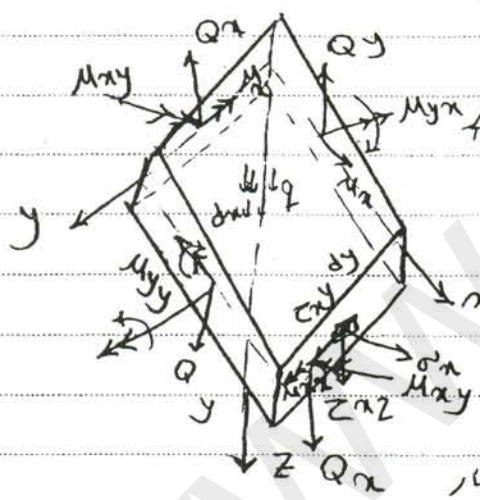
← این روش تقابل قرار است باریکی سافط کاراته است.

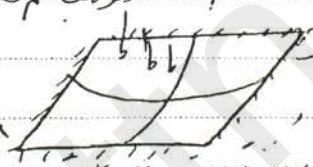
دال ها :

* این عناصر سازه‌ای هستند که عمدتاً بارهای عمود بر سطح خود را به تیرها و ستون‌ها منتقل می‌کنند.
دو بعد قابل توجه در مقایسه با ضخامت دال دارند مثل دیوار برشی

دو نقش دال باعث می‌شود با نیروهای داخلی مختلفی سروکار داشته باشیم.

* قسمتی از دال که در بررسی خواهیم گرفت ← دیفرانسیل عنصر





تنش برشی در سطح مقطع عمود بر محور x ← τ_{xz}

تنش برشی در سطح مقطع عمود بر محور z ← τ_{zx}

M_{xy} ← پیچشی

M_{xx} ← لنگر مقطع (خمشی) $= M_x$ ← برآیند تنش‌های نرمال به میان تار

Q_x ← برآیند تنش‌های قائم

از لنگرهای پیچشی M_{xy} و M_{yx} صرف‌نظر می‌کنیم.

* برای محاسبه لنگر خمشی در یک نوار باریک به عرض واحد از تنش نرمال استفاده می‌کنیم.

M_x ناشی از توزیع σ_x است

τ_{xy} ← لنگر پیچشی ایجاد می‌کند

τ_{xz} ← Q_x را به ما می‌دهد.

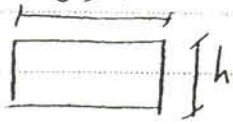
* تعداد دهانه‌های دیوار برشی باید حداقل ۲ باشد.

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

معادله‌ی تعادل بین برش‌ها و نیروی وارد بر دال

عرض واحد



$$q\,dx\,dy + \left(Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x}dx\right)dy + \left(Q_y + \frac{\partial Q_y}{\partial y}dy\right)dx - Q_x dy - Q_y dy = 0 \Rightarrow$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + q = 0$$ معادل تعادل

می‌توانیم معادله‌ی تعادل خمش حول x و y را بنویسیم.

بین سه معادله مؤلفه‌های برش را حذف می‌کنیم. (با مشتق‌گیری)

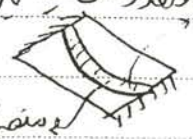
$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{2\,\partial^2 M_{xy}}{\partial x\,\partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -q$$

(M_x: خمش حول x، M_{xy}: پیچش، M_y: خمش حول y)

q توسط این سه تا را مشخص می‌شود

— اگر فرض کنیم در امتداد محور y تکیه‌گاه نداریم

عرض واحد (مثل یک تیر)



جهت تغییر شکل مثل استوانه

تغییر شکل در یک جهت است ← دال یک طرفه

one-way slab

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -q$$

q: بار واحد سطح

$$q_u = 1.25D + 1.5L$$

ص ۲۵۴

دال دوطرفه

اگر در ۴ طرف تیرها باشد دال دوطرفه می‌شود ← پس نیاز به آرماتور در دو طرف داریم

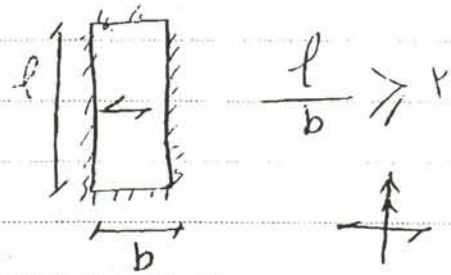
اگر به شرطی که نسبت $\frac{l}{b}$ باشد دیگر این صورت یک طرفه است.

PAPCO

۷۶،۵

Subject :

Year. Month. Date. ( )

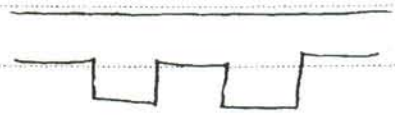


تیر دو جهته اگر $\frac{l}{b} \geq 2$

شکل ۲ : اصلاً تیر نداریم : دال کف دال مستقیماً روی تیر قرار دارد و اجرای آن راحت تر است flat slab

ممکن است در اطراف ستون برش پانچ صورت گیرد که باید کنترل کنیم بنابراین با ایجاد کلنگی در ناحیه ی ستون ضخامت را زیاد می کنیم. یا سر ستون ایجاد کنیم. ← برای کنترل لنگر منفی انتهایی هم همین کنترل ها لازم است.

مقطع آ شکل مقاوم در دو جهت عمود بر هم استفاده کردیم دال مجوف را داریم در این حالت در ناحیه ی ستون دال به صورت توپر است زیرا لنگر منفی داریم و فشار در پایین و کشش در بالا است. برای افزایش مقاومت ← waffle slab



← دال یکطرفه باشد
متن دال تیر صفحه بلوک ribbed flow

دال کف مجوف ← در صفحات همکف ساختمان های بلند برای داشتن سطح وسیعی که ستون مانع دید نشود. در سازه هایی که برای بهره برداری آب زیرزمین است.

*(وقتی از دال کف استفاده می کنیم هاشیا نباید دیواری بشود زیر دال زیرا دال کف تردد است.)

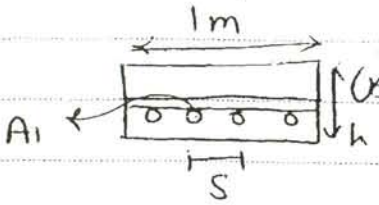
دال یکطرفه: کاربرد عمومی - اداری

www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال بتنی را می‌توان در سازه‌های فولادی هم استفاده کرد.

عرض هر نوار ۱m است و آرماتوری که در این عرض قرار می‌گیرد برای همان عرض واحد است



سطح مقطع آرماتور A_1

$$A_S = A_1 \times \frac{1000}{S}$$

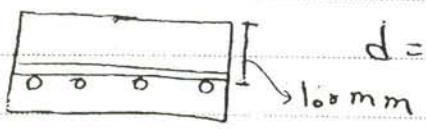
A_S کل آرماتور واحد عرض

گام آرماتورگذاری

حداقل ضخامت دال برای جلوگیری از تغییر شکل زیاد

حداقل ضخامت دال یک طرفه مسلح با میلگرد معمولی آرماتورگذاری شده

هم‌ترازی لبه‌ها ارتفاع یکنواخت در صفحه و عدم تغییر صفحه متفاوت است می‌توان یک ارتفاع معادل در نظر گرفت



$d = 100\ mm$ و $S = 120$ ، $A_1 = \Phi 14$

دال‌ها معمولاً مقاومت خمشی دارند و مشکل خیزکن‌ها است.

$A_1 = 154\ mm^2$

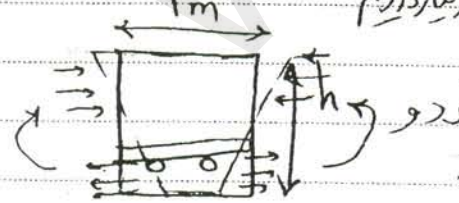
$$A_S = \frac{A_1}{154} \times \frac{1000}{S_{120}} = 1283\ mm^2$$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{1283}{1000} = 0.128$$

عرض زیادی داریم که با این میزان فولاد لازم را پاسخ می‌خواهد

آرماتور توزیعی عمود بر این آرماتورهای اصلی توزیع می‌کند ← آرماتور حرارتی هم نامیده می‌شود زیرا تنش‌های حرارتی را کنترل می‌کند (عمود بر آرماتورهای اصلی)

(که ما بحثی نکردیم) از نظر آسیب‌دیدگی نیز به این آرماتور نیاز داریم



در نبود دیافراگم صلب در صفحه دوران لبه‌ها بین مقطع کوچک‌تر است جمع می‌شود و بالای آن که تحت فشار است افزایش حجم می‌یابد.

ولی ۱m کناری با ای دتش‌های می‌خواهد این تغییر شکل شود بنابراین

نیروی ایجاد می‌شود که برای جلوگیری از این نیز نیاز به آرماتور توزیعی داریم.

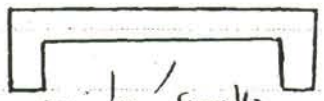
P4PCO

۷۷

Subject:

Year. Month. Date. ( )

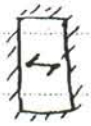
دال های یک طرفه : one-way slabs



دال های یک طرفه ی یک دهانه

دیوار بنایی به صورت آجری یا سنگی

در این دال ها ردیف استاد داشت و حتی این اتفاق می افتد که تکیه گاه روی دو وجه مقابل باشد یا اینکه تکیه گاه روی ۳ وجه باشد و یا سنبل طول به عرض بزرگتر از دو باشد



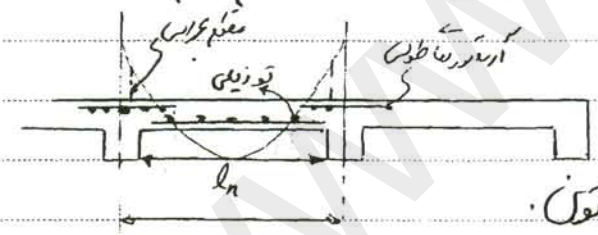
ابتدا باید دهانه محاسباتی برای تشکیل مدل سازه ای را تعیین کنیم.

در اثر تغییر شکل تغییر مکان بین دال و تکیه گاه ایجاد می شود. و دال از تکیه گاه جدا می شود (در تکیه گاه های بزرگتر) تمام تکیه گاه در تکیه داشتن دال نقش ندارند

l_0 دهانه ی آزاد d ارتفاع مؤثر دال

دهانه های محاسباتی = Min $\begin{cases} l_0 + d \\ l \rightsquigarrow$ محور تا محور تکیه گاه $\end{cases}$

در دال های یک طرفه :



در دال های چند دهانه

* مقطع عرضی به فاصله ی $\frac{l}{2}$ از محور ستون.

یک متر عرض دال را به عنوان عرض سازه ای در نظر می گیریم فرض می کنیم تمام یک متر ها مثل هم هستند

در لایه ی پایین دال آرماتور اصلی

در لایه ی بالای دال آرماتور حرارتی

عمود بر آرماتور اصلی آرماتور توزیعی هم وجود دارد.

Subject:
Year. Month. Date.

اگر دهانه‌ها تقریباً هم اندازه باشند یعنی حداکثر اندازه‌ی ۲۰٪ دهانه‌ی کوچک‌تر با بزرگ‌تر باشد می‌توان تحلیل را انجام نداد و در صورت وجود بارگذاری گسترده‌ی یکنواخت از روابط ساده شده استفاده کرد

w_u : بارهای واحد سطح ؛ ضرب $1.2q_k + 1.6q_k$

برای لنگرمثبت l_n دهانه‌ی مورد نظر است ولی در لنگر منفی متوسط دهانه‌های دو طرف ملاک دهانه است.

منفی $w_u (l_n)^2$ ← متوسط

مثبت $w_u (l_n)^2$ ← دهانه‌ی مورد نظر

منفی: دهانه‌ی داخلی $\frac{1}{11}$ ، کناری $\frac{1}{10}$ ← تیر

مثبت: $\frac{1}{16} w_u l_n^2$ اگر تیر و ستون یکپارچه باشند لنگر منفی ایزاشن می‌باید با اندازه‌ی $\frac{1}{24} w_u l_n^2$ ← (به دلیل یکپارچگی)

زمانی که $l_n < 3m$ باشد لنگر منفی لبه‌ی تکیه‌گاه‌ها کاهش می‌یابد و ضریب آن برابر $\frac{1}{12}$ می‌شود.

۲ دهانه 1.09 - (ضرب لنگرهای منفی) و $\frac{1}{14}$ (ضرب لنگر مثبت)

برش دهانه‌ی داخلی: $1.15\, w_u l_n$

$kN/m^2 \times m \rightarrow kN/m$ ← در واحد عرض

واحد لنگر هم $kN.m/m$ می‌شود زیرا می‌سبات برای واحد عرض انجام شده است.

در دال‌ها به خاطر عرض زیادی که داریم نیاز به فولادگذاری به شدت وجود دارد.

$\rho < \rho_b$

PAPCO

۷۸

www.ttnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال‌ها نسبت به خیز حساس هستند ما هر نوعی باشد کم دلیم ولی خیز جوابگو نیست یعنی خیز در طراحی حاکم است.

g_k براساس صلبیت تعیین می‌شود بنابراین باید ابتدا صلبیت را تعیین کنیم.

حداقل ضخامت در یک طرف ساده $\frac{l}{20}$ ← محدوده کمتر با Middle

اگر از یک طرف مستمر باشد $\frac{l}{24}$ — l: دهانه‌ی دهانه

اگر از دو طرف مستمر باشد $\frac{l}{28}$ طره‌ای $\frac{l}{10}$ یا $\frac{l}{8}$

اگر چند دهانه باشد حداکثر ضخامت را انتخاب می‌کنیم ← براساس بزرگی دهانه.

کنسول‌ها برای بادبان یا سایبان ← در طراحی و اجرا حتماً باید استاتیک کنیم زیرا زه معین است. بحرانی‌ترین حالت وجود کنسول است.

(بدون ضریب اطمینان)

اگر زه نامعین باشد با کم شدن میزان آرماتور لنگر + کمتر می‌شود ولی در زه‌ی معین (کنسول) زه مزدوم می‌رود و خیز هم مهم است.

$\frac{l}{10}$ یا $\frac{l}{8}$ ← برای تیرهای کنسول / ضخامت‌های داده شده برای فولاد AIII است.

فولاد AIII S400 ← اگر با مقاومت کمتر بتن می‌توان ضخامت را کاهش داد زیرا وقتی از فولاد با مقاومت بالا استفاده می‌کنیم تنش بهره‌برداری بالا می‌رود.

اگر فولاد با مقاومت کمتر استفاده شود مثلاً AII تنش‌ها کمتر و آرماتورها کمتر می‌شود و خیز نیز کمتر می‌شود.

AIII ↑ AII → اگر $0.4 + \frac{f_y}{700}$ ← ضریب برای کاهش ضخامت.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

وقتی از بتن سبک استفاده می‌شود E_c کمتر از بتن معمولی است بنابراین جهت افزایش صلبیت باید از ضریب اصلاحی استفاده شود برای صحت:

$$\frac{\text{حداقل}}{\text{حاصل از رابطه}} > 1.09 * \quad (1.65 - 0.03w) \quad w \Rightarrow 14-19 \ kN/m^3$$

وزن مخصوص kN/m^3

می‌توان ضخامت را کمی کم کرد ولی دشوار است زیرا ضخامت حداقل را باید رعایت کنیم.

این صحت‌ها در جهت اطمینان است معیارهایی برای کاهش این ضخامت وجود دارد (اگر ضخامت حداقل بتواند تمام ضخامت را تأمین کند)

جدول ۱-۱۰

پوشش بتن برای جلوگیری از خوردگی آرماتور باید یک حداقلی را رعایت کند. چون معمولاً در داخل ساختمان و در شرایط ملایم است می‌توان از پوشش حداقل استفاده کرد.

$$h - d \leq 25 - 30 \ mm$$

در طراحی ابتدا h را تعیین می‌کنیم با رابطه‌ای بالا می‌توان d را به دست آورد (با توجه به اینکه ضخامت آرماتوری طراحی کردیم)

* آرماتور حرارتی نزدیک‌ترین آرماتور به سطح بتن است

آرماتور توزیعی یا آرماتور اصلی — دورسیم‌ها و فاصله آرماتور توزیعی نباید بیش از ... آرماتور حرارتی و در یک جهته. توزیعی یا تغییر آرماتور حرارتی در دو جهت

* چنانچه از دورسیم‌ها و آرماتور طولی طره‌ای توزیعی نگذاریم d را در ... ضرب می‌کنیم

بتن باید نفوذ ناپذیر باشد و کیفیت آن خوب باشد برای جلوگیری از خوردگی

برای این پوشش را کم کنیم.

فاصله از لاد ... max بین میلگردها

قطر میلگرد
۲۵mm
۱,۳۳ hagg

اندازه کاسه‌ی شن (بزرگترین اندازه‌ی شن)

www.itnet.ir

Subject :
Year . Month . Date . ( )

* بعد از اجرای دال برای عمل آوری دال باید روی سطح آن را با گونی تر برای ۲۴ ساعت روی آن قرار می دهند بعد آن را بر می دارند و آبیاری می کنند که در آبگاه مناسب بودن طرح اختلاط و نفوذ ناپذیری آن مشخص می شود.

* در بالای دال بعضی کف سازی بعضی از دال و ترک خوردگی جلوگیری می کند و مانع نفوذ مواد حفره زده به داخل بتن می شود ولی در پایین دال این شرایط را نداریم.

* وضعیت ترک خوردگی در پایین دال بحرانی است آرماتور می تواند ترک را بدوزد هرچه از آرماتور دور می شویم ترک بزرگ می شود پس ناحیه ی بحرانی بین دو آرماتور است.
(وسط فاصله ی دو آرماتور)

فاصله ی مرکز تا مرکز آرماتورها را محدود می کنیم
(یا آزاد)

$$S \not> \text{Min} \begin{cases} 3h \\ 350\ mm \end{cases}$$
(مخ مکعل)

* برای جلوگیری از ترک های ناشی از جمع شدگی و تغییر حرارت ها

آرماتور حرارتی و جمع شدگی :

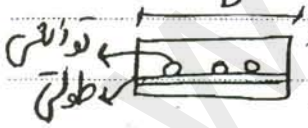
در راستای انقباض بتن و جایی جمع شدگی می شود بنابراین محدودیت آرماتورهای اصلی لبه ها نادیده گرفتیم پس نیاز به آرماتور حرارتی یا توزیعی داریم.

* جدول صفحه ۲۵۷

$\rho = \frac{A_s}{bh}$ ← سطح آرماتور توزیعی در عرض b

h : ارتفاع کل دال

b : معمولا یک متر در نظر گرفته می شود.



مقدار حداقل ρ به درجه ی فولاد بستگی دارد

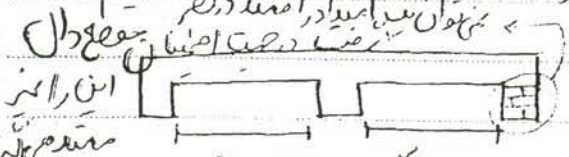
- $f_y = 400\ Mpas$ AIII $\rho = 0.0018$
- $f_y < 400\ Mpas$ AII, AI $\rho = 0.002$
- $f_y \geq 400\ Mpas \rightarrow \rho = 0.0015$

مقاومت ↓ ← ρ ↑

Subject
Year. Month. Date.

مثال ۲-۱۰ ص ۴۵۷ : دال یک طرفه ی دو دهانه

طراحی برای عرض واحد



$LL = ۳\ kN/m^۲$

$f_c = ۳۰\ MPa$ و بتن سبک $= ۲۱.۴\ kN/m^۳$

$f_y = ۴۰۰\ N/mm^۲$

ابتدا یک دال ضخیم در نظر می گیریم : جدول ص ۴۵۸

دال یک طرف منقطع $\rightarrow \frac{l}{۲۴}$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{l}{۲۴} \simeq ۱۸۷ \\ \frac{l}{۲۸} \simeq ۱۶۰\ mm \end{array}\right\} \Rightarrow h = ۱۸۰$$

نزدیکتر به ۱۸۷ را برای یک انتهای منقطع نیز مناسب است.

$$\text{وزن دال} \quad \text{کف سازی} \quad \text{زنده}$$
$$۱.۲۵\,(۰.۱۸ \times ۲۴) + ۱.۲۵\,(۲.۴) + ۱.۵(۳) = ۱۲.۹۰\ kN/m^۲$$

$$M_{max\,\alpha} = -\frac{1}{9} w_u l_n^۲ = -۲۹\ \frac{kN.m}{m}$$
$$max + = \frac{1}{14} \text{ " } = ۱۸.۷ \text{ " }$$
$$M^- = \frac{-1}{24} \text{ " } = -۱۰.۱ \text{ " }$$

$M_{max\,\alpha}$ را توسط مقطع مرکب فولادی که برای آن در نظر می گیریم تأمین می کنیم.

$h - d = ۳۰ \rightarrow d = ۱۵۰\ mm$ برآورد اولیه

$$f_y = ۴۰۰\ MPa \rightarrow M_{max\,\alpha} = k_{max\,\alpha}\,(۰.۸۵\,\phi_c\,f_c\,b\,d^۲) =$$

$k_{max\,\alpha} = ۰.۳۲۴$ ← با توجه به مشخصات صفحه

$$۰.۳۲۴\,(۰.۸۵ \times ۰.۶ \times ۳۰ \times ۱۰۰۰ \times ۱۵۰^۲) = ۱۱۱.۵\ kN.m/m$$

که موجود $>>$ است

کنترل برای ρ_b و $\frac{۳}{۴}\rho_b$ را حساب کنید.

P4PCO

۸۰

۸۵

استفاده از خاموت برشی دوال دو سو ~~~ زیرا اجرای آن مشکل است.

بنابراین سطح مقطع دوال را طولی انتخاب می‌کنیم که بتواند به خاموت برشی نیاز نداشته باشد.

ابتدا برش پذیرفته را در نظر می‌گیریم.

$$V_u = 0.75 V_{DW} \ell_u = 32.4\ kN/m$$ روی تکیه‌گاه است. — ۱۰۰ سانتی‌متر از دیافراگم

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f'_c}\ bd \times 10^{-3} = 98.6\ kN$$ مقاومت برشی بتن: — ۳۰ — ۱۵۰

$\frac{V_c}{2} < V < V_c$ باشد نه $V > V_c$ دوال‌ها وقتی به خاموت برشی نیاز دارند که

* روی تیر V_c باید یک اختلاف داشته باشد برابر با $0.6MPa$ که برابر با تنش برشی المعنایت

$A_s = 225\ mm^2/m$ (−) ، $A_s^+ = 285\ mm^2/m$ وسط دهانه

برای یک متر عرض

$A_s^- = 600\ mm^2/m$ max تیر صفحه

تیرها $\frac{1.4}{f_y}$ ← فولاد حداقل در تیرها

* دوال‌ها از این دهانه استفاده می‌شود مگر اینکه مثل یک تیر روی دولبه‌ی مقابل تکیه داشته باشد ← مانند عرشه کابل.

$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0035$ برای 1m عرض

وقتی دوال ۴ طرف باشد هر چه به نوارهای بالا و پایین نزدیک می‌شویم تنش کاهش می‌یابد و اگر فولاد دکمر باشد به دوال کمک می‌کند بنابراین به ندرت از این مقدار استفاده می‌شود.

برای فولاد حرارتی: $\rho = \frac{A_s}{bh} = 0.0018$ ← $A_{smin} = 0.0018 \times 1000 \times 180 = 324\ mm^2/m$

PAPCO

آرماتور حداقل سقف $A_s = 225$ تنش آرماتور را انتخاب می‌کنیم

Year Month Date

$\phi 10 @ 200 = 392\ mm^2/m$ $\phi 12 @ 250\ mm = 452\ mm^2/m$

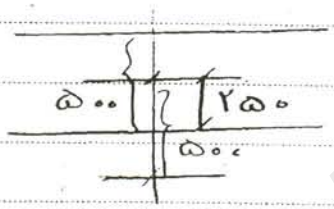
روی تیغه $700\ mm^2/m \Rightarrow$ افزایش یک $\phi 12 @ 250$ $= 2 \times 113 \times \frac{1000}{250} = 795\ mm^2/m$

تعداد آرماتور در یک متر عرض

برای جلوگیری از ترک 2 یا 3 $250\ mm$

هر دو از تیغه دور می شوند اگر طول آن بیش از این مقدار باشد:

روی تیغه در قطع کرانی ۲ آرماتور داریم و با دور شدن از آن کم می شود



وسط دهانه در m عرض $\phi 12 @ 250 = 113 \times \frac{1000}{250} = 452\ mm^2$

$\phi 12 @ 500\ mm$ به توجه به طول های متفاوت.

ص 259

نحوه ی قطع آرماتور در دال

از $1.2\ m$ آرماتور منفی دال از تیغه می آید و حدود 90 دیگر

از 500 دیگر $150\ mm$ داخل تیغه می آید.

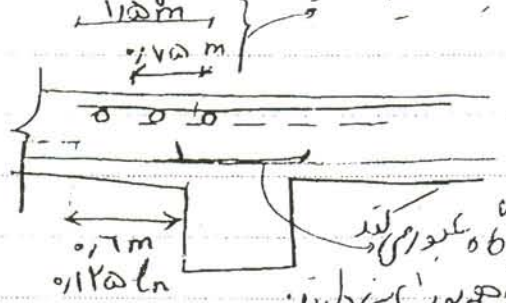
در تیغه میانی

X از تیغه به هر دو طرف می رود

از 500 دیگر دو فاصله ی $0.15\ l$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

آرماتور منفی با اندازه‌ی $0.3l$ از لبه‌ی تکیه‌گاه وارد دهانه می‌شود. کوتاه‌تر $0.15l$ وارد دهانه می‌شود.



شکل با کتاب اشتباه است.

ص ۲۵۸ انتهای صفحه

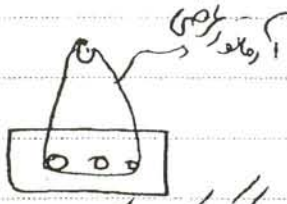
و با هم همپوشانی دارند

در منطقه‌ی لنگر خمشی منفی زیر سیلابر اصلی سیلابر حرارتی داریم.

سقف‌های تیرچه بلوک:

سقف‌ها ـ دال یک طرفه

در این سقف‌ها از تیرچه‌هایی استفاده می‌شود که به صورت آرماتور عرضی است.



از یک بلوک بتنی تأمین شده‌اند که داخل آن آرماتورهایی وجود دارد که نباید تا تکیه‌گاه ادامه پیدا کنند.

حالت خرابی آرماتور عرضی باعث این مقاومتی می‌شود که بلوک می‌گذیرد برای اجرای این دال‌ها نیاز به قالب نیاز نیست.

به حاصله‌ی ۵۰۰ از سیلابر حرارتی آورده.

بلوک‌ها سبک و مجوف هستند و بلوک می‌کنند مقدار زیادی از مصرف بتن کاهش یابد بتن برای تکیه‌گاه‌های آرماتورهای کششی است پس آن را به این خود گرمی کنیم تا وزن کاهش یابد.

بلوک‌ها یونولیت ـ سیمانی ـ سفالی هستند

تیرچه‌ها فولادی هستند که از جنس سفال است

استفاده می‌شود

PAPCO

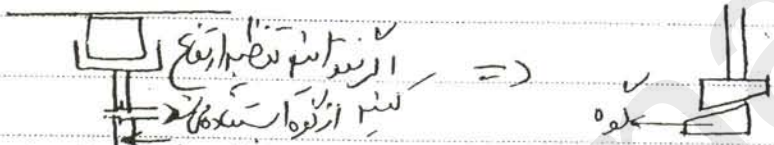
Subject:
Year. Month. Date ( )

بتن باید در مقاومت باشد تا مانع تغییر شکل نشود.

تیرچه بلوک به اندازه‌ی ۵ تا ۱۰ cm وارد تیرچینی می‌شود (قبل از بتن‌ریزی) ← برای اتصال به تیر بتنی:

* اگر تیر فولادی باشد روی بال بالایی آن را می‌کوبند یا آرماتور را به تیر فولادی جوش می‌دهند.

اگر دهانه بزرگ باشد در نقاط $\frac{1}{3}$ و اگر کوچک باشد وسط دهانه یک خاموت برای تیرچه قرار می‌دهند. پس برای تحمل وزن بتن تر نیاز به قالب داریم.



* بتن ریزی را از جهتی شروع می‌کنیم که سقف را به ساختمان‌های اطراف نچسبانیم.

بتن را روی بلوک به اندازه‌ی ۵۰ mm بتن می‌ریزند تا محل سقف بتن یک تیر T شکل داشته باشیم.

حتی از بتن ناصیه‌ی کشی را با بلوک مخروطی جایگزین کردیم

طرح اختلاط این بتن باید به گونه‌ای باشد که متراکم بوده و حفره ایجاد نکند پس با توجه به اینکه برای ۲۴ تا ۲۸ ساعت دال را می‌توان تیغ و بلد ۲۴ تا ۲۸ ساعت بعد با آب پاشی

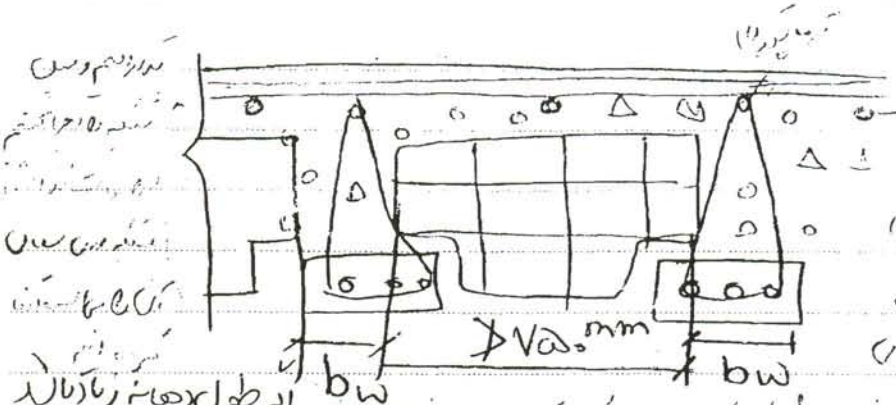
فولاد با افزایش دما، مقاومت فولاد کم می‌شود یک فولاد عرضی هم می‌گذاریم ← فولاد حرارتی در جهت عرض

اگر خیلی زیاد باشد بین تیرچه‌ها یک آرماتور دیگر هم حرارتی می‌گذارند ← پشتبند آرماتور

* بتن‌های نواری توضیح: گاهی شنیده‌ایم که سقف ۱۰ را از سقف تیرچه بلوک حذف کنند.

P4PCO

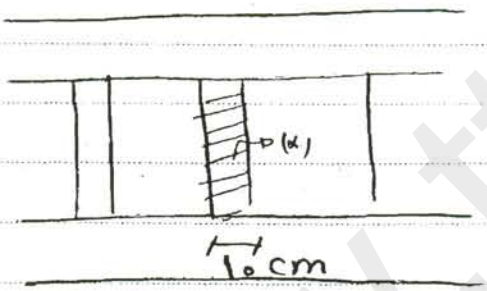
۸۲



صفحه ۲۶۰

برای اینکه به صورت متمرکز بار به یک تیر ضربه وارد نشود دو وسط یا حداقل ۱/۳ از طاق‌ها استفاده می‌کنیم

برای این کار فاصله‌ی ۱۰ سانتی‌متری ایجاد می‌کنیم و بعد کلاف عرضی به وجود می‌آوریم



(*) این ناحیه برداشته می‌شود وقتی که یک تیر متمرکز یک تیر دیگر وارد نشود نیز ناحیه این بتن داخل تیر به عنوان کلاف عمل می‌کند و نیز ایجاد شیار برای تیر ضربه می‌شود.

حداقل ضخامت بتن بین ۲۰۰ تا ۴۰۰ است، ضخامت معمول ۳۰۰ mm ← برای دهانه‌های تا ۶ m قابل استفاده است و اگر بیشتر بود باید ضخامت را بیشتر کنیم.

با احتساب بتن اویه (Topping) بارهای حدود $350\ kg/m^2$ / ۳۰cm

برای ضخامت ۳۰cm اگر ضخامت بیشتر بود دستمان باز است و ضخامت را افزایش می‌دهیم.

www.tnari.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

پس از سنگ‌ریزی تن تیر آن‌قدر با صفحات جان بتن‌ریزی کنیم
* ارتفاع کل تیر نباید از ۳,۵ برابر ضخامت جان بیشتر باشد
* برای جلوگیری از کمانش جانبی در تیرهای که باریک و قوی راست به طور
ارتفاع را $h \times 3,5 b_w$ نتیجه‌ها

ضخامت بتن رویه $\times \frac{1}{12}$ (فاصله‌ی جانبی نگهدارنده‌ها)

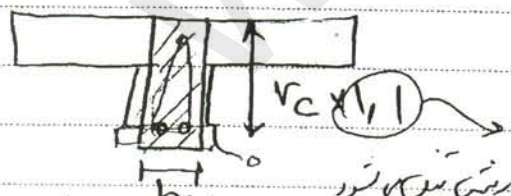
* اگر بلوک سفالی یا غیره‌ای باشد حداقل ضخامت ۵۰mm است.)
بتن سقف ← شامل شبکه $\phi 6-250$

شبکه باید با بتن از بلوک جدا شود تا کار کند یعنی شبکه باید بوسیله‌ی فاصله
وسط دال بتنی حرکت کند (+) فاصله‌ی تکیه‌گاه شبکه
دال مثل عناصر جانبی را متصل می‌کند به همدیگر و هم در هنگام بارگذاری

دال محرک: برای شبکه کردن سقف (بصورت قطعات جداگانه)
که کنار هم قرار می‌گیرند) که می‌تواند بتنی باشد یا آجر و تیرچه‌ی آن
بنابراین باید بتن پیش‌تنیده باشد تا بتواند بتنی از پیش تنیده‌ی آن
همه‌ی روی قطعات بتن ضخیم بتن پوسته اجرا می‌شود یک لایه آرماتور هم

وسط آن

برای اینکه سیستم مثل عناصر جانبی عمل کند آرماتور باید
مثل طاق ضربی هر وقت برای خودش عمل می‌کند و بار جانبی ناصحیح است.



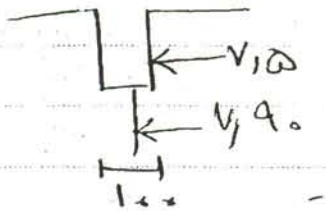
* ضخامت اطراف بلوک باعث از بین رفتن مقاومت برشی بتن می‌شود
و به همین خاطر ضخامت جان (بتن) را در طراحی بیشتر می‌کنیم که مقاومت برشی بتن را
کمک خوبی افزایش خواهد کرد.

PAPCO

www.tiran.ir

مثال ۴-۱۲ :

کفاف کاری تیرریزی با قالب فلزی



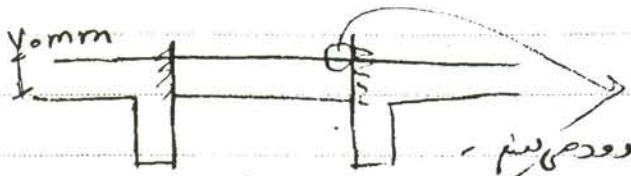
در دهانه‌های متقطع آسانسور خود روی تکیه‌گاه‌ها
تیر منفی و مقطع مستطیلی است.

$h_{min} = \frac{L_0}{28} = \frac{7900}{28} = 282\,mm$ دهانه‌ها تکیه‌گاه

ضخامت دیوار

$300 + 70 = 370\,mm > h_{min}$

برای دهانه‌های کرانه طرف ساده تکیه‌گاه
در کناره‌ها $\left(\frac{L}{24}\right)$ هم جوابگو است.



در این ناحیه کشش ایجاد می‌شود.
تنش کششی را به $0.7\sqrt{f'_c}$ محدود می‌کنیم.

بتن‌ریز کف‌سازی
$w_u = 1.25(0.07 \times 24) + 1.25(2.4) + 1.5(2) = 8.1$

$M_u = \frac{1}{12} w_u l^2 = \frac{1}{12} \times 8.1 \times 0.42^2 = 0.11 \frac{kN.m}{m}$ برای یک متر عرض

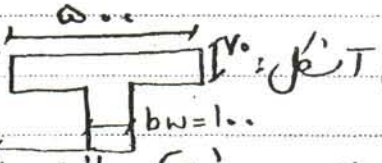
$f_c = \frac{M}{S \to \frac{bh^2}{6}} = 0.12 \frac{N}{mm^2} < 0.7\sqrt{f'_c}$ (۲۰)

با فرض مقطع ترک خورده: $0.7\sqrt{f'_c}$

۲۵ درصد اضافه مجاز است $= 1.6 \frac{N}{mm^2}$

این کنترل را انجام می‌دهیم زیرا اگر ترک خورده باشد در جهت عمود بر تکیه‌گاه نیروی منفی به آن وارد کرده زیرا در جهت عرض بتن باز می‌شود.

$1000 + 2 \times 2000 = 5000$ ضخامت متحان



در وسط دهانه مقطع آسانسور: ۳۷۰

$d = 370 - 30 = 340$ ارتفاع مؤثر طولی پوشش

وزن مرده‌ی تیر $4.15\,kN/m^2$

$\frac{370}{300} \times 3.5 = 4.32 \longrightarrow$ بارهای $= 1.25 \times 4.15 + 1.25 \times 2.4 + 1.5(2) = ?$

بهداران مهارت 300 ـ 3.5

Subject:
Year. Month. Date. ( )

عرض موثر
$q_u = w_u \times 0.5 = 9.7\ kN/m$ — عرض ستون 500 mm

ص ۴۵۴ برآورد M_u

$M_u^- = -\frac{1}{11} w l^2 = 28.74\ kN.m$

$M_u^+ = 19.7\ kN.m$

طراحی را با روش تکراری در کتاب ارائه داده است یعنی یک عمق فرضی برای بازوی لنگر می‌زنیم و بعد آن را اصلاح می‌کنیم.

بازوی لنگر $z = 0.85d$

$A_s = \frac{28.74 \times 10^6}{0.85 f_y d (0.85 \times 300)}$ اولیه $f_y = 300\ MPa$

نیرو ← A_s ، بازو ← d

نیروی کششی

عمق بلوک مستطیلی $a = \frac{(A_s \times 0.85 \times f_y)}{0.85 (f'_c) \times 100} = 100\ mm$

f'_c: ۲۰ MPa

بازوی لنگر جدید $= d - \frac{a}{2} = z = (340 - 50) \Rightarrow A_s = 387\ mm^2$

فرض اول محافظه‌کارانه است.

$a = 47\ mm \rightarrow A_s = 350\ mm^2$

خرق زیادی با مقدار قبلی ندارد یک بار تکرار کافی است.

$1\phi 16 + 1\phi 18 = 456\ mm^2$

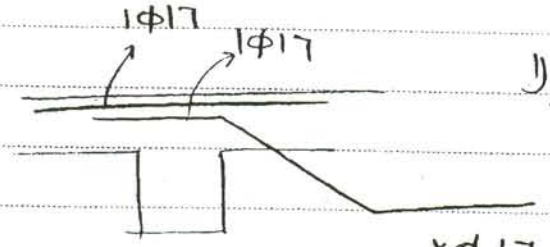
برای تیر مثبت T شکل عمل می‌کند.

$A_s = \frac{M}{\phi_s f_y z}$

فرض شده تمام بال تحت فشار یکنواخت است و می معمولاً کمتر از کل بال است پس این فرض محافظه‌کارانه است

$A_s = \frac{M}{0.85 \times 300 \times (340 - \frac{h_f}{2})} = \frac{19.7 \times 10^6}{0.85 \times 300 \times 345} = 254\ mm^2$ $\quad 2\phi 16 = 401$

ص ۴۶۲ آرایش را نشان داده است.



در دو انتهای تیر ۵ تا ۱۶ خرپشته است روی بال

ص ۴۵۴ دیاگرام

PAPCO

۸۴

مقطع بحرانی دورتر از تکیه‌گاه است

برای دهانه‌های داخلی برش:

$V_u = 0.15\,q_u l_n - q_u d =$

$0.15 \times 5.6 \times 7.5 - 5.6 \times 240\,mm = 19.10\,kN$

آزاد

$V_c = 1.1 \times 0.2 \times \phi_c \sqrt{f'_c}\, b_w d$: مقاومت برشی را 10٪ افزایش می‌دهیم به خاطر وجود بلوک‌ها

$\phi_c = 0.6$ $f'_c = 20$ $b_w = 100$ $d = 240 \times 10^{-3}$

$V_c = 20\,kN$

برای $V_c > V_u$ مقاومت برشی دهانه‌های داخلی مشکلی ندارند.

در دهانه‌های کناری:

$V_u = 0.15 \times 7.5\, q_u l_n - q_u d = 22.25 > V_c$

در اینجا فولادبالاسر و خم‌های تیر در افزایش مقاومت برشی کمک می‌کنند بنابراین از ضوابط برشی استفاده می‌کنیم.

دال‌های دوطرفه متکی بر تیرهای قوی

تیرهای l_1

اگر روی ۴ لبه‌ی دال تکیه‌گاه باشد ص ۴۶۵ بند ۹-۱۰

تیرهای قوی: صلبیت یا ارتفاع از مقدار حداقلی کمتر باشد. ← خیز دال در حد قابل قبول تقریباً صفر است و خیز دوجهته ایجاد می‌شود.

در حالت دوطرفه ← انحنا به صورت سطح کروی

یک طرفه ← استوانه‌ای

دال دوطرفه ← در هر دو طرف نیاز به آرماتور طولی داریم که باید از آرماتور حرارتی بیشتر باشد

solid slabs

تیر قوی ← می‌توان تیر را تکیه‌گاه صلب با خیز صفر فرض کرد.

اگر ارتفاع تیر کم باشد تیر هم دچار خیز می‌شود و خیز آن روی توزیع لنگر دال اثر می‌گذارد ← حالت خاص دال‌های تخت.

PAPCO

www.itrafi.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال های میانی به صورتی ضلی را مانند طراحی می شوند در آیین نامه های دیگر همه ی دال ها به یک شکل (تیر ضلیف) حل می کنند.

شرط: تیرهای قوی

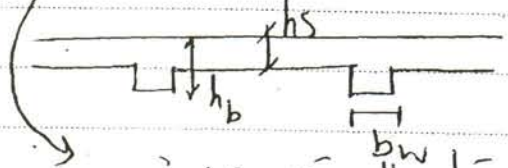
$\frac{b_w h_b^3}{L_n h_s^3} \geq 2$ *

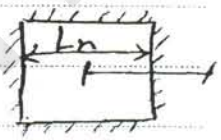
b_w عرض جان تیر یا ضلع

h_b ارتفاع تیر h_s ضخامت دال

L_n دهانه ی آزاد تیر

رابطه را در هر دو امتداد باید چک کرد





در این رابطه همان اینرسی مقطع تیر با مقطع دال مقایسه می شود.

$\frac{\frac{b_w h_b^3}{12}}{\frac{L_n h_s^3}{12}}$ قسمتی از دال و تیر که با هم عمل می کنند را با هم مقایسه می کنیم.

دال به عرض L_n و ضخامت h_s

در آیین نامه های دیگر برای استفاده از این روش آیا ضلی محافظه کارانه تر از این است.

$h_b \geq 3 h_s$ =>

مثال: $b_w = 30\,cm$ و $L_n = 5\,m$ و $h_s = 17\,cm$

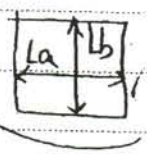
ضخامت این دال ها 18-19 cm

$\frac{h_b}{h_s} \geq 3.22$ $h_b \geq 55\,cm$

برای آیا دیگری 51 cm

* دلیل اینکه آیا ضلی محافظه کارانه است این دلیل است که تیران دهانه ی کوتاه تر را ملاک قرار دهیم به علت اینکه لنگر دو دهانه طول یکسان دارند.

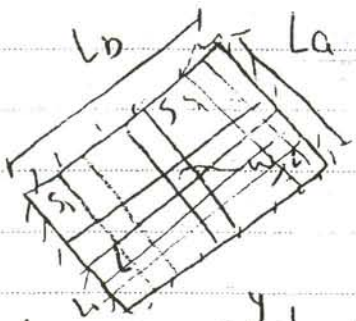
* l_b طول آزاد l_a عرض آزاد $\frac{l_b}{l_a} \leq 2$ دال دو طرفه



$L_b \geq L_a$

Subject:
Year. Month. Date

* باید بار وارده دال بارها تیرهای بلبه‌ی آن باشد.



L_b دهانه‌ی بزرگ‌تر شده L_a دهانه‌ی کوتاه‌تر

دو تولد مرکزی در نظر می‌گیریم بنیر سکان پرقوی = ۰

فرض می‌کنیم دال روی تکیه‌گاه غیر ممتد باشد.

مقداری از w_a توسط خمش حول محور x و مقداری خمش حول y تحمل می‌شود

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{2\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -w$$

$w_a \rightarrow L_a \rightarrow S$
$w_b \rightarrow L_b \rightarrow L$

در وسط دال باید خیز دو تیر یکی باشد

$$\frac{5 w_a L_a^4}{384 E I} = \frac{5 w_b L_b^4}{384 E I}$$

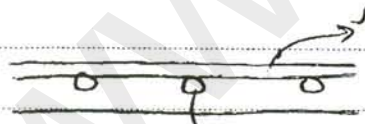
$$\frac{w_a}{w_b} = \left(\frac{L_b}{L_a}\right)^4$$ ← دهانه‌ی کوچکتر سه بار تیر کاهنده

میزان بارگیری تیرها:

تیر روبار دهانه‌ی کوچکتر بار بیشتری می‌گیرد

بازشت توان ۴ ← بنابراین تیر آن هم بیشتر است. به‌ازای همین $\frac{L_b}{L_a}$ ۲ برابر شدن طرف

* (دهانه‌ی کوتاه‌تر برای ما دهانه‌ی مهمتری است بنابراین آزمایشهای مربوط به آن در درجه‌ی اول قرار می‌گیرند تا ارتفاع مؤثر بیشتر داشته باشیم و تیر بیشتری را تحمل کند)



* (اگر روی تکیه‌گاه ممتد باشد برعکس است

اگر هر دو کوتاه‌تر روی آزمایشها تیر دهانه‌ی بلندتر) ← آزمایشهای دهانه‌ی کوتاه‌تر دهانه‌ی کوچکتر نزدیکتر به وسط قرار می‌گیرد.

فرض کنیم یک خشتی مربعی داریم $L_a = L_b = L$ در حین طراحی $w_a = w_b$

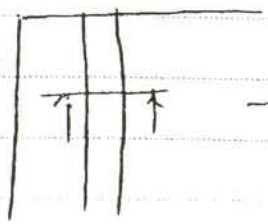
$$w_a = w_b = \frac{w}{2}$$

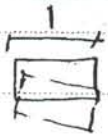
اگر دهانه را ساده فرض کنیم $0.625\, wL^2$ ← $\frac{wL^2}{8}$ در وسط دهانه

* (این تیر برای حالتهای مرکزی دست است هر چه تیر به تکیه‌گاه نزدیک می‌شود خیز تیر کمتر و کمتر می‌شود)

www.tinari.ir

اثر بار S_1 و بار را در نظر بگیرم در نتیجه کدال . می بینید که دیگر هم رخ می دهد.





مقطع دهانه پیچش می شود زیرا این طرف آن
تنها سه طرف دیگر مقاومتری دارد.

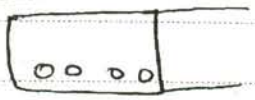
* پیچش وجود دارد.

میزان لنگر تقریبا ۲۵٪ کاهش ← $0.048\,wl^2$*
با فرض زیر اعتدالی از آن توسط پیچش تحمل می شود.

نواری : لنگر را آنقدر زیاد می کنیم که آرماتور دهانه تسلیم بشود. چون دهانه ساده است اثر تیر بود با ایجاد مفصل خمیری در وسط تیر تا پایدار می شد.

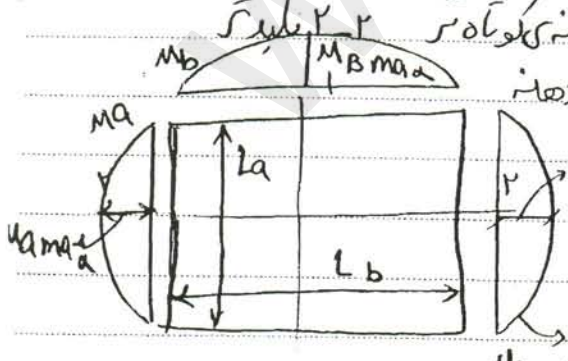
ولی در مورد دال این موضوع صادق نیست زیرا تولهای کناری مانع فروریختن وسط دال می شوند.

توزیع مجدد لنگر ← در اثر یک تولهای دو طرف



کمیته آبا می گوید می توان به دلیل توزیع مجدد لنگر $0.036\,wl^2$* را مبنای طراحی قرار دهیم
و همه آئین نامه ها با وجود تحلیل الاستیک در نظر گرفته شده است.

مثال : ۱-۱- دهانه ی کوتاه تیر ۲-۲ تیر تراز
توزیع لنگر برای تولد کبرای اسم کرده ایم ← در وسط دهانه



هر چه تیر به کناره ها نزدیکتر می شود لنگر کمتر می شود
MAmax هر چه به پایه ها نزدیکتر می شویم کمتر می شود.

PAPCO

۸۶

Subject
Year. Month. Date. ( )

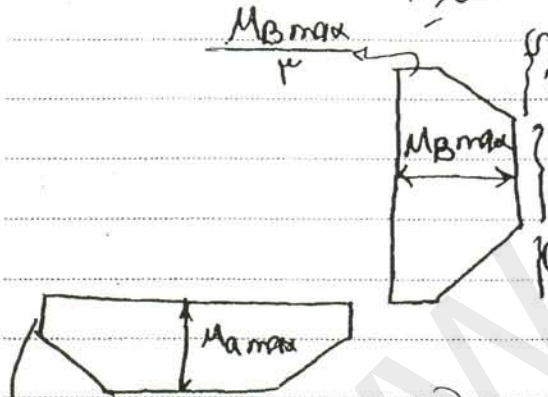
روابط بالای صفحه ۴۶۹ M_a و M_b ← لنگر برای دهانه‌های L_a و L_b

$M_a = C_a w L_a^2$
$M_b = C_b w L_b^2$

w بارگذاری واحد سطح دال
C_b و C_a ← ضرایب توزیع لنگر

نوارسازی: برای یک ناحیه کنار یک دهانه‌ی مورد نظر است لنگر ماکزیمم M_{max} نوار وسطی در نظر گرفته می‌شود.

برای نوارهای لبه‌ای اگر توزیع لنگر را خطی در نظر بگیریم امکان دارد در نواحی‌ای لنگر از لنگر وسطی واقعی بیشتر شود بنابراین در لبه لنگری معادل $\frac{M_{max}}{2}$ در نظر می‌گیریم.



توزیع لنگرهای max
نوارلبه‌ای
نوارمیانی middle strip
نوارلبه‌ای edje strips

طراحی نوارلبه‌ای با M_{max} میانگین:

$$\frac{1}{2}\left(\frac{1}{3}+1\right)M_a = \frac{2}{3}M_a \qquad 4/3$$

* اگر نوارمیانی با h طراحی شود نوارلبه‌ای را با $\frac{3}{2}\alpha_1 \rho b h$ طراحی می‌کنیم.

$\phi 12 @ 200$ $\phi 12 @ 300$

دیاگرام 12-10 آبی

میل a ← بتن توپر دولبه‌ی متقد و دولبه‌ی غیرمتقد بلان ادامه‌ندارد
b ← سه لبه‌ی متقد و یک لبه‌ی غیرمتقد

PAPCO

Subject :
Year . Month . Date . ( )

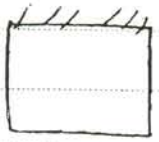
کتاب ✗

$M^- = \frac{۴}{۳} M^+$ (دهانه امتداد)

جدول ص ۴۷۶ تا ص ۴۷۹

نحوه کار برای محاسبه‌ی C_a و C_b ابتدا باید $m = \frac{L_a}{L_b}$ کوتاه‌تر را به دست آوریم سپس از این جداول استفاده می‌کنیم.

نحوه‌ی محاسبه‌ی ضرایب همانطور که نشان داده شده است.



در اینجا $\frac{L_a}{L_b} > ۰/۵$ کوتاه‌تر ← از این رو تیرها در هر دو راستا باید دال یک طرفه باشند.

* مثلاً $\frac{L}{h} = 2$ را هم با این روش حل می‌کنیم

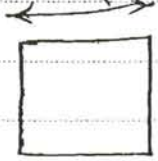
ص ۴۶۵ ضخامت دال

جدول ۳-۱۰ ضرایب توزیع دال

۴-۱۰ و ۵:۱ لنگر مثبت

- برای اینکه وضعیت بارگذاری را در نظر بگیریم لنگر بارزنده را فقط روی دهانه‌ی مورد نظر قرار می‌دهیم - حالت دیگر قرارگرفتن تمام بارها روی تمام دهانه‌ها است.
- در لنگر منفی تمام دهانه‌ها تحت بارهای زنده قرار می‌گیرند بنابراین یک جدول داریم

جدول ۶-۱۰ توزیع بار کل در امتداد L_a و L_b در قسمتی از کل بار در راستای L_a و در قسمتی در راستای L_b



$m = \frac{L_a}{L_b}$

PAPCO

۱۷

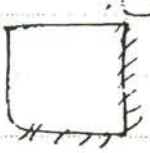
Subject:

Year. Month. Date. ( )

case ۱

case ۲

case ۴ دراین حشه دولبه ی غیرمتقدد دولبه ی مستقل هم بنابراین می شوند همانند مقروف لبه ی مستقل است.



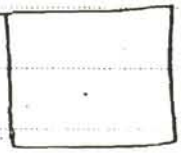
۳/۴ * لنگرمثبت را بعنوان لنگر منفی درنظر می گیریم

۱/ ۱/ این دال دوطرفه بوده و روی دیوار بنای قرار دارد است لذی تولید نمی شود تکیه ساده و لنگر پیچش نداریم. بین بتن و دیوار تکیه گاه نداریم.

× برای می شبه ی لنگر طراحی از این نامه ی دیری استفاده می شود.

$L_x(L_a)$ دهانه ی کوتاه

$L_y(L_b)$



$M_{sx} = \alpha_{sx} n l_x^2$ $M_{sy} = \alpha_{sy} n L_x^2$

$n = 1,2 g_k + 1,6 q_k$ درصورت برابر بودن l_a و l_b لنگر

برای ۴ لبه ی غیرمتقد ضرایب رابطه داده شده است. دراینها بازی شود.

$\frac{L_y}{L_x}$	۱	۱,۱	۱,۲	۱,۴	۱,۵	۱,۷۵	۲	۱,۳
α_{sx}	۰/۰۶۲	۰/۰۷۴	۰/۰۸۴	۰/۹۹	۰/۱۰۴	۰/۱۱۳	۰/۱۱۸	۹۰۹۳
α_{sy}	۰/۰۶۲	۰/۰۶۱	۰/۰۵۹	۰/۰۵۱	۰/۰۴۶	۰/۰۳۷	۰/۰۲۹	۰/۰۵۵

$\frac{L_y}{L_x} \uparrow \Rightarrow \alpha_{sx} \uparrow$ زیرا به حالت یک طرفه نزدیک می شویم.

C_a و C_b را از جدول می خوانیم و لنگرها را به دست می آوریم

$M_a = C_a w l_a^2$ چون همیشه طول دهانه را بررسی می کنیم منظور اکثر سر بین به اثبات

$M_b = C_b w l_b^2$ آمده برای حرف مشترک دوجمله از باشتباه نرفتن و محاسبه C_a و C_b یک بین را بنویسید برای حل این شکل

۱۰۰ ۹۰ ۱۰۰ ۸۰ * از اصطلاح دو لبه متراکم ۲۰٪ لنگر نزدیک را m_{ax} ملاک قرار می دهیم از بین ۲۰٪ با تلاقی لنگرها لنگر نزدیک را درنظر می گیریم در تکیه گاه وسط و سپس به نسبت سختی * اختلاف لنگر این دو دال بخش می کنیم) * مکمل سازی لنگر

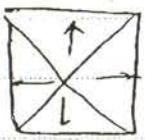
www.tiran.ir

Subject:
Year Month Date

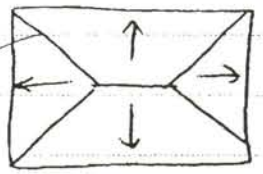
میزان باروری تکیه گاه ها را می خواهیم. بنابراین روابط را رسم می کنیم.

اگرچه مربعی باشد شکل های ایجاد می شود که بار هر مثلث را به تکیه گاه ها می آن می رسیم.

بارپذیری باید به لبه ی مستقیم برسد و سپس به لبه ی غیر مستقیم برای این فرض آیین نامه ها به جای بتا از زاویه ۳۰ و ۶۰ را پیشنهاد داده اند



در مستطیل ها



= مثلث وذوزنقه می شود

می توان این توزیع بارها را به صورت بار یکنواخت در نظر گرفت (معادل سازی با توجه به m انجام می شود)

برای دهانه ی بلند $q_e = \frac{w_a l_a}{3} \left(\frac{3-m^2}{2}\right)$ $\quad m = \frac{L_a}{L_b}$ برای دهانه ی کوتاه $q_e = \frac{w_a l_a}{3}$

البته این معادل سازی یک بار اضافی $\frac{w_a l_a^2}{3}$ را به ما می دهد و این باعث می شود ستون ها علاوه بر بار بیشتری را تحمل کرده و غیر اقتصادی می شود

* بنابراین با همان شکل ذوزنقه ای در نظر می گیریم و یا تیرها را براساس همان w_a و l_a طراحی می کنیم.

ستون ها

* به احتمال خیز دال ها باید کنترل شوند ضخامت را افزایش می دهند.
نه برای صدمدی کمتر به سفتکاری.

دال های مستقل به تیر قوی ← * تنش های ایجاد شده در لبه ها خیز را کم می کند.
در لبه ی متقد

www.itnar.ir

Subject
Year Month Date ( )

نکته: ضخامت حداقل دال های سقفی یک طرفه تیرهای فولادی:

محیط / ۱۶۰ روی ۴ لبه ی متکی

محیط / ۴۰ حداقل یک لبه ی پیوسته

۱۰۰mm

الف- برای خیز های با ۴ لبه ی پیوسته

$$\Delta_L = \frac{3}{32} \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{eff}}$$

خیز ناشی از بار زنده:

E_c ضریب برش نمی تین

M_b لنگر + واحد عرض در امتداد دهانه ی بلندتر

I_{eff} ممان اینرسی موثر ← ممان اینرسی معادل ترک خورده ولی برای سادگی I کل $= I_g$ را در نظر می گیریم.

I_g 1m h

$$\Delta_d = \left(\frac{1}{16}\right) \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{eff}}$$

انباشت رابطه (ضریب او $\frac{1}{16}$)

* (در صورتی که لنگر مربوط به بار زنده مرض می شود، ۵۰٪ بیشتری در لبه ها داریم. زیرا فقط در دهانه ی مورد نظر بار زنده داریم. ولی بار مرده در تمام دهانه ها وجود دارد)

M_b: لنگر بار مرده بدون ضریب

رابطه ی خیز را برحسب لنگر می نویسیم

$$w = \frac{5}{48} \frac{ML^2}{EI}$$

به علت مستقیم بودن لنگر منفی در لبه ها دیگر برای خیز منفی می نند

$$\text{خیز منفی } w = \frac{1}{8} \frac{ML^2}{EI}$$

PAPCO

Subject:
Year . Month . Date :

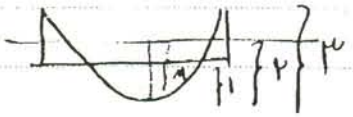
اثر ٪۵۰ و ٪۱۰۰ گیرداری را بررسی می‌کنیم

اگر گیرداری باشد توزیع لنگر ۱ نصف ۲ است

۱۰۰٪ گیرداری => full fixing

وقتی گیرداری صفر درصد است یعنی تیر ۲ به صورت ساده بنابراین در ٪۵۰ گیرداری نصف تیر ۲ را دادند.

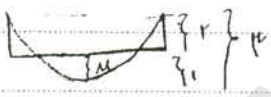
مقدار ضریب گیرداری صفر ← $\frac{۵}{۴۸}$



- برای ٪۵۰ گیرداری (یا آزاد شده)

$$\frac{۵}{۴۸}\left(\frac{۳}{۲}M\right) - \frac{۱}{۸}\left(\frac{M}{۲}\right) = \left(\frac{۵}{۳۲} - \frac{۲}{۳۲}\right)M = \frac{۳}{۳۲}M$$

(در وسط) (در تکیه‌گاه) (تفاوت لنگر با حالت ۱ ٪۰)



- برای گیرداری کامل (یا گیردار شده)

$$\frac{۵}{۴۸} \times ۳M - \frac{۱}{۸} \times ۲M = \left(\frac{۵}{۱۶} - \frac{۴}{۱۶}\right)M = \frac{۱}{۱۶}M$$

(در حالت گیرداری کامل در وسط) (مقدار در وسط) (در تکیه‌گاه)

بنابراین

حیرم با ۴ لبه ساده (روی دیوارهای) l_b حمولب بارگذاری می‌دهد.

$$\Delta l = \frac{۵}{۴۸}\frac{M_b l_b^۲}{E_e I_{eff}}$$

$$E_{eff} = \frac{E_c}{۱+\phi}$$ ضریب اثر خزش را در تغییر شکل‌ها اصلاح می‌کند.

$\Delta d =$ " l

ضریب بلندمدت را از روی ضریب کوتاه‌مدت با در نظر گرفتن ضریب λ محاسبه می‌کنیم.

FAPCO

Subject :
Year . Month . Date :

$\Delta Td = \Delta d + \lambda \Delta d = (1+\lambda)\Delta d$ ← مقدار نهایی

$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$ ← زیاد طولانی مدت است.

$\xi = 2$ برای ۵ سال و بیشتر

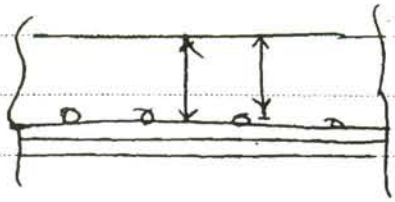
$\lambda = 2 \begin{cases} \lambda = \xi \\ \rho' \text{ در دال ها معمولا صفر است و فولاد فشاری نداریم} \end{cases}$

ضریب افزایش مدت ξ برای کوتاه مدت می شود. $\Delta Td = 2\Delta d$

$\Delta T = \overbrace{\Delta Td}^{\text{کوتاه مدت}} + \Delta L$

روند اجرای سیری لنگر باید متوقع را طراحی کنیم

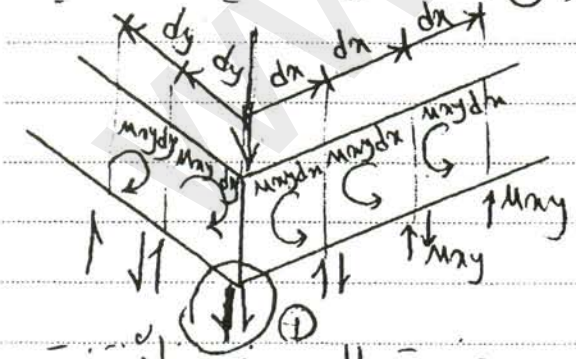
برای طراحی ارتفاع مؤثر دو امتداد را می خواهیم که با هم متفاوتند (در امتداد l_a و l_b)



در امتدادی که لنگر بیشتر داریم بهتر است آرماتورها پایین تر باشند.

تا هر ارتفاع مؤثر متوسط (وصل مشترک با سطح بالای آرماتورهای کف دال تا تارخنثی) را مبنای محاسبه قرار می دهند.

ما در بتن پایین و ضرورتاً به سمت پایین است اگر حرکت آزاد باشد لوله ها به سمت بالا می روند ولی تیرهای کناری از بالا رفتن ممانعت می کنند. نیروهای پیچشی ایجاد می شود.



صفحه دال بدون در نظر گرفتن تیر

بنابراین لنگر پیچشی ایجاد می شود تا از حرکت لوله ها به سمت بالا جلوگیری کند.

(Mxy : لنگر پیچشی به ازای عرض واحد)

PAPCO

Year Month Date

به علت اینکه برش دهای متقاطع برابرند M_{xy} و M_{yx} با هم برابرند

$\frac{M_{xy}dy}{dy} = M_{xy}$

$\frac{M_{xy}dx}{dx} = M_{xy}$ نوارهای دو طرف واحد طول dy و dx

بازه

① همه حامل‌های برشی بلد بر را خنثی می‌کنند، جز در لوشه‌ی ① که از بالا رضن دال حلوگیری می‌کند.

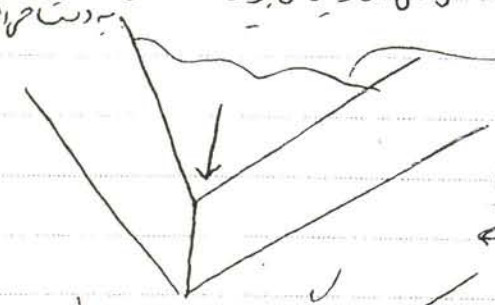
ص ۲۷۵

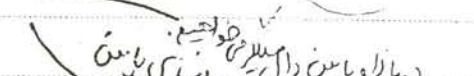
* این نا صحیح یک کنسول است

برای حلوگیری از این ترک باید میلگردهای (کمانی) به صورت عمود بر ترک اجرا کنیم.

ترک در وجه پایین نیاز ← انحنا در پایین دال

بالا رضن دال ← در لبه‌های خواهد پایین بود دیگر نمی‌تواند برابر این به دلیل ایجاد لولای در دو طرف ترک در وجه پایین رخ می‌دهد X



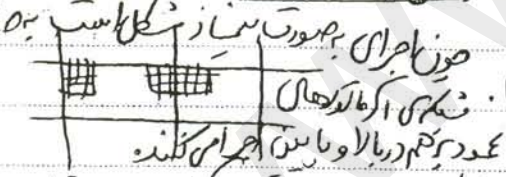


طول شبکه l_b با $\frac{1}{5}l_{nb}$ یا $\frac{1}{5}l_b$

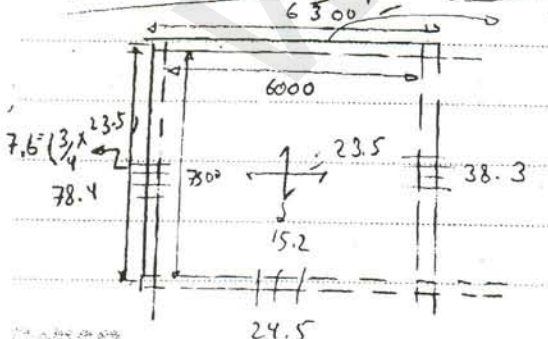
دهانه‌ی خالص

میدان اگر ماتو در این شبکه ← عمل خراص و سقف دهنه مثلا ۱۲۰ ≡ ۱۲ Φ را داریم.

در لوشه‌ای که حداقل از یک طرف مقید است.



* (در محلی که از یک طرف مقید است شبکه‌ی تحتانی حدود $\frac{1}{4}$ اگر ماتو دهای مثبت کافی است.)



مثال ص ۲۸۰

شبکه‌ی تیر ریزی: $11.4 = (\frac{3}{4} \times 15.2)$

$l_a = 6000\ mm$

$l_b = 7500\ mm$

$5\ kN/m^2$ خطوط نقشه متن ، تیر ریزی

$f_c = 20\ N/mm^2$ مدل استان تیرهای بتن

$f_y = 400\ N/mm^2$

www.ftt.ir

Subject:
Year: Month: Date:

وزن کفسازی اندود $1.8\ kN/m^2$

در اینجا چون دولبه‌ی غیرمتداریم ، ضخامت مورد نیاز

$$h = \frac{2(7000+7500)}{140} = 193\ mm$$

یک حالت بینابینی بین این حالت‌ها که همیشه استفاده می‌شود

$$h = \frac{2(7000+7500)}{170} = 178\ mm$$

$$\frac{178+193}{2} = 180$$

به طور میانگین (چون بعداً می‌خواهیم را کنترل می‌کنیم.)

ارجحیت تیر در تقویت یک طرف نسبت به دو طرف

$h = 175\ mm$

$\frac{b_w h_b^3}{L_n h_s^3}$ { 2.02 تیر دهانه‌ی کناری / 1.71 تیر دهانه‌ی میانی (*)

آیا می‌توان با شکل یک تیر قوی حساب کرد؟

ضخامت تیر حداقل باید $\frac{7000}{14} = 500\ mm$ باشد ← تیر ستون‌ها حداقل 250 میلیمتر باشد

(*) چون این رابطه‌ی تقریبی است می‌خواهیم برای دهانه‌ی کوتاه بیشتر جواب دهد و برای بلندتر جواب بزرگتری بدهد

تقریباً ۵۰ درصد وزن کم کرد

بارهای پی (با ضریب) $w_u = 15\ kN/m^2$ (با یک کنیم)

می‌سپه‌ی تیر از جداول $m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{7000}{7500} = 0.8$ از دهانه‌ی دورتر باید

صفحه ۴۷۶ تا صفحه ۴۷۹ ضرایب را داریم.

۵.۴ دولبه با هاشور تابدن‌ها نفوذ C_a^- ← پشت زیر برای دهانه‌ی کوتاه تراست.

$$\begin{cases} M_a^- = 0.071 \times 15 \times (7^2) \\ M_b^- = 0.029 \times 15 \times (7.5)^2 \end{cases}$$

0.061 و 0.032 ← بارمرده صفحه ۴۷۶ / 0.04 ← بارزنده

بررسی شود 0.8 ← بارزنده بیشتر است. (منظور وسط یکی از دهانه‌ها است.) (X)

بارمرده $M^+ = 0.039 \times 7.5 \times 7^2 = 10.5\ kN.m/m$ ← 0.042 و 0.052

(بارزنده) $M^+ = 0.048 \times 7.5 \times 7^2 = 13$ ⟹ 23.5

* درصد کاهش یافته بر اساس $\frac{3}{4}$ شدت دهانه‌ی ضلع انتهاری بر اساس پیچیدگی شکل

تنش تنش لازم ۱۰.۶ و ۱۷.۶ بر مثقل

www.tnar.ir

$d = 175 - 30 = 145$ (پوشش)

نیاز به فولادگذاری نداریم ← فولادگذاری حداقل نباید بیشتر باشد / سطح مقطع کل

$0.0018 \times 1000 \times 175 = 315\ mm^2/m$

دهانه‌ی میانی برای دهانه‌های ... (145 ← 145)

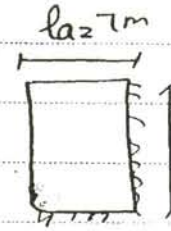
$d = 130mm$ ← در امتداد دهانه‌ی بلند

30mm

$\phi 12 - 100^{mm}$ این مقدار برای فولادگذاری.

برای فولادهای تحتانی از $\frac{1}{3}M$ به $\frac{2}{3}M$ کاهش نمی‌دهیم. لذا در وسط $\frac{2}{3}M$ بنابراین فاصله‌ی آرماتورها را 150 برابر می‌کنیم. $\phi 12 - 150.mm$

وسط صفحه ۴۸۳ نحوه‌ی قطع آرماتورها — از 150 آرماتورها 150 برابر می‌شود.



یک جمله‌ی توشه از دال مثلی به تیر فولادی را بررسی می‌کنیم

برای تعیین بار یا از جدول 6-10 استفاده می‌شود یا از توزیع دیاگونالی

بار کل روی دال $= w = (1.25 g_k + 1.5 q_k) \times l_a l_b$

$m = \frac{l_a}{l_b} = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} w_a \Rightarrow 0.71 \\ w_b \Rightarrow 0.29 \end{cases}$ ← بیان بار توزیع‌شده‌ی دهانه‌ی کوتاه تیر است.

حالت صدای بار

$w_u = 75\ kN \Rightarrow \frac{0.71 \times 75}{(2) \times (7.5)} = 3.2\ kN/m$

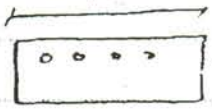
(2) ← بار روی هر تیر دهانه‌ی کوتاه

(7.5) ← بار وارد بر طول دهانه

دهانه‌ی بلند $= \frac{0.29 \times 75}{2 \times 6} = 16.3\ kN/m$ ← در ترکیب بارگذاری دائم

www.tnar.ir

Subject:
Year: Month: Date:

برای دال ، منظوری به عرض ی سبتی 1m ، آرماتور در بالا
در دال هایی می شود که از مولادبتنی استفاده نشود .


مراحلی به آینده ای است که $V_u < V_c$

$V_c = 0.12 \frac{\Phi_c}{0.6} \sqrt{\frac{f'_c}{20}} b d \times 10^{-3} = 78\ kN/m > 32\ kN/m$ از نظر برش مشکلی نداریم

کنترل خیز : وقتی از سقف های مجاور دهانه استفاده می کنیم تقریبا مطمئن هستیم که خیز حساب می شود.
ارتفاع

کنترل خیز در حالت صدی بهره برداری استفاده می شود.

کنترل های مقاومت داریم
بار بهره برداری بارمرده و زنده :
* دهانه ی طبیعی تر است. ← تیر دهانه ی صیانی هم پر تراست .

$M_{bl} = \frac{1.4\ kN.m/m}{1.6} = 5.6\ \frac{kN.m}{m}$ زنده $\quad M_{bd} = \frac{7.1\ kN.m/m}{1.25} = 5.44\ \frac{kN.m}{m}$ مرده

$E_c = 5000\sqrt{f'_c} = 22360\ MPa$ سختی خمشی مقطع :

$I_g = \frac{1000 \times 175^3}{12} = 447.7 \times 10^6\ mm^4$

روابط برای خیز بارمرده و زنده صفحه ۴۷۴

$\Delta_l = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{5.6 \times 10^6 \times 7500^4}{22360 \times 447.7 \times 10^6} = 2.95\ mm$ واحدها N و mm

$\Delta_d = \frac{1}{12} \frac{wL^4}{EI} = 1.91\ mm$

تکیه گاه را صلب فرض کردیم حال طول دهانه را اصلی طول دهانه ی آزاد می گیریم

سربار دائمه مدت

خیز بلند مدت بارمرده در اثر خزش :

$\Delta_d = 3 \times 1.91 = 5.73$ محدودیت ها رعایت می شود و نیازی به خیز مقابل نیست.

* مجاز = $\frac{1}{250} \times$ دهانه $\quad \Delta T = 2.95 + 5.73 = 9\ mm < \frac{1}{250} \times$ دهانه

فاصله ی مرکز به مرکز دو تکیه گاه

$\left[\frac{1}{800} \times \text{دهانه}\right]$ محدود ✓

PAFCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

میزبار از اجرای تیغه‌ها و سفیدکاری ← هرچیزی که بشود به تیغه صدمه می‌زند.
در هنگام اجرای تیغه بارمرده به دال وارد شده واز ۳۸d یکی به دال وارده

$$\text{دائمی} \quad (۲)\times ۱,۹۱ + ۲,۹۵ = ۶,۷۷ \leq ۷mm < \frac{۱}{۴۸۰}\ (\text{دهانه})$$

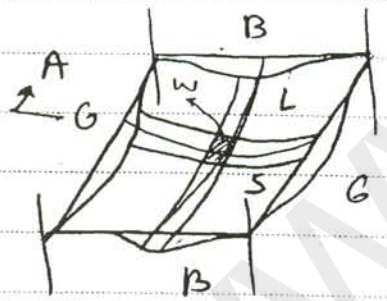
$$\frac{۷۵۰۰}{۴۸۰} = ۱۵mm \quad \checkmark$$

دال‌های تخت و دال‌های تکی بر تیرهای ضلف

$$\frac{b_w h_b^۳}{L_n h_s^۳} < ۲$$

اگر ضابطه یکدهم و استاد نباشد
یا $h_b < ۳ h_s$ باشد.

در این صورت ضابطه‌ی تیر تکی بر تیر قوی برقرار نیست.



جهت دال‌ها در نظر گرفتیم و لبه‌ها تیر یا دیوار
در کنار هاستون‌ها تیر دال از دو طرف ادامه دارد

تیر قوی ← از ضخامت دال در کنار تیر صرف نظر می‌کنیم.
← عمده‌ی تغییر شکل در وسط دهانه ← نوار میانی
در دیوارلبه‌ای ضخامت کمتر و تغییر شکل کمتر است حدود $\frac{۱}{۳}$ نوار میانی

اگر ضخامت تیر کم باشد یا تیر نداشته باشیم از ضخامت دال نمی‌توان صرف نظر کرد و تیر هم تغییر شکل می‌دهد.
تغییر شکل در محل ستون صفر است و در وسط تا max است.

* (اگر بولد میانی را در نظر بگیریم در اینجا اهمیت خود را از دست می‌دهد زیرا مثل جسم سخت تمام باس می‌چرخد و تغییر شکل هم نمی‌یابد.)

Page

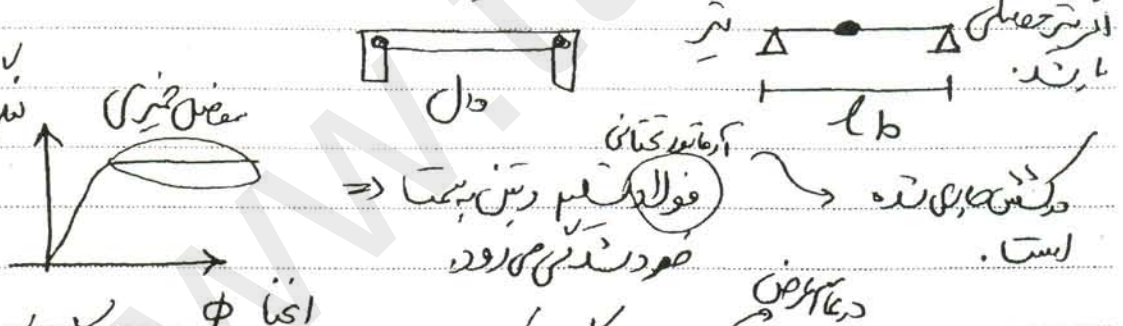
۹۲

(برعکس در نوارهایی که روی لبه های تیر است ← تولد ستونی
ستون مانع تغییر شکل می شود و انحنای قابل توجهی از نظر لنگر + و - ایجاد می شود و
این تولد بحرانی تر می شود.)

ص ۴۸۵ شکل ۱۰-۱۶ تیر قوی غربی B ستمالی جنوبی G

طول دهانه l_a و l_b. ۱۵ بار در ناحیه ی وسط درصدی را نوار S و درصدی را
تولد با تحمل می کند ← به تیر B می دهد و در اثر خمش تیر B در جهت تیر قوی غربی
توزیع می شود
S ← تیر G ← در امتداد ستمالی جنوبی توزیع می شود. بین ۱۰۰٪ بار در امتداد
ستمالی جنوبی توزیع می شود

در تیرهای متکی به تیر ضعیف کنترل ناشی از تکیه ممکن است خیری در تیر و نیز در
دال می توانند اتفاق بیافتد. مفصل در تیر و تمام عرض دال



تیر حاشیه ای
باشد.
در کشش جاری شده
است.

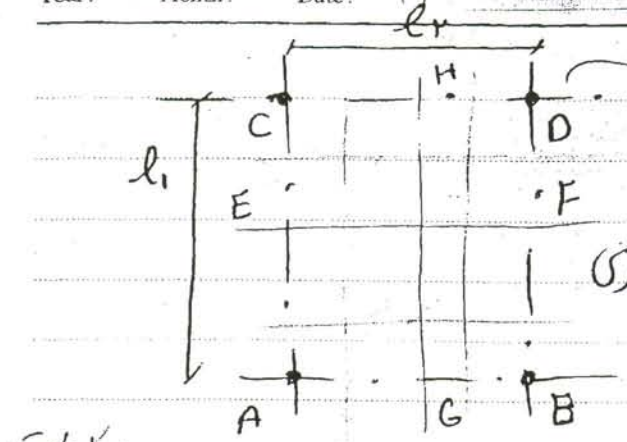
با خمیری شدن تیر و دال کنترل اتفاق می افتد ← احتمال کنترل در هر دو
استکو و صدد دلدن باید در هر دو امتدادها سبات را برای ۱۰۰٪ بار انجام
دهیم.

ص ۴۸۵ شکل پایین دو حالتی که تیر بدلیم ← تولدهای در نظر گرفتیم که تیر مؤثر هستند

ص ۴۸۷

www.iran.ir

Subject:
Year. Month. Date.



در محل ستون تغییر مکان را صفر فرض می‌کنیم.

دهانه‌ی l_1 و l_2 را a و $2a$ می‌گیریم.

به این سازه در دو امتداد می‌توان به صورت تیر ساده نگاه کنیم.

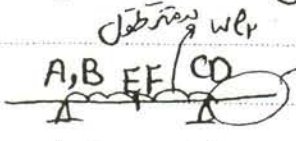
w بارهای واحد سطح

باعرض

وقتی ستون‌ها ضلیع به هم نزدیک بودند صلبی در محل ستون تغییر مکان صفر است

مثل تکیه‌گاه است

دال معادل تیر ساده =



wl_2 باری که به هر متر از امتداد l_1 وارد می‌شود

kN/m

روابطی برای این تیر ساده می‌نویسیم.

M_{ab} M_{ef} M_{cd}

وسط دهانه

نیرو در جهت کشش ترسیم کنیم

(در جهت کشش آن را مثبت فرض می‌کنیم.)

نیرو در کل دهانه ← 1 + 2

بار گسترده

$$\frac{1}{2}(M_{ab}+M_{cd})+M_{ef}=\frac{wl_2l_1^2}{8}$$

در جهت نیروی عرضی هم می‌توان این استدلال را داشت. برای دستیابی لنگر خمشی در جهت نمایی صفحه‌ی باید سیستم قاب باشد در جهت نیروی عرضی کل بار را تحمل کند.

$$\frac{1}{2}(M_{ac}+M_{db})+M_{gh}=\frac{wl_1l_2^2}{8}$$

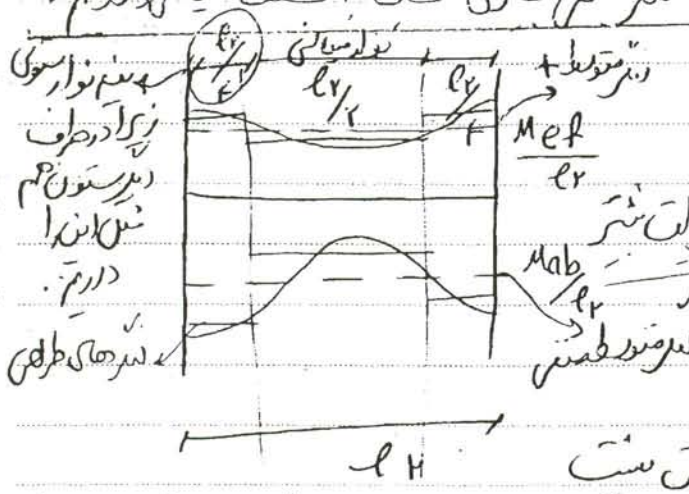
PAPCO

۹۲/۱۵

www.tnar.ir

Year Month Date ( )

اگر توزیع لنگر در عرض AB ، EF ، CD یکنواخت بود ← لنگر یکنواخت در کل عرض دال می‌توانستیم از این رابطه در کل عرض استفاده کنیم، ولی با توجه به وجود ستون‌ها در نزدیکی ستون لنگر منفی بیشتری نسبت به قسمت میانی داریم.



تغییرات لنگر مثبت در عرض EF

لنگر منفی AB ← مقدار بیشتر و تغییرات بیشتر

* اطراف پراس من لنگرهای متوسط در وسط دهانه

زیرا در طرفین از نواحی مقدار لنگر از متوسط بیشتر است بنابراین در نوارهای میانی و ستونی جداگانه میانگین می‌گیریم ←

* (در جاهایی که بیشتر است باید توزیع و تقسیم جبران می‌شود.)

* لنگر + و - نوار میانی کمتر است زیرا اتکا در D و B

(دلیل وجود ستون بیشتر است.)

تحلیل دال‌های دوطرفه:

دو روش ۱- روش تحلیل مستقیم

۲- روش استفاده از ضرایب معادل ← ستون‌ها را در وسط عرض در نظر می‌گیریم

برای عرض نوار پوشش (ستونی از کف دال)

دال همراه تیر یا شرکت می‌دهیم.

نوار ستونی X نوار میانی

1259k + 159k

www.itran.ir

Subject :
Year. Month. Date. ( )

اگر سیستم دال تخت داریم حتماً باید از دیوارهای برشی برای تحمل بارجانبی استفاده کنیم.

ص ۴۸۸ و ۴۸۹

* دیوار برشی: همیشه ۱ جهته (دهانه ی کشیده است) ۲ تا نوار ستونی است در دو طرف ستون تشکیل شده از نوار ستونی و ۲ تا نیم نوار میانی در دو طرف

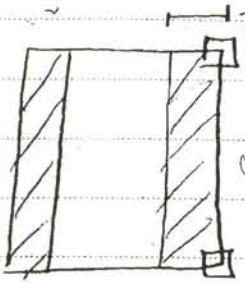
دو حالت طرح

شکل الف $l_1 \geq l_2$

شکل ب $l_1 < l_2$

الف) همیشه برای تعیین عرض نوار برشی عرض کوچکتر را در نظر می گیریم ← نوار ستونی $l_2/4$ ستونی
($l_2/4$ بعد کوچکتر جهت) ، $l_2/4$ نوار میانی $l_2 > l_1$ تا

ب) ستونی $l_1/4$ و میانی $l_2 - \frac{l_1}{2}$ $l_1 < l_2$

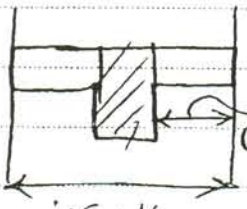


* نوار برشی داخلی: { انوار ستونی / ۲ نیم نوار میانی

نوار برشی خارجی { ۱ نیم نوار ستونی / ۱ نیم نوار میانی

* نوار کناری وقتی تیر داریم، تیر در نوار ستونی می افتد، عرض لازم نوار ستونی

دال کناری



* (مقداری از لنگر خمشی را تیر و مقداری را نوارهای کناری تحمل می کنند)

۳۰٪ ۷۰٪

در وسط لنگر + هم همین شکل است،

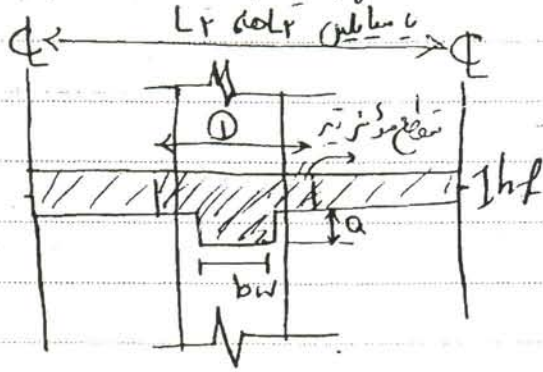
یعنی دال هم مثل تیر دهانه خمش می شود.

P4PCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

* (دلیل سادگی این نوع دال ها یک مقطع موثری از تیرها ولد می شود که آن را می دهد تقسیم شده بین تیرها تشکیل شده است.)

یک دوار یونشی عرض تیری مساوی ستون بیشتر باشد. ℄ دو طرف ℄



* عرض تیر لبه ای یا میانی L2 محور تا محور ستون های دو طرف آن برای بدست آوردن L2

← برای محاسبه سختی تیر لبه طراحی

① * Min { bw + 2a ← عرض موثر تیر ; bw + 8hf } ← a ≤ 4hf ← معمولا حاکم است

روش کامل ستقیم ، ص ۴۹۳

برای استفاده از روش مستقیم باید شرایط زیر برقرار باشد.

۱) * در هر امتداد حداقل ۳ دهانه داشته باشیم ← اگر کمتر از ۳ دهانه باشد تاثیر بارگذاری نظیر نمی زیادی می شود. ← می توان از روش مستقیم استفاده کرد.

۲) * حشیدها مستطیلی باشند ← ستون لذا می مقطع

۳) * در هر حشید 2 > دهانه ی بزرگ / دهانه ی کوچک ← دو طرفه

۴) * اصلاف دهانه ها نباید زیاد باشد ← (حداکثر 1/3 دهانه ی بزرگتر) / اختلاف متوالی

۵) * بدون محوری ستون ها از خط محوری ستون ها از 1/10 طول دهانه ی عمود بر دهانه ی مورد بررسی نباید بیشتر باشد.

P4PCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۶) بارهای وارده به صورت گسترده ی یکنواخت باشند.

۷) $\frac{L}{D} \geq 3$ ← در بارگذاری خطی بار زنده تأثیر دارد. (عرض ضریب)

۸) تیرهای موجود در دو امتداد باید اختلاف سختی زیادی داشته باشند. (عمود بر هم)

α ضریب $= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$ ← نسبت سختی

E_{cb} و E_{cs} به دلیل این است که ممکن است مقاومت بتن به کار رفته در تیر و دال متفاوت باشد.

I_b ← ممان اینرسی مقطع مؤثر تیر

I_s ← ممان اینرسی دال

α_1 را در هر گوشه ای حساب می کنیم.

سختی تیر موجود امتداد l_1 / سختی تیر موجود امتداد l_2 $= \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2}$

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

به خاطر اینکه صلبیت تیرهای تکیه گاهی با هم تفاوت زیادی نداشته باشد

$\frac{I_{b1}}{l_1} \times l_2^2$ / $\frac{I_{b2}}{l_2} \times l_1^2$ ← نسبت سختی ها تیرها

$I_s = \frac{l_2 h_f^3}{12}$ ← ممان اینرسی مقطع عرضی دهانه ی کناری

l_2 عرض نوار طراحی

l_1 استداد طراحی

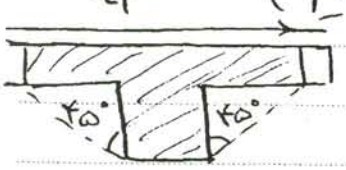
با قرار دادن I_s

در دال های سنگی برای α از ضریب ضعیف استفاده می شود.

$\alpha = \frac{\text{سختی خمشی مقطع مؤثر تیر}}{\text{سختی خمشی مقطع دال}}$

* کل مقطع l_2 را به عنوان دال در نظر می گیریم، چون سختی دال را نسبت در نظر گرفتیم برای سهولت سختی نسبی مقطع تیر را نیز قوی تر در نظر می گیریم.)

(با زاویه ی ۴۵° از کف تیر)

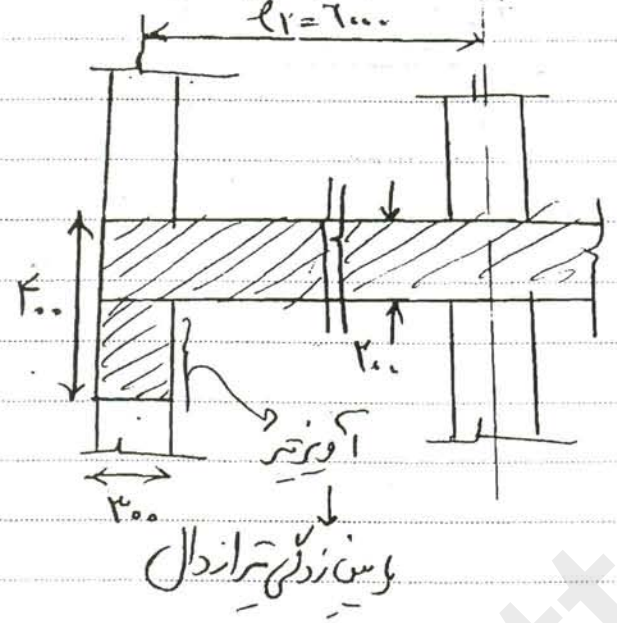


www.tiran.ir

Subject:

Year. Month. Date.

مثال : دال لبه‌ای در نظر می‌گیریم . دال به ضخامت 200^{mm} داریم ولی در این طرف دال دارای یک تیر لبه‌ای است (زیرا برای پانل‌های لبه‌ای این تیر به کاهش خیز استحکام بیشتر دال کمک می‌کند.) ← برای دال‌های تحت سطوح آلز تیر لبه‌ای را استفاده می‌شود.



حون دال از یک طرف ادامه دارد ← به جای مقطع T شکل برای تیر مقطع L شکل داریم.

* گاهی تیر دارای پایین زدگی داریم در این صورت زاویه‌ی 45° از بالا رسم می‌شود علاوه بر 45° از پایین ← هر کدام کوچکتر شود به عنوان عرض موثر در نظر می‌گیریم.)

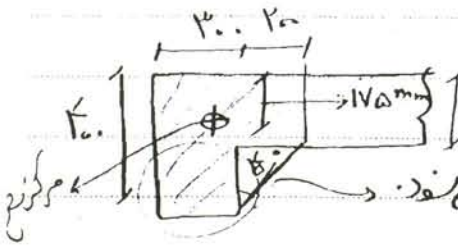
www.tnar.ir

Subject :
Year . Month . Date . ( )

امتدادی سطحی که بر صفحه است که دال و تیر همدیگر را دیفرانسیل مقاومت یک نیرو دارند ← مصالح یک نیرو دارند ← ضریب ارتجاعی یکسان ندارند.
ضریب α را می‌خواهیم برای این ترکیب حساب کنیم

$E_{cb} = E_{cs}$ ضریب سختی $\alpha = \frac{I_b}{I_s}$ تیر دوطرفه

۱- محاسبه I_b



ماخذ زدن تیر از دال ← دقیقاً تیر همینطور که هست می‌شود.

اگر تیر دالی بالا زده شود بعد تیر از بالا هم در نظر گرفته می‌شود با زاویه ۴۵°.
۲۰۰ نباید از $4h_0$ بیشتر باشد ← ۲۰۰ ملاک است.

برای محاسبه ممان اینرسی مقطع ← محاسبات تکیه بر لبه‌ی فوقانی (لبه‌ی بالایی دال) می‌کنیم.
مرکز سطح مقطع را باید پیدا کنیم ← مرکز سطح داخل دال

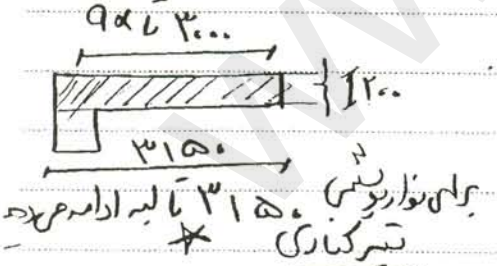
تبدیل مربع مستطیل‌های جزئی و ... از قانون انتقال محورها

با قانون انتقال محورها ممان اینرسی محاسبه می‌شود

$$I_b = \frac{۳۰۰\times۴۰۰^3}{12} + (۳۰۰\times۴۰۰)(۲۰۰-۱۷۵)^2 + \frac{۲۰۰\times۲۰۰^3}{12} + (۲۰۰\times۲۰۰)(۱۷۵-۱۰۰)^2$$

$$۲۵۳۳\times10^6\ mm^4$$

۲- محاسبه I_s ← عرض نوار پوششی که به تیر می‌رسد.



برای نوار پوششی ۳۱۵۰ تا لبه ادامه می‌دهد ★
تیر کناری

$$I_s = \frac{۳۱۵۰\times۲۰۰^3}{12} = ۲۱۰۰\times10^6\ mm^4$$

$$\text{ضریب سختی‌ها } \alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{۲۰۳۳}{۲۱۰۰} = ۰,۹۶۸$$

که ضرایب ارتجاعی ساده می‌شوند

Page 10

۲۵

www.tuna.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

در روش دقیق مستقیم تا می توانیم کوتاه کنیم تیر آستانه تیک طرفی را سعی می کنیم تیر آزاد دهانه

$M_0 = \frac{Wu\,t_2\,Ln^2}{8}$ تیر آزاد دهانه یا تیر استاتیک تواند توشی $Ln \geq 0.65 L_1$

Wu بار عامل گذاری بر سطح دال

t_2 عرض نوار پوشش ← حرجا برای خودش

$Wu\,t_2$ ← بار عامل طول تیر عرضی در امتداد می سازی

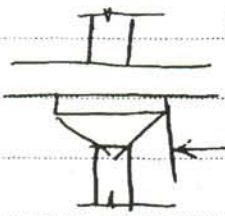
برای M_0^* دهانه ی آزاد در نظر می گیریم ← بیرون تا بیرون ستون

می سبری

Ln : دهانه ی آزاد دال

braket یا

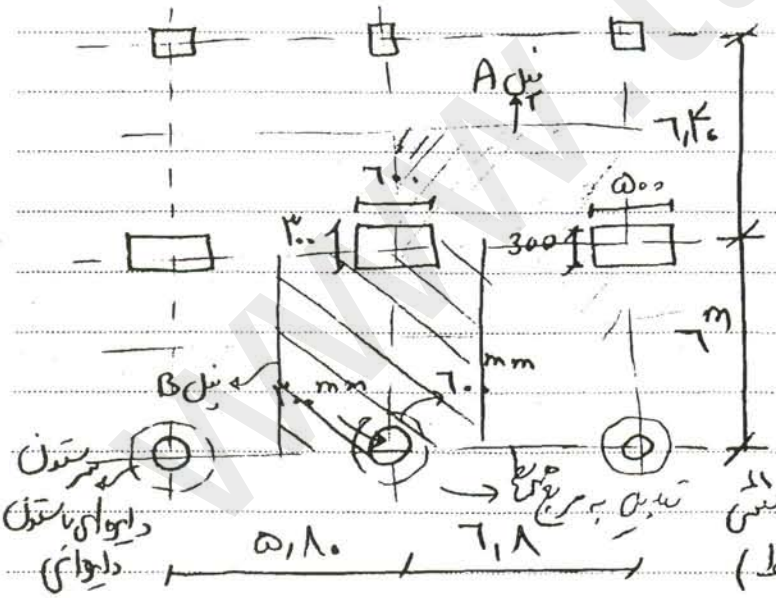
آخر ستون ضلی بدن بود چون سر ستون در ناحیه ی کوچکی ضلی است Ln را اندکی توان ضلی کوچک گرفت.



$Ln \geq 0.65 L_1$

صلی Ln ←

مشکل ← بدان دال تخت



ضخامت دال 200 mm

ستون مستطیلی 600×300

ستون دایره ای قطر 300 mm

سر ستون به قطر 600 mm

تبدیل به مربع معادل

دامنه ی تیر عرضی مرزی برای نوار پوشش بین دو ستون (و نقطه وسط) 580 را می سازیم.

فنر ۴۷۱ صلب

فنر: در جهت تیر لبه ای دال جاور

www.tusar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بار مرده ناشی از خود سقف و بار زنده $4.8\ kN/m^2$

$$w_u = 1.25 \times \left(\frac{200}{1000} \times 24\right) + 1.5 \times 4.8 = 13.20\ kN/m^2$$

وزن مخصوص بتن

آرماتور در جهت کوتاه‌تر:

دهانه A:

L_2 ← L_2 دو طرف ستون‌ها یکی است ← میانگین

$$L_2 = \frac{6.40 + 6}{2} = 6.20 \quad \checkmark$$

$$M_0 = \frac{w_u L_2 L_n^2}{8}$$

نصف بعد ستون

$$L_n = 7.8 - \frac{1}{2}\left(\frac{600}{1000} + \frac{500}{1000}\right) = 7.25\ m$$

ازدیاد ستون نادیده گرفته شود $\rightarrow 0.65 L_1$

$$M_0 = \frac{13.20 \times 6.20 \times 7.25^2}{8} = 400\ kN/m$$

دهانه امتداد شمالی جنوبی دهانه B $L_1 = 7$

$$L_2 = \frac{7.8 + 8.1}{2} = 7.30$$

$L_n =$

ستون با شکل‌های مختلف داریم.

دایره، مستطیل، ۶ ضلعی منتظم

می‌بینیم L_n منطقی است از این رو L_n را اصابت کنیم

برای این نوع شکل‌ها مثل دایره و ۶ ضلعی

- روش: مقطع مربعی هم سطح با مقطع موجود در نظر می‌گیریم

$$\frac{\pi d^2}{4} = C^2 \rightarrow C = \frac{d\sqrt{\pi}}{2} \simeq 0.8862\,d$$

مقطع مربعی ← ضلع C

$$L_n = \text{⑥} - \frac{1}{2}\left(\frac{300}{100}\right) - \frac{1}{2}\left(0.8862 \times \frac{600}{100}\right) = 5.85\ m$$

ضلع ۶ ضلعی

$$M_0 = \frac{13.20 \times 7.30 \times 5.85^2}{8} = 324\ kN.m$$

PARCO

www.tuner.ir

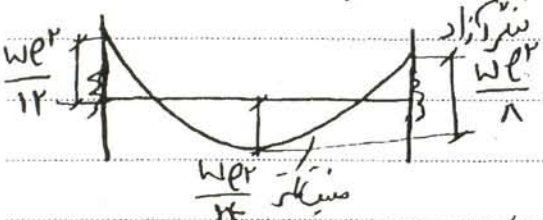
Subject:
Year. Month. Date. ( )

تیر آزاد را باید به تیر ساده تکیه‌گاهی و لنگر + وسط دهانه تقسیم کنیم و بیارزیم به تحلیل تاب بدلیم. وسط ص ۴۹۲

تقسیم تیر استاتیکی نوار بتونی به تیرهای مثبت و منفی:

- دهانه‌های داخلی و خارجی ضرایب از تحلیل دقیق به دست آمده است.

داخلی: دال از دو طرف ادامه دارد

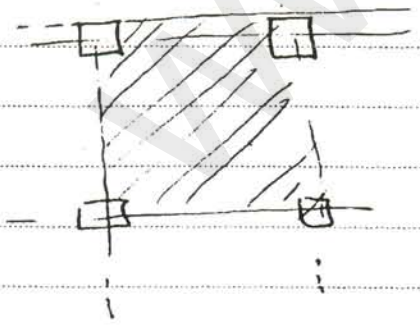


$\frac{wl^2}{8}$ $\begin{cases} \frac{w\frac{9}{4}l^2}{12} \text{ تکیه‌گاهی} \longrightarrow \frac{2}{3}\times\text{کل} = 0.67 \\ \frac{wl^2}{24} \text{ وسط دهانه} \longrightarrow \frac{1}{3}\times\text{کل} = 0.34 \end{cases}$

دهانه‌های داخلی طبق آیین‌نامه ۱۰۰٪ را نداریم پس تیر منفی کنترل در نظر می‌گیریم

دهانه‌ی داخلی ۰.۶۵M۰ تکیه‌گاهی ۰.۳۵M۰ وسط دهانه

دهانه‌ی خارجی باید تکیه‌گاه خارجی را بررسی کنیم پس از جدول ۱۰-۷ ص ۴۹۳ تیر را حساب کنیم



تیر منفی داخلی

تیر مثبت

دال از آن طرف ← تیر منفی خارجی
قطع شده است

www.tinar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

مثل یک تیر ساده‌ای در طرفی که دال ادامه نداشته لنگر لنگر است

← دیوار مقاومتی در برابر دوران دال ندارد.

تکیه‌گاه خارجی ساده ← مثل دیوار بنایی ← لنگر صفر خارجی = ۰

سیستم تیر و دال ← دال متکی بر تیر ضعیف ← در امتداد دهانه‌ی ساده‌ای وجود این تیرها

تیرلبه‌ای و ستون باعث ایجاد لنگر صفر می‌شود

خارجی ۰٫۱۶ M.

+ ۰٫۵۷

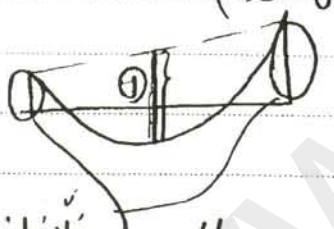
داخلی ۰٫۱۷ M.

دال تخت ← تیر داخلی ندارد

* وجود تیر باعث افزایش لنگر صفر می‌شود زیرا سختی دارد.

* دیوار برشی ← تکیه‌گاه ساده ← گره‌ای دوران پذیر ← مقدار لنگر صفر دهانه‌ی داخلی

* (مجموعه مجموع لنگر وسط و داخلی و خارجی برابر M۰ می‌شود.)



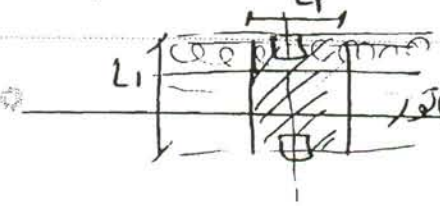
لنگر ↑ ← لنگر تکیه‌گاه ↓

میانگین این دو = M۰

بعد از به دست آوردن لنگرهای مثبت و منفی:

تقسیم لنگر نوار برشی بین نوار ستونی و میانی:

نوار برشی از یک نوار ستونی در اطراف ۹۰ ستون و دو نیم نوار میانی در دو طرف



سپس: لنگر ← لنگر واحد عرض ← طراحی آرماتور

عرض

۹۷

www.tinar.ir

Subject

Year. Month. Date. ( )

در این قسمت پارامتر α مؤثر است

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

I_b: سختی خمشی تیر موجود در امتداد ستون‌های پیرامونی

$\alpha \uparrow$ ← ستون قوی‌تر که لنگر بیشتری می‌گیرد.

پارامتر دیگر سختی پیچشی تیر لبه‌ای است ← که لنگر منفی را افزایش می‌دهد

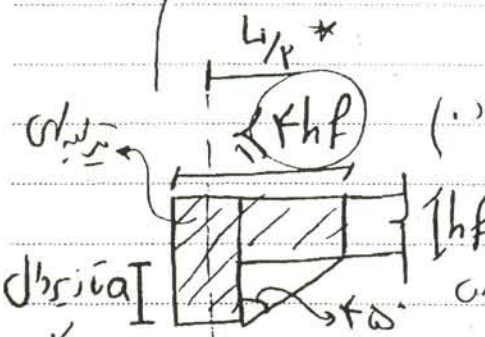
سختی پیچشی تیر لبه‌ای

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_c I_s} \quad (1)$$

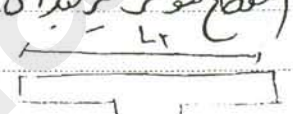
$\frac{GC}{EI}$ ← سختی پیچشی

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

با تقسیم به مستطیل‌های جزیی



* (مقطع مؤثر تیر لبه‌ای مثل تیر داخلی حساب می‌شود.)



بعضی بشه ارتفاع تیر را افزایش می‌دهیم

تقسیم مستطیل جزئی باید به گونه‌ای باشد که C مینیمم شود. هر چه کوچک‌تر x و بزرگ‌تر y ← یعنی ضخامت بیشتر ارتفاع بیشتر را اختصاص می‌دهیم.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ضریب پواسون = ۰ ← در بتن اطمینان

$$G = \frac{E}{2}$$

I_s ← ممان اینرسی دال با عرض برابر L_2

تیر دو امتدادی سبک

نسبت سختی تیر:

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

I_1/L_1 ← سختی خمشی تیر

$\frac{\alpha_1 (L_2)}{L_1} \rightarrow \frac{I_s}{L_2}$ ← سختی تیر نسبت به سختی واحد عرض دال

* سختی پیچشی تیر لبه‌ای در این رابطه در نظر گرفته شده است

www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

* هرچه این نسبت بزرگتر باشد سهم دوسیم تولیدمیانی کند نیز بزرگتر است $\frac{L_2}{L_1}$

* هرچه $\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$ بزرگتر باشد سهم نوار ستونی بزرگتر است ← دوراهی برقوی برباشد

* سهم نوار ستونی از لنگر مثبت / کل لنگر مثبت طره‌ها $= 75 + 30\left(\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}\right)\left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right)$ ← سهم تیر در استاندارد سبکی

حداقل 75٪ نوار ستونی می‌رسد مگر اینکه $\frac{L_2}{L_1}$ بزرگتر از 1 باشد و مستقیم مثبت شود. ← یعنی دال یک بدون نوار لبه‌ای $\beta_t = 0$

* سهم نوار ستونی از لنگر منفی / کل لنگر منفی طره‌ها $= 100 - 10\,\beta_t + 12\,\beta_t\left(\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}\right)\left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right)$ ← سهم تیر لبه‌ای

نشان می‌دهد سهم زیادی را نوار ستونی می‌برد نزدیک 100٪

آن قسمتی که باقی می‌ماند به دوسیم تولید میانی می‌رسد.

* سهم نوار ستونی از لنگر + $= 60 + 30\left(\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}\right)\left(1.5 - \frac{L_2}{L_1}\right)$ ← سهم تیرهای میانی

60 ← حداکثر زیاد اعضا دهانه دوسیم تولید میانی فعال می‌شوند.

محدودیت‌هایی که برای اینکه روابط بالا جواب خوبی دهند:

حداقل صفر اگر تیر نداشته باشد

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} \leq 1$ ← اگر بزرگتر از این باشد ما می‌گذاریم

اگر تیر لبه‌ای نداشته باشد $\beta_t = 0$

$\beta_t \leq 2.5$ ← حداکثر 2.5 گرفته می‌شود

* اگر ضابطه دیواری شبیه با ستون با عرض زیاد داشته باشیم که در یک طرف مثل یک دیوار ← نصف دیوار را علاوه بر نصف ستون

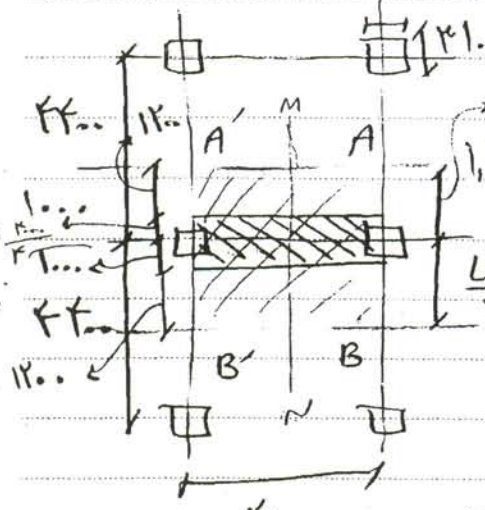
عرض ستون از $\frac{3}{4}$ عرض نوار ستونی بیشتر باشد 98

Subject:
Year. Month. Date. ( )

* وجه خارجی در این صورت تیر سقف به طور یکنواخت بین دو راستای دیافراگم تقسیم می‌شود ← تیر تقسیم بر کل عرض پوشش ← تیر واحد عرض ۱ متر

* اگر بار دهانه را به دیافراگم دهیم ← این بار جابجایی را در تیر کاهش می‌دهد.

مثال: دهانه‌ی داخلی: دال تخت ← تیر بدلیم



ضخامت دال ۱۴۰ mm

بار زنده $2.4\ \frac{kN}{m^2}$

بار مرده‌ی اضافی ناشی از کفسازی و پارتیشن $1.2\ \frac{kN}{m^2}$

یک دهانه‌ی داخلی دال را در نظر می‌گیریم

استفاده‌ی سیمانی تیر عرضی

ستون مستطیلی ۲۶۰×۴۱۰

محور سیمانی CD نوار پوشش ABA'B'

عرض نوار پوشش $L_2 = 4400$

2×2200

$L_1 < L_2$ ← از هر طرف $\frac{L_1}{4}$ عرض نوار ستونی تیر نوار میانی $2200-1000=1200$

$w_u = 1.25\left(\frac{1400}{1000}\times 2200 + 1.2\right) + 1.5(2.4) = 9.30\ \frac{kN}{m^2}$ ، M_0 محاسبه‌ی

$L_n = \underset{L_1}{4000} - \frac{1}{2}\times(2\times 260) = 3740\ mm$ $L_2 = 4400$ دهانه‌ی آزاد

$M_0 = 9.3 \times 4.4 \times \frac{3740^2}{8} = 71.05\ kN.m$

M_0 تقسیم

لنگر مثبت وسط دهانه $= 0.35 M_0 = 25.04\ kN.m$

لنگر منفی وجه داخلی $= 0.65 M_0 = 46.18\ kN.m$

www.tmar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

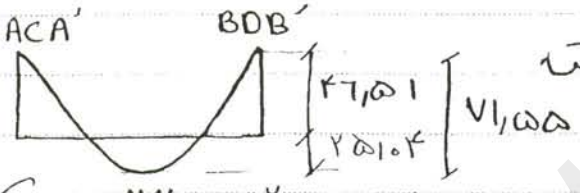
$\frac{\alpha_{1,2}}{L_1} = 0$ تیر نداریم

تقسیم بین نوارها: سهم نوار ستونی از لنگر منفی = $(0.75)(-46.51) = -34.88\ kN.m$
سهم دو نوار میانی = $(0.25)(-46.51) = -11.63$

از لنگر مثبت { سهم نوار ستونی = $(0.7)(25.04) = 15.02\ kN.m$
سهم دو نوار میانی = $(0.3)(25.04) = 10.02\ kN.m$

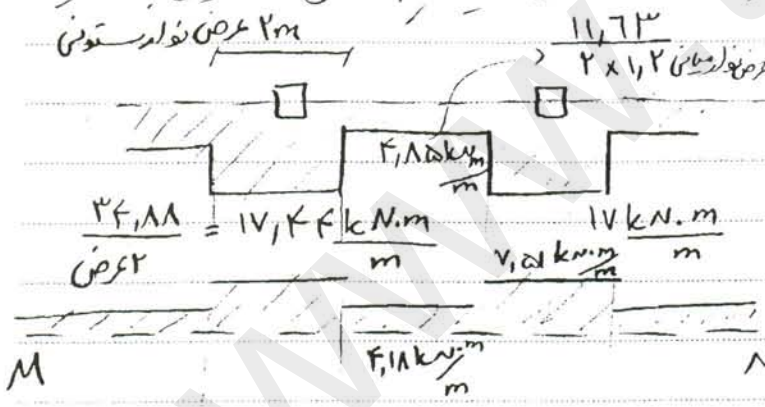
$M_0 = 71.55\ kN.m$
لنگر منفی تکیه‌گاه → -46.51 → نوار ستونی $-34.88\ kN.m$
→ دو نوار میانی -11.63
لنگر مثبت وسط دهانه → 25.04 → نوار ستونی 15.02
→ دو نوار میانی 10.02
جمع این دو = 25.06 ≈ 25.04

دیاگرام تقسیم لنگر:



همچنین سهم نوار ستونی از میانی بیشتر است

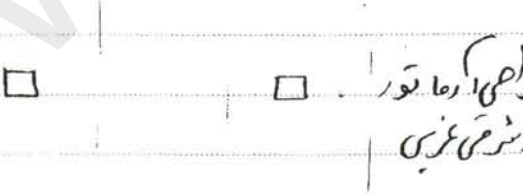
در نهایت برای طراحی باید لنگر را بر عرض مورد نظر تقسیم کنیم تا لنگر واحد عرض به دست آید.



۹۰ دوران شکل: لنگر منفی

آرماتورها را با این لنگرها طراحی می‌کنیم.

لنگر مثبت



برای امتداد شمالی جنوبی هم همین محاسبات را انجام می‌دهیم.

Subject :

Year . Month . Date . ( )

ضخامت دال کنسی طرح ۲۰۰mm

ستون‌ها کناری مربعی ۴۰×۴۰ هستند.

تیرهای حاشیه‌ای ۴۰×۶۰

با روش مستقیم لنگر + و - را می‌خواهیم

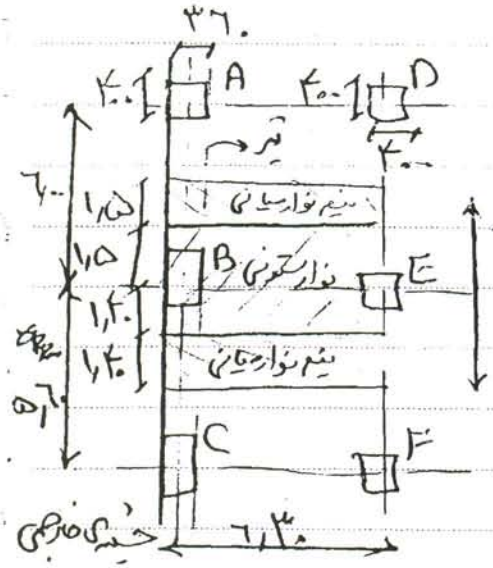
در نوار میانی و ستونی

جمعه‌ی می‌بینی در ابتدا دهانه‌ی طرفی

بار مرده‌ی اضافی $1,2\ kN/m^2$

بار زنده $2,9\ kN/m^2$

دال دارای تیر لبه‌ای است عرض ۳۰۰، عمق ۴۰۰



$\frac{5,60}{4} = 1,40$ ← $5,60$ عرض نوار ستونی

$\frac{6}{4} = 1,5$ عرض نوار میانی

بارهای وارد بر دال

$w_u = 1,2\left(\frac{200}{1000}\times 24 + 1,2\right) + 1,6\times 2,9 =$

$7,05 + 4,64 = 11,185\ kN/m^2$

$l_2 = 5,80\ m$ ، $\frac{6+5,6}{2} = 5,8m$

۲- می سیری تیر آزاد دهانه‌ی BE :

دهانه‌ی آزاد $l_n = 6,30 - \frac{1}{2}\frac{360}{1000} - \frac{1}{2}\frac{400}{1000} = 5,92m$

ستون طرحی — دال

کدبه محور

$M_0 = \frac{w_u l_2 \times l_n^2}{8} = \frac{11,185\times 5,80\times 5,92^2}{8} = 361,9\ kN.m$

جدول ۷-۱۰ اصفحه ۴۱۳ دال تخت و تیر لبه‌ای طرح ← ستون ۴ امر جدول.

۳ هشتم M_0 بین تیرهای مثبت و منفی.

ضریب لنگر منفی داخلی (لبه‌ی E) $M_u = 0,70 M_0 = -253,17\ kN.m$

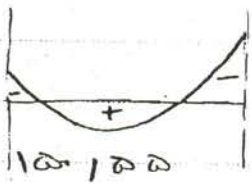
لنگر مثبت $M_u = 0,52 M_0 = 188,188\ kN.m$

لنگر منفی خارجی $M_u = 0,26 M_0 = -94,094\ kN.m$

www.tunar.ir

Year Month Date ( )

منحنی لنگر خمشی :



۲- تعیین لنگر بین دو دهانه ستونی و دو دهانه میانی :

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} = 0$ ← تیر دو انتها دارای تکیه گاه مفصلی است BE

طبق کتاب صفحه ۴۹۶ روابط ۱۲-۱۴,۱۰-۱۰

لنگر صفحه داخلی : $= 0.75 \times (-21.76) =$ لنگر صفحه نوار ستونی در تکیه گاه داخلی

$-158.07\ kN.m$

لنگر وارد عرض برای طراحی آرماتور $\equiv -54.51\ kN.m/m \quad \left(\frac{-158.07}{2.9}\right)$

لنگر صفحه نوار میانی در تکیه گاه داخلی $= 0.25 \times (-21.76) = -5.42$ معادل $\equiv -18.17\ \frac{kN.m}{m}$

لنگر مثبت : لنگر صفحه نوار ستونی $= 0.60 \times 150.55 = 9.033\ kN.m \equiv 31.15\ \frac{kN.m}{m}$ ÷2.9

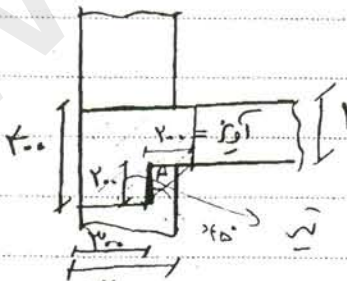
لنگر صفحه نوار میانی $= 0.40 \times 150.55 = 6.022\ kN.m \equiv 20.77\ kN.m/m$ ÷2.9

رابطه ۱۳-۱۰ و β_t که فاکتور حضور تیر لبه ای باید حساب شود. $\frac{\alpha_1 L_2}{L} = 0$

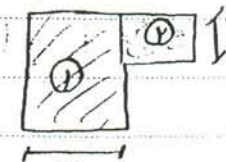
لنگر صفحه خارجی :

حضور تیر لبه ای باعث می شود دو دهانه میانی هم مقداری به کار بیفتند و لنگر بدهند.

$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$ ← دال و تیر همزمان با هم تغییر شکل می دهند



* محاسبه ممان اینرسی تیر :
مساحت زیر تیر A_1
مرکز ثقل این سطح کجاست نسبت به لبه بالا
از A_1 برای فاصله مرکز ثقل تا لبه بالا استفاده کنید



تقسیم بندی به گونه ای است که $\max C$

ثابت پیچشی $C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$ ← این فاصله مرکز ثقل است

	x	y	C (mm⁴)	تعداد قسمت ها
①	۳۰۰	۴۰۰	1199.400×10^6	
②	۲۰۰	۲۰۰	197.323×10^6	

$\Rightarrow C = 2.967 \times 10^6\ mm^4$

۱۰۰

Subject:
Year. Month. Date. ( )

β_t را با I_s بی بعد می‌کنیم. I_s = ممان اینرسی مقطع دال عرضی $= \frac{l_2 h_f^3}{12} = 3866{,}67 \times 10^6$ (بر حسب mm)

درصد سهم نوار ستونی از لنگر منفی در تکیه‌گاه خارجی $=$

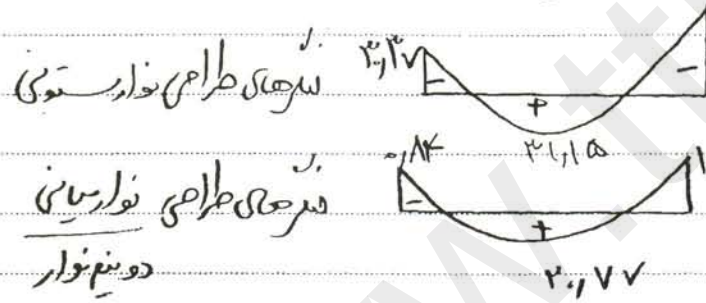
$$100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left(\frac{l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right)^2 = 100 - 2{,}7 = 97{,}3\%$$

تیر در امتداد محاسباتی نداریم

سهم نوار ستونی: $0{,}973 \times (-90{,}33) = -88{,}07\ kN.m$ $\xrightarrow{\div 2{,}9} \equiv 30{,}37\ \frac{kN.m}{m}$ عرض

سهم نوار میانی: $0{,}027 \times (-90{,}33) = -2{,}44\ kN.m \xrightarrow{\div 2{,}9} \equiv -0{,}84\ \frac{kN.m}{m}$ عرض

برای راحتی طراحی نتایج را روی دو دیاگرام می‌کشیم:



* تیر در امتداد محاسباتی = تیر موازی

سهم تیر موازی از لنگر نوار ستونی:

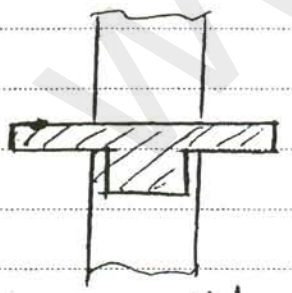
اگر در نوار ستونی تیر داشته باشیم.

عرض در امتداد محاسباتی

همان نسبت $\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}$ را میانگر می‌دهیم،

امتداد محاسباتی

$\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} \geq 1 \Rightarrow$ * به تیر ۸۵٪



PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال همراه تیرهای طولی نقش تیر را بازی کند ← دتر + اگر با تیرهای عمانی ، - اگر با تیر فولادی

- اگر $1 > \frac{\alpha_1 L_2}{L_1} > 0$ باید بین ۰ و ۰٫۸۵ درون یابی کنیم . (۸۵٪)

(به سهم تیر کناری است . (کل لنگر سقوی دهانه ای تقریبا ۸۵٪ لنگر کناری)

ص ۴۹۷

این جدول برای مقادیر $\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$ و β_t است

β_t ↓ ۲٫۵ — $\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}$ ↓ ۱ — دالته باشیم

۰ ← ۰ — تیر در جهت می‌گذاشته باشیم

فقط برای این مقادیر مایل استفاده شده است.

ص ۴۹۸

مسقیما برص ۸۰ توزیع انجام داده است

باین ص ۴۹۸ دال تخت با تیر لبه ای با فرض $\beta_t = 2.5$

ص ۴۹۹ دیوار برشی یا ستون عرض $\geq \frac{3}{4} L_2$ لنگر صفر لبه ای فرض میکنیم اصلاح توزیع می شود. ۰٫۴۹ و ۰٫۱۶ مثبت.

ص ۵۰۰ $\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} = 1$

* در روش مستقیم می توان لنگر منفی تکیه گاهی را برای کاهش تراکم به لبه ها ۱۰٪ کم کرد به شرطی که میانگین لنگرهای منفی و لنگر مثبت وسط دهانه کوچکتر با ۸۰٪ باشد. ← لنگر مثبت زیاد می شود.

* ص ۴۹۸ پایین صفحه توضیحاتی داده شده است اگر در جهت مهار جانبی باشد و دیافراگم استاد دیوار داشته باشیم

Page

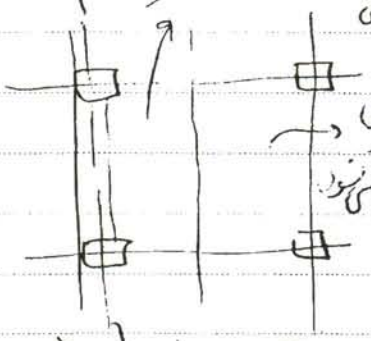
۱۰۱

Subject:
Year. Month. Date. ( )

فولادپوششی کناری = بتنم دارستونی + بتنم دیوارسیمانی * بتنم دارستونی تقریبا = دیوار برشی

در صورت تکیه گاه یکپارچه داشته باشد و اگر نباشد کمتر می شود

* ولی بتنم فولادستونی دچار خمش می شود و نمی توان آن را برای سیم کردن بتن این برای آن از بتن اولین بتنم فولادسیمانی کناری این استفاده می کنیم))



از بتن این استفاده می شود

X سرهای بتنم دارکناری این را دور می بتنم و برای آن استفاده می کنیم. ص ۴۹۷

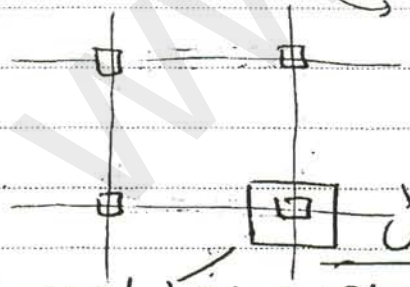
اثر برش در تیرها و دال ها:

به شرط اینکه $V_c \geq \frac{V_u}{\phi}$ باشد باز هم به صورت ذوزنقه و مثلث سهم بار تیرها را بدست می آوریم و از نظر برش در دال کنترل را انجام می دهیم. برش یکپارچه ای که بین تیران بارگذاری شده حساب می شود.

و می $V_c > \frac{V_u}{\phi}$

- حالت هایی که V_c است ضخامت باشد یعنی ما یک دال نازک داریم برش به ستون ها منتقل می شود یک مقطع بحرانی در اطراف ستون در نظر می گیریم که برش به صورت برش یک طرفه منتقل می شود

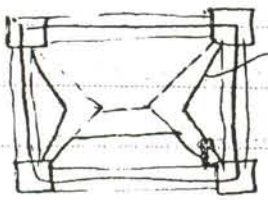
بنابراین ما برای بررسی برش یک طرفه نیاز داریم که بار جانبی را به دال تحت نمی دهیم و از دیوار برشی استفاده می کنیم



- اگر نداشته باشیم ولی $V_c \geq \frac{V_u}{\phi}$ کم باشد

باز هم تقسیم ذوزنقه و مثلث است ولی ارتفاع مثلث و ذوزنقه تحت است $\frac{V_u}{\phi}$ یعنی یک باری باقی می ماند که باید به ستون ها منتقل شود این بار را از طریق سطح بحرانی که باقی می ماند به ستون منتقل می کنیم.)

PAPCO



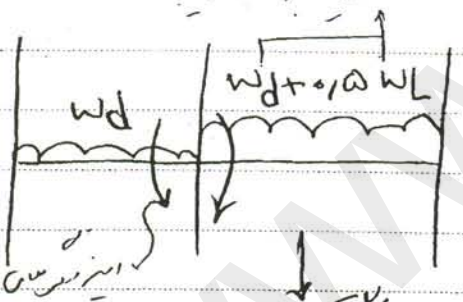
ناحیه‌ای با بتنی می‌توان کرد بار آن از طریق ... به ناحیه‌ای تراکمی دستون منتقل می‌شود.

مرحله ۲: $\frac{\alpha l_2}{l_1}$ ≥ ۱ است
ناحیه‌ی فشرده در دو راستا ای تقویت می‌شود.

به ستون‌ها بار ثابت وارد می‌شود اما لنگری که به ستون‌ها وارد می‌شود را می‌خواهیم

دو دهانه‌ی مجاور ستون را در نظر می‌گیریم و اختلاف طول دو دهانه‌ی کناور باعث می‌شود لنگر ایجاد شود. عامل دیگر بارگذاری شطرنجی به خاطر حضور یا عدم حضور بار زنده است.

این نامه اجازه نمی‌دهد بار زنده را فقط روی دهانه‌ی مزبله قرار دهیم، بار را همه را قرار دهیم بلکه می‌گوید باید نصف آن را قرار دهیم ← بارگذاری نامتعادل ← در ستون



ستون داخلی (بارها ضربدار است.)

اختلاف دو لنگر به ستون وارد می‌شود.

با تغییر کردن ۲ تا دو دهانه می‌توان تغییر کند.

$$0.65\left[\frac{(w_d+0.5w_L)\,l_2\,l_n^2}{8} - \frac{w_d l_2 (l_n')^2}{8}\right]$$

اختلاف لنگر را به گره وارد می‌کنیم اختلاف به سختی بین عناصر موجود در گره توزیع می‌شود.

۶۵ ← ص ۴۴۲ لنگر در دهانه‌ی داخلی ۰.۶۵M ← لنگر منفی تکیه‌گاهی است.

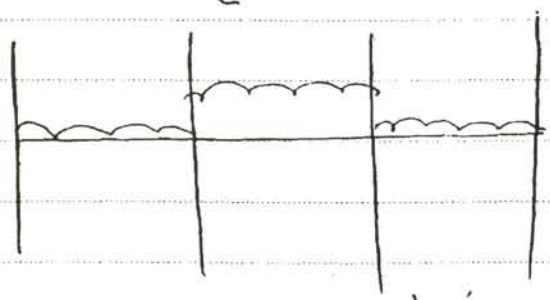
$\frac{0.65}{8} = 0.081$

PAPCO

Year Month Date ( )

بعد از متعادل سازی گره و محاسبه اختلاف لنگر به ستون ها می رسیم

$$M_{\text{ستون}} = \pm 0.10\,V\left[(W_d + 0.5\,W_L)L_2 L_n^2 - W_d L_2 L_n'^2\right]$$



ممکن است همینطوری وسط بنویسید ولی در روش ضریب ما این کار را نمی کنیم لذا این را در نظر بگیرید.

صفر است لنگر بارگذاری نظیر تیر در دهانه ها

اگر بارگذاری نظیر تیر را فقط سوئی در نظر می گیریم که $Ba < 2$ باشد (بار زنده پیاده شود)

بار مرده (همه جا بدون تغییر)

$$Ba = \frac{DD}{LL} > 2 \quad \text{بار زنده (همه جا بدون تغییر)}$$

اگر بارگذاری نظیر تیر کم است و آن را خط می کنیم.

برای بررسی قوی و ضعیف بودن ستون ها

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

سختی ستون های بالا و پایین طبقه

اگر $Ba > 2$ و شرط $\alpha_c < \alpha_{c,max}$ برقرار نباشد باز هم لازم است اثر بارگذاری نظیر تیر را در نظر بگیریم.

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

$$k_s = \frac{4EI_{bs}}{L_1}$$

ممان اینرسی مقطع دال دو طرف ستون $= \frac{L_2 h^3}{12}$

I_b ممان اینرسی مقطع موثر تیر $k_b = \frac{4EI_b}{L_1}$ برای تیر

Subject:
Year. Month. Date. ( )

اگر α_c بزرگ باشد یعنی ستون لاغر باشد
لازم است اثر بارگذاری طولی را در نظر بگیریم $\alpha_c \longleftrightarrow \alpha_{c,min}$

$\alpha_c \geq \alpha_{cmin}$ ← صفحه ۱۰۸ ص ۵۰۳

$\frac{L_2}{L_1}$ هرچه بزرگتر باشد میزان بار بیشتر است و اثر بارگذاری طولی در آن بیشتر خود را نشان می‌دهد

حالتی که $\alpha_{cmin} = 0$ یعنی اثر بارگذاری طولی را حساب نمی‌کنیم زیرا در هر حال $\alpha_c > 0$ است.

اگر $\alpha_c < \alpha_{c,min}$

$$\delta_s = 1 + \frac{2 - \beta_d}{2 + \beta_d}\left(1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{min}}\right)$$ ← عدد + همیشه مثبت خواهد بود

* هرچه β_d بالا باشد تأثیر بار زنده بیشتر شده $\frac{2-\beta_d}{2+\beta_d}$ بزرگ می‌شود و اثر بار طولی بزرگتر می‌شود. $\beta_d \uparrow \Rightarrow \delta_s \uparrow$

منظور تغییرات δ_s با بند ص ۵۰۳

$\frac{\alpha_c}{\alpha_{min}}$ برابر ۱ ← $\delta_s = 1$

هرچه $\beta_d \downarrow \rightarrow \delta_s \uparrow$

Page 10

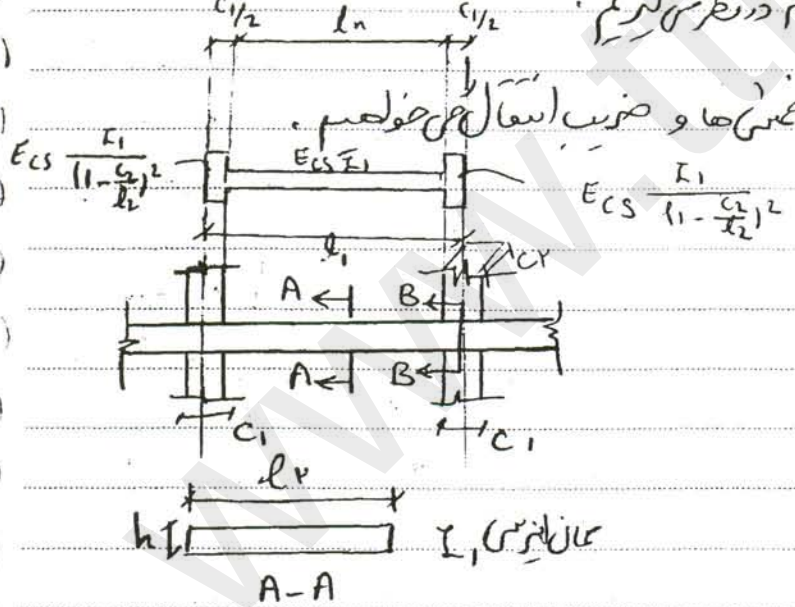
Year Month Date

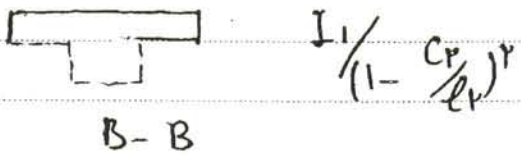
در حالتی که نیروهای وارد مستقیم بر قاب نباشد
دو دهانه و یا تیرها با سختی متفاوت
از روش تحلیل قاب استفاده می کنیم.

صفحه

قاب می تواند بصورت ارتفاع کل ساختمان یا زیر قاب باشد ← وضعیت های
مختلفی وجود دارد وجود میرستون، تیرمولزی و ...

شکل صفحه 5.6 قاب معادل در محل ستون درگه ستون بالا و پایین داریم.
تیر B در امتدادی سوئی ← تیرمولزی
دال تیر ← تیر + دال که در امتداد تیرمولزی قرار می گیرد.
تیر و دال
سطح هاشور خورده ← مقطع تیر مولزی که سختی آن در میزان نشست ستون ها
موثر است و نباید از آن هم در نظر گرفت.



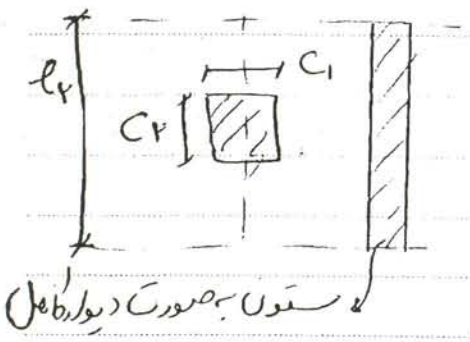


PAPCO

Subject:
Year. Month. Date ( )

l_2 ← ضخامت تولید پوشش ضخامت دال h

در روش ضرایب معادل ضرایب سختی و تقسیم بار را تعیین می‌کنیم
اعضای افقی دال‌ها ← ساده‌ترین حالت دال تخت که روی ستون قرار دارد.
اعضای قائم ستون



ستون به صورت دیوار کامل

C_2 ← عرض ستون محدوده‌ای امتداد می‌یابد تقویت ضخامتی همسنی به C_2 بستگی دارد

دیوار کامل ← انتقال دال به دیوار می‌تواند برقرار در نظر گرفته شود ← سختی خمشی در داخل دیوار صفر است

دیوار کامل: $C_2 = l_2$
اثر $C_2 < l_2$ ← میزان سختی که تکیه‌گاه ایجاد می‌کند تابع C_2 است

$\left(1 - \frac{C_2}{l_2}\right)^2$ ← ضریب تشدید کننده

از آنالیزها و کلیل‌های دقیق‌تر توان ۲ به دست آمده است.

ص ۵۰۷ ← دال قارچی (دال تخت با کتیبه)
کتیبه ← قسمتی از دال با ضخامت بیشتر برای افزایش مقاومت خمشی منفی و مقاومت برشی
عمان آنالیزی مقطع ترک خورده را مبنای کار قرار می‌دهیم.

در محل کتیبه عمان آنالیزی افزایش می‌یابد $I_1 > I_2$.

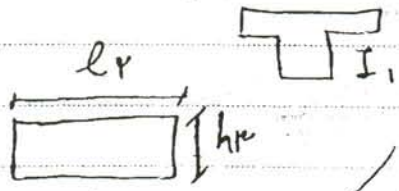
ص ۵۰۸ شکل بالای صفحه ← دال تخت با کتیبه و سر ستون

سر ستون ← مقطع بزرگتر برای مقابله با برش سوراخ کننده ← این مقطع به فاصله‌ای مشخص از تکیه‌گاه قرار دارد.
مقطع C-C در ناحیه‌ی سر ستون ← شبیه حالتی است که کتیبه داریم افزایش I فقط از رسیدن به ستون شروع می‌شود

۱۰۴

Subject:
Year. Month. Date.

مقطع DD : مقطع A-A کل تیر است.
EE : محدود امتدادی سیالی



اثر از سمت چپ داخل ستون بزرگ باید I۲ را تقویت کنیم.

$\frac{I_2}{(1-\frac{C_{29}}{L_2})^2}$ ← عرض C۲ ستون ۹ در سمت چپ C۲۹

برای میله‌ی صلبی یا انتگرال گیری می‌کنیم یا از جداول استفاده می‌کنیم.
ص ۵۶۳ ببعد.

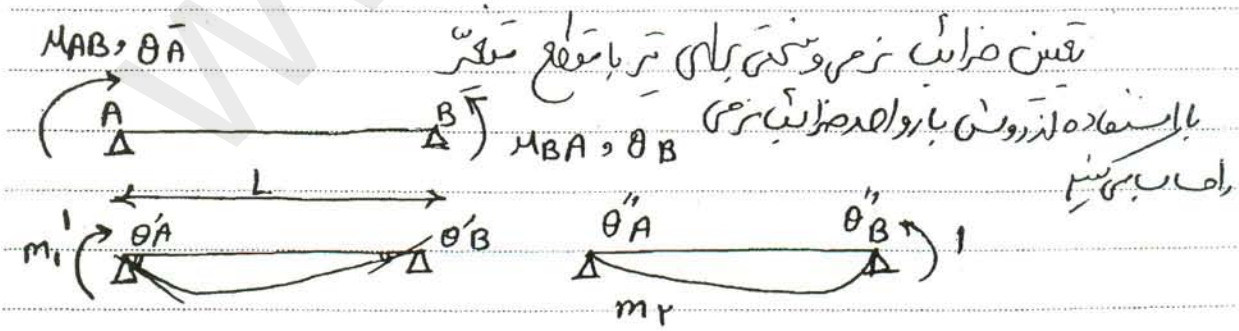
سختی $\frac{4EI}{L}$ ، $\frac{2EI}{L}$ نسبت.

ص ۵۶۴ دال با گیردار برای حالت‌های مختلف صفحات تکیه.
ص ۵۶۸ یک طرف گیردار

knf ضریب سختی. که باید در مجاز ایزی ضرب شود. تا ضرایب گیش به دست آید.
ضرایب انتقال ۰٫۵ ← تیر با متوسط یکسان است
Cf۱ Cf۲ ستون سمت راست.
لحدود امتدادی سیالی ← محدود به امتدادی سیالی

تیرهای گیردار هم یا از جدول یا با انتگرال گیری به دست می‌آید.
تیر گیردار برای انواع بارگذاری محاسبه می‌کند.

تعیین ضرایب نرمی و سختی برای تیر با متوسط متغیر
با استفاده از روش بار واحد ضرایب نرمی را محاسبه می‌کنیم



PAPCO

Subject :
Year. Month. Date.

ضریب f_{11} = $\theta'_A = \int_0^L \frac{m_1^2 dx}{EI} = \int \frac{(1-x/L)^2}{EI} dx$

انتگرال سیمپسون یا تقسیم دهانه می‌توان این را حل کرد.

$f_{21} = \theta'_B = \int \frac{m_1 m_2}{EI} dx$

↓

دوران در نقطه ۲ به ازای لنگر در نقطه ۱

$f_{12} = \int \frac{m_1 m_2 dx}{EI} = \theta''_A$

$\theta''_B = \int \frac{m_2^2 dx}{EI} = f_{22}$

حالت واقعی ← از دو طرف M_{AB} و M_{BA} داریم.

$\theta_A = M_{AB}\theta'_A + M_{BA}\theta''_A$

$\theta_B = M_{AB}\theta'_B + M_{BA}\theta''_B$

$$\begin{bmatrix}\theta_A \\ \theta_B\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}M_{AB} \\ M_{BA}\end{bmatrix}$$

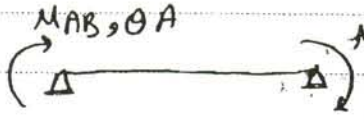
ماتریس نرمی

$$\begin{bmatrix}M_{AB} \\ M_{BA}\end{bmatrix} = \frac{1}{f_{11}f_{22} - f_{12}f_{21}}\begin{bmatrix}f_{22} & -f_{12} \\ -f_{21} & f_{11}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\theta_A \\ \theta_B\end{bmatrix}$$

چون در حالت + جهت θ_B عوض شده این ستون در - ضرب می‌شود

چون جهت M_{BA} عوض شد این سطر هم در - ضرب می‌شود

در روش سختی باید ابتدا جهت + در نظر بگیریم مثلاً ↻ باشد



Page(s)

۱۰۵

www.tinar.ir

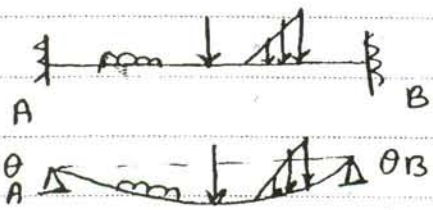
Subject :

Year. Month. Date. ( )

$$\frac{k_{AB}}{k_A} = \frac{f_{۲۲}}{f_{۱۱}f_{۲۲} - f_{۱۲}f_{۲۱}}$$

$$C_{AB} = \frac{f_{۱۲}}{f_{۲۲}}$$ ضریب انتقال

تیر با مقطع متغیر تحت بارگذاری دلخواه داریم

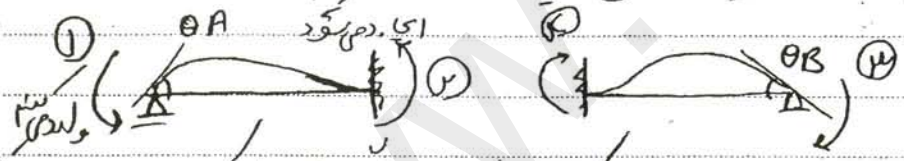


یک بار یک نیروی واحد در A و یک بار در B وارد می‌کنیم.

$$\theta_A = \int \frac{m_S m_1}{EI} ds$$

m_S : لنگر ناشی از بارگذاری اصلی روی تیر (تیر ساده)

در انتگرال گیری باید اثر سختی متغیر (مقطع متغیر) را در نظر بگیریم.



باید دوران‌های θ_A و θ_B را صفر کنیم بنابراین لنگر مقطع وارد می‌کنیم

$$\begin{Bmatrix} M_{AB} \\ M_{BA} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_A & k_C \\ k_C & k_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

جهت θ_A در جهت عقربه‌های ساعت فرض شده است.

① $-k_A\theta_A$ ② $-k_C\theta_A$ $\Leftarrow \theta_B = 0$

③ $+k_B\theta_B$ ④ $+k_C\theta_B$ $\Leftarrow \theta_A = 0$

جهت θ_B در جهت عقربه‌های ساعت فرض شده است.

www.tinar.ir

Subject :
Year. Month. Date. ( )

جمع سه سازه به ماتریس سازه‌ی اصلی راهی دهد

سرهای لبه‌داری $\begin{cases} M_{FA} = -k_A\theta_A + k_C\theta_B \\ M_{FB} = -k_C\theta_A + k_B\theta_B \end{cases}$ (⟵)

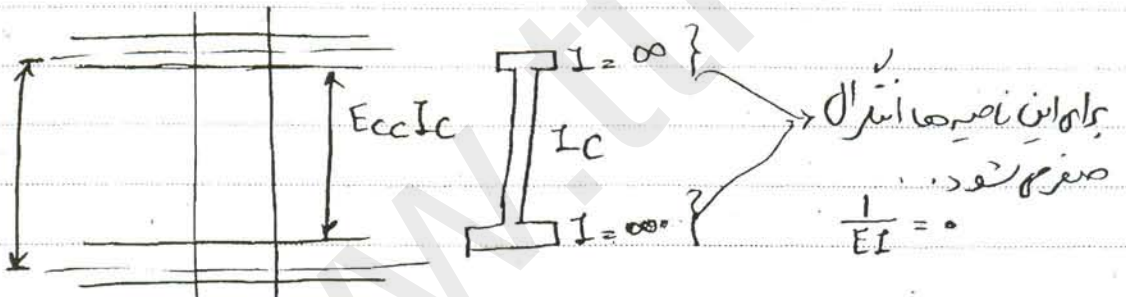
توجه به جهت قراردادی جهت M_{FB} حائز اهمیت است.

$$* \begin{cases} M_{FA} = -k_A\theta_A + k_C\theta_B \\ M_{FB} = k_C\theta_A - k_B\theta_B \end{cases}$$ (⟵) (↑)

نمودار برشی ستون :

I_C همان اینرسی مقطع کامل تیر خورده $E_{cc}I_C$ سختی خمشی مقطع

برای قسمتی از مقطع که داخل دال قرار می‌گیرد سختی (I) را ∞ در نظر می‌گیریم.



الف ← دال کف ب ← قسمت‌های غوطه‌خورده عضو بتنی

C_1 ← بعد ستون در امتداد برشی ستون ← عرض عضو بتنی عرض بالای شیب دیوار ← کلیه عرض عضو بتنی

ثابت بتنی و سختی بتنی را بدست بیاوریم.

ثابت بتنی $C = \Sigma \left(1 - 0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3 y}{3}$ ← ضریب مستطیل‌ها c_{max}

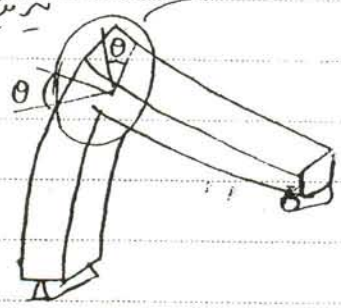
سختی بتنی $k_T = \Sigma \dfrac{9^* E_{cs} C}{L^2 (1 - C_2/L_2)^3}$

برای اینکه بدانید چه نوع ستون عضو بتنی دارد ← اثر کتاب مربوط به ساخت

Subject:

Year. Month. Date. ( )

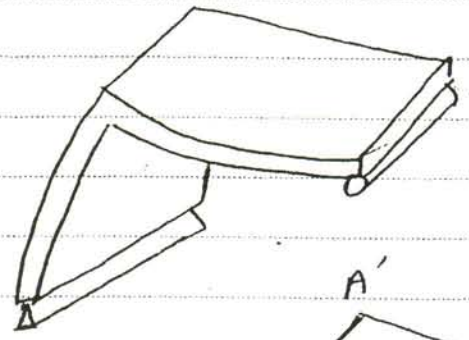
اتصال صلب ستون و تیر میان است.



تأثیر عناصر پیوستی در محاسبات:

عرض تیر را زیاد می‌کنیم تا به عرض نوار پوششی برسیم.

اگر یک طاق دیوار باشد باز فرض بر قرار است و هر دو به یک میزان می‌چرخند.

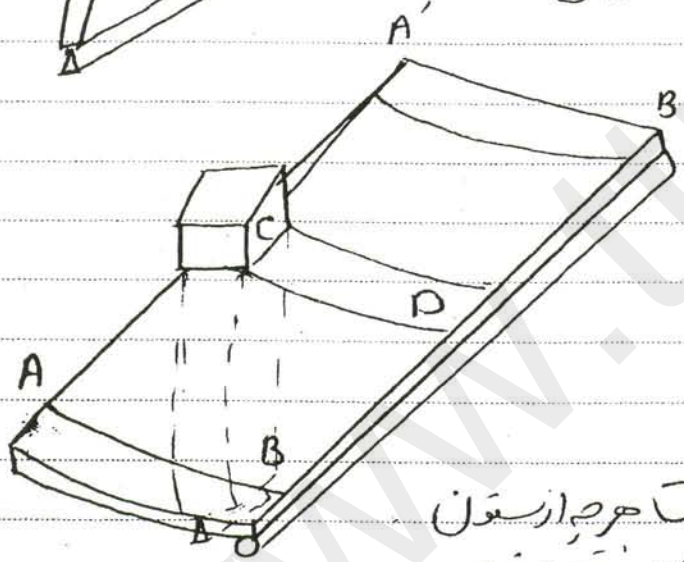


ولی در واقع ستون عرض محدود C_2 و نوار پوششی عرض L_2 دارد.

در محل ستون فرض برقرار است ولی با دور شدن از ستون دال می‌افتد و دوران بیشتری می‌کند، $\theta_A > \theta_C$

↓

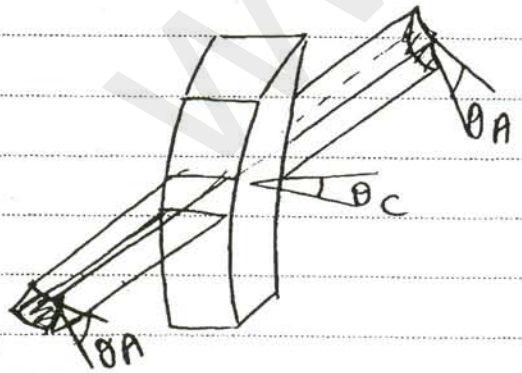
صلبیت ستون در تمام عرض نفوذ می‌کند.



دوران ستون θ_C بوده است هر چه از ستون دور می‌شویم دوران در عضو پیوستی (تیر) بیشتر می‌شود.

θ_A در نوار AB و A'B'

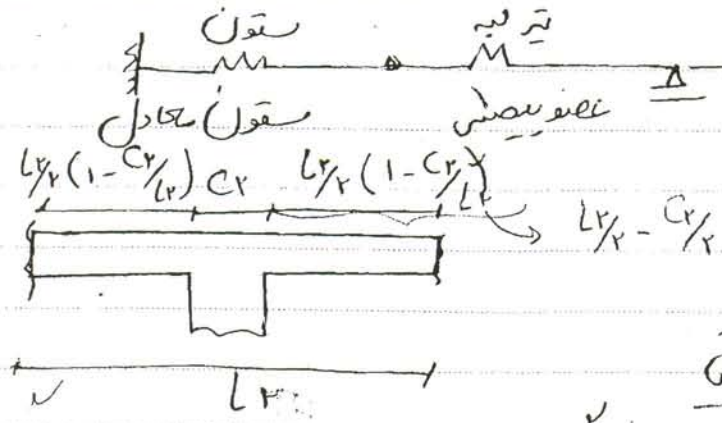
باید سختی اعضای پیوستی را حساب کنیم.



PAPCO

Subject :
Year . Month . Date . ( )

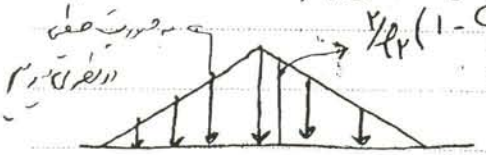
مثال ۱



* تیر را در ابتدا از محل اتصال ستون و تیر بتنی جدا می‌کنیم و ستون را به صورت یک تیر بتنی در نظر می‌گیریم که یک سر آن گیردار و سر دیگر آن آزاد است.

نسبت سختی تیر به دوران

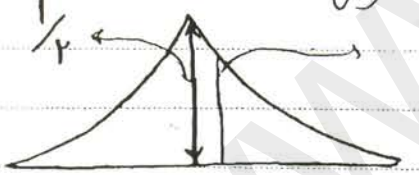
هر چه محل ستون نزدیک‌تر می‌شود لنگر تیر زیاد می‌شود. لنگر بیضی شده به عضو بیضی به صورت تغییر مکان اضافه وارد می‌کنیم کل لنگر برابر واحد است.



$\Rightarrow$ ساحت $L_2 \times \frac{2}{L_2/2} = 1$

در محل ستون بیشترین سختی را داریم $\Rightarrow$ بیشترین لنگر را جذب می‌کند.

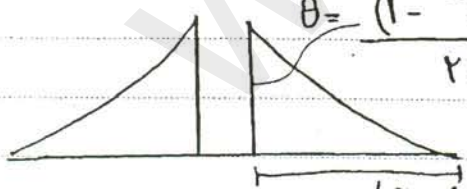
انتگرال چون به صورت خطی بوده انتگرال آن درجه ۲ به صورت سهمی می‌شود.



مقدار لنگر در وجه ستون $T = \frac{1}{2}\left(1-\frac{C_2}{L_2}\right)^2$

$\downarrow$

لنگر بیضی max وارد به عضو بیضی



دوران بیضی در واحد طول:

لنگر بیضی / زاویه بیضی متقاطع GC

$\theta A - \theta C \Rightarrow$ سطح زیر منحنی

* چون عرض در صورت کسر ضرب شده $\Rightarrow$ مساحت

$\frac{1}{3}$ مساحت مثلث است.

www.tfnar.ir

Subject: avg

Year. Month. Date.

$$\theta_{t,end} = \frac{1}{3}\frac{(1-C_2/L_2)^2}{2GC}\left[\frac{L_2}{2}\left(1-\frac{C_2}{L_2}\right)\right] = \frac{L_2(1-C_2/L_2)^3}{6CE}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad \nu = 0 \qquad G = E/2$$

$$\theta_{t,avg} = \frac{L_2(1-C_2/L_2)^3}{18CE}$$ دوران یک بازو ستون به بر ستون

$$k_t(\text{یک بازو}) = \frac{1/2 \rightarrow \text{گشتاور بازو}}{\theta_{t,ave}} \Rightarrow$$ سختی پیچشی

$$k_T(\text{یک بازو}) = \frac{9EC}{L_2(1-\frac{C_2}{L_2})^3}$$

$$k_T = \sum \frac{9E_{cs}C}{L_2(1-\frac{C_2}{L_2})^3}$$

* اگر ستون‌ها ستون‌های بتنی باشند، این عدد در مدول الاستیسیته بتن ضرب می‌شود.

حال از مدل I استفاده می‌کنیم.

$$\frac{1}{k_{ec}} = \frac{1}{\sum k_c} + \frac{1}{k_t}$$

k_{ec}: سختی ستون معادل

$\sum k_c$: ستون‌ها

k_t: عضو پیچشی

$\sum$ ← ستون‌ها را با هم جمع کن

در جدول کنش لنگر ستون‌ها سختی استفاده می‌شود.

www.tiar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ستون معادل : equivalent column

دوران میانگین در حاشیه‌ی پوسته ACA' > دوران در محل ستون

اعضای پیشی عرضی CA و CA'

ستون معادل = اعضای پیشی + ستون‌های بالا و یا بین طبقه

سختی ستون معادل $k_{ec} = \frac{M}{\text{دوران میانگین ستون معادل}}$ = برآیند لنگر برای دوران واحد

نرمی $= \frac{1}{k_{ec}} = \frac{\text{میزان دوران میانگین برای لنگر واحد}}{\text{وارده به ستون معادل}} = \theta_{ec}$

دوران ستون معادل $\theta_{ec} = \theta_c + \theta_{t,avg}$ ← دوران میانگین پیشی

از نظر هندسی ↓

دوران محل ستون

~~به ازای لنگر واحد~~ ← θ_c : دوران انتهای ستون

$\theta_{t,avg}$: میانگین دوران پیشی سبی برای عضو پیشی (تیرلبه‌ای)

$$\frac{1}{k_{ec}} = \frac{1}{\Sigma k_c} + \frac{1}{k_t}$$

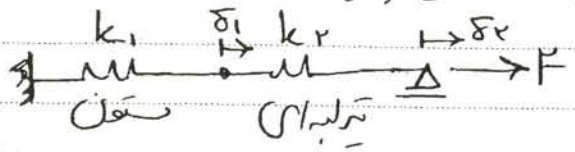
k_{ec}: سختی دورانی

Σk_c: دوران انتهای ستون به ازای لنگر واحد

k_t ← سختی پیشی تیرلبه‌ای

ضریب انتقال باید وارد به تغییرات سختی ستون از جدول برداشت می‌شود.

مزیت این روش آوردن رابطه‌ای دو فنر به صورت سری به هم متصل هستند ستون با سختی k_1 و فنر دوم سختی k_2 (تیرلبه‌ای)



PAPCO

۱۰۸

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ابتدا ولید اعضای بیضی پس ولید ستون می‌شود به همین دلیل به این شکل حل کردیم.

نیروی فنر اول: $F_1 = k_1 \delta_1$
نیروی فنر دوم: $F_2 = k_2(\delta_2 - \delta_1)$
بصورت سری متصل شده‌اند: $F_1 = F_2 = F$

$$\Rightarrow k_1 \delta_1 = k_2(\delta_2 - \delta_1) \Rightarrow \delta_2 = \frac{k_1 + k_2}{k_2}\delta_1 \quad (1)$$

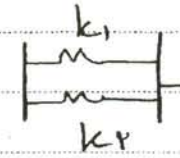
سختی معادل مجموعه (نیرو تغییر مکان مجموعه را در نظر می‌گیریم.)

$$\text{سختی معادل} = k = \frac{F}{\delta_2} \xrightarrow{F = F_1 \text{ و } (1)} k = \frac{k_1 \delta_1}{\frac{k_1 + k_2}{k_2}\delta_1} = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

طرفین رابطه را معکوس می‌کنیم.

$$\frac{1}{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_1 k_2} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}$$

با این صفحه کتاب فنرهای موازی به هم متصل بودند.



$$k = k_1 + k_2$$

وقتی سری باشند تحت نیرو تأثیر زیادی روی مجموعه دارد.

$k_1 = 1$ و $k_2 = 10 \longrightarrow k = 0.99$

از سخت اعضای بیضی خیلی کم باشد از این رابطه نیز صلبی کمی ولید ستون می‌شود ولی می‌دانیم سهم عمده‌ی نیرو جذب ستون می‌شود برای اینکه در استفاده از سختی معادل ستون این اشتباه ای رخ نشود از رابطه‌ی زیر استفاده می‌شود: درصورتی که تیر در تولید پوشش باشد این اصلاح را انجام می‌دهیم.

$$k_{ta} = k_t \frac{I_{sb}}{I_s}$$

I_s ممان اینرسی مقطع دال

I_{sb} ممان اینرسی مقطع تیر (با توجه به جهت‌گیری تیر سازه و با توجه به تکیه‌گاه‌ها)

L_2^* دال را باید در نظر گیریم.

$$I_s = \frac{L_2 h_f^3}{12}$$

یعنی سختی تیر بیضی را افزایش می‌دهند.

PAPCO

ممان اینرسی مقطع‌ها شود خورده

صفحه ۱۱۴

$w_d = 1,259\ kN/m^2$
$w_L = 1,5\ 9\ kN/m^2$

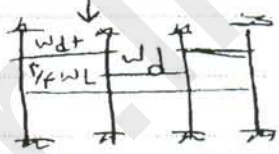
بارها فرض شده هستند

کل بار مفیدی که زنده ی بار سقف

حالت های بارگذاری

شطرنجی - تمام دهانه ها بار صدا کند

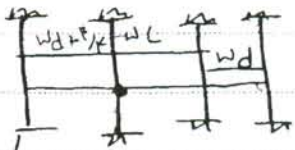
* درصورتی که $w_L > \frac{3}{4} w_d$ بار kN/m^2 نیاز به بارگذاری شطرنجی دارند.

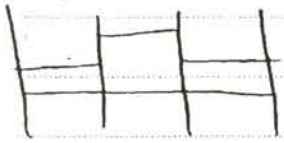


تیر صدا کند + دو دهانه ی کناری

* آیین نامه ی بتن ایران بار دهانه های کناری را $w_d + \frac{3}{4} w_L$ پیشنهاد می دهد.

تیر منفی max تکیه گاه ، بار دهانه های کناری صدا کند بقیه شطرنجی





× اگر کوتاهیم تیر + دو دهانه ی وسط max سگ شطرنجی

با تکمیل تیرهای لوزه را به دستمی آوریم ولی خود اعضا با دور شدن از تکیه گاه تیر کاهش می یابد.

صفحه ۱۱۶

ستون مربعی

مقطع برای یک تیر منفی: سر و ته ستون سپای مراجعی

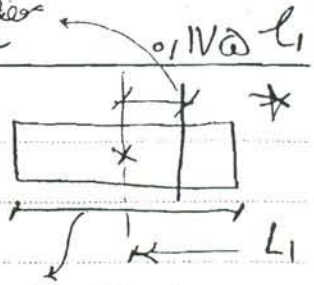
* اگر دایره یا اضلاعی جدا مقطع مربع معادل را پیدا می کنیم.

PAPCO

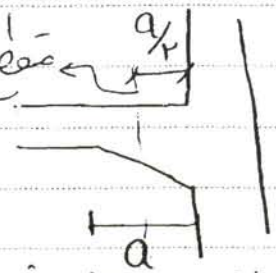
۱۰۹

www.tnaei.ir

Subject:
Year. Month. Date.



وقتی ستون عرض زیاد دارد (به عنوان دیوار استفاده شود) تیر بر ستون صلب لنگر می‌شود



دال تخت با تیر ستون

* در مقابل بارهای جانبی از دال استفاده نمی‌شود و لذا به دیوار برشی یا قاب کششی کامل متر و ستون است می دهیم.)

ستون‌ها فقط تیر موجود در دیوار برشی)

حالات ترکیب بار مرده و زلزله (باد)

ترکیب بار مرده و زنده و زلزله (باد)

* از دال استفاده نمی‌شود زیرا شکل پذیری کافی در برابر بار زلزله ندارند مخصوصا دال‌های تخت.

* از دیوار برشی نداشته باشیم به هیچ وجه باید از تیرهای بدون آویز استفاده کنیم زیرا ایستایی کل سازه خراب شود تا سیستم در برابر زلزله وجود تیر لنگر داشته باشد. (این صورت

فاصله‌ی محل اکسترمم حداکثر لنگر دهانه تا محور ستون $\text{Min}\begin{cases} 2h \\ 30 \end{cases}$

در دال‌های تخت (2h) ← * برای کنترل نیروی برش ترک‌ها به دلیل خمشی کنترل

* میزان حداقل آرماتور خمشی همان آرماتور حرارتی است.

www.tinar.ir

Year Month Date ( )

از آرماتورهای + خم وسط برای آرماتور منفی هم می‌توان استفاده کرد ← به صورت بالاجم
البته باید ضخامت بال ضخیم بیشتر باشد تا بتوان از آن استفاده کرد.

* ص ۱۱۸ سطل قطع آرماتور + و - نان داده شده

در دال‌های متکی بر تیرهای ضعیف اگر سختی خمشی از دال کمتر باشد نیاز به آرماتور بیشتر دارد.

$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} > 1$

I_b: ممان اینرسی مقطع موثر تیر
I_s: ممان اینرسی مقطعی از دال به عرض نوار پوشش (عرض L_2)

اگر پرلیتراز ۱ باشد نیاز به شکل‌های پیچشی داریم.

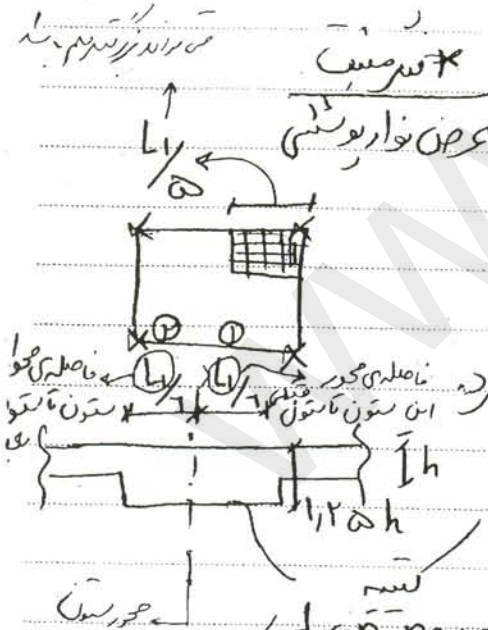
تقدیم شکل $\frac{1}{8}$ بعد پرلیتر نیل

برای تولید پوشش آرماتور لازم برای واحد عرض ← * تنش مجاز / عرض نوار پوشش ← لنگر واحد عرض

از همین آرماتور برای شکل استفاده می‌شود.

ص ۳۹۹ دوال تخت می‌توان از کتیبه استفاده کرد.

کتیبه قسمتی از دال یا ضخامت بیشتر
که به مقاومت برشی دال کمک می‌کند.



$L_1/6$ * ← اجرا کنند.

ممکن است ⓐ و ⓑ برابر نباشند ← طراح بزرگترین را در نظر می‌گیرد و یک کتیبه‌ی مستقل ممکن است.

PAPCO

۱۱۰

www.tinari.ir

Subject:
Year. Month. Date.

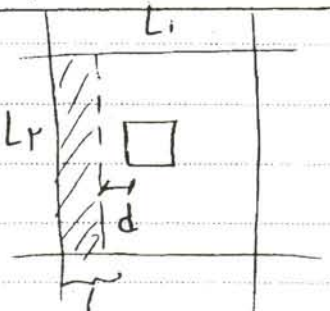
ضخامت دال باید حداقل ۱۵ cm بیشتر از ضخامت دال باشد تا برش سوراخ کننده تحریک کند و مطمئن باشد.

برش سوراخ کننده همان است که در آن ستون از دال عبور می‌کند.

Punching shear برش سوراخ کننده

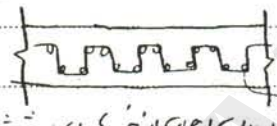
دو نوع برش در دال: ۱) برش یک طرفه - برش خمشی - برش از نوع تیر

شکل صفحه ۲۳ هر ستون یک سطح بارگیری دارد ← در وسط محور به محور هر دو ستون را خط رسم می‌کنیم.



نیروی برشی از نوع تیر در فاصله‌ی d از بر تکیه‌گاه

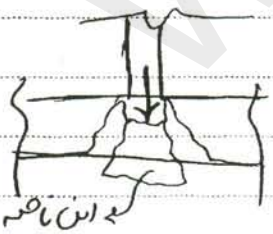
بار این ناحیه باید از این سطح گسیخته عبور کند ولی استفاده از آرماتور برشی دشوار است و در ضخامت باید آن‌ها را سنگ‌بندی کرد. بنابراین طراح سعی می‌کند ضخامت دال را آن‌قدر زیاد کند که خود دال بتواند برش را تحمل کند.



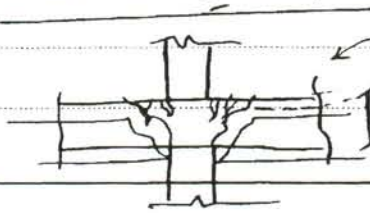
۲) برش دو طرفه - برش سوراخ کننده

برای دال‌های سنگین یا تیرهای قوی و وقتی بار متمرکز به آن اعمال می‌شود.

محل اجرای ستون روی دال



در سقف‌ها با دال تخت برعکس این حالت است.



تا این صفحه ۲۱

PAPCO

www.tinar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

تفاوت برش دو طرفه و برش یک طرفه :

دو طرفه ← در تمام اطراف ستون (مثل فونداسیون) ایجاد می‌شود.
در پایین هم فشار داریم ← تنش‌های فشاری ← مقدار باعث ذال ← شدت تقویت میلگرد بنابراین احتمال برش به صورت سوراخ شده بیشتر است.
برش ناشی از ۲ تداخل سلدانه‌ها، ناحیه‌ی بتن، عملکرد شاخه‌ای فولاد

زاویه‌ی برش سوراخ کننده ۲۰ - ۴۰ با زاویه‌ی ۴۵° می‌تواند فاصله‌ی $1.5d$ در نظر گرفت
ولی در این حالت اثر تنش‌های دو جهت روی هم کمتر است و v_c کمتر است.

هرچه به مقطع ستون نزدیک‌تر می‌شویم اثر دورکنی بیشتر می‌شود و v_c بیشتر است.
← اثر دورکنی بیشتر است و احتمال برش سوراخ کننده بیشتر می‌شود
مقطع نزدیک‌تر ← v_c ↑ بنابراین این فاصله‌ی بین اثر کنج تا فاصله‌ی $\frac{1}{2}d$
در نظر گرفته می‌شود (با زاویه ۴۵° ← فاصله‌ی میانگین) v_c بیشتر در نظر گرفته می‌شود.

$d/2$
۴۵°

عوامل حفاظت در برش سوراخ کننده:
۱) ابعاد ستون
مقاومت برشی بتن

① $V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_o d =$ وقتی ستون باید $\beta_c \to \infty$ برای آن می‌شود $\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0.2 \phi_c \sqrt{f_c'}\, b_o d$

b_o محیط مقطع بحرانی

$\beta_c = \frac{\text{طول ستون}}{\text{عرض}}$

$b+d$
$h+d$
$d/2$

دیوار $\beta_c \to \infty \Leftarrow$ طول / عرض $\Leftarrow v_c = v_c b_o d$ ← پاسخ می‌گذارد.

یعنی تنش دو طرف دیوار تأثیر زیادی نمی‌گذارند زیرا در فاصله‌ی زیادی از هم قرار دارند
مثل تنش‌های یک طرفه

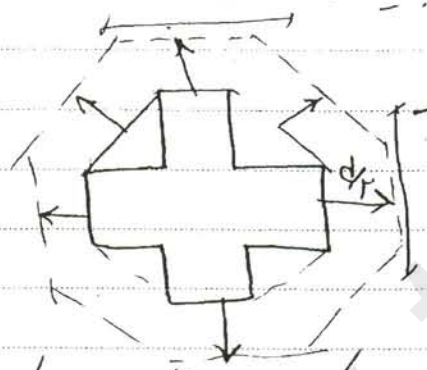
Subject:

Year. Month. Date. ( )

اگر ستون دایره‌ای باشد
سطح مقطع برابر دایره‌ای

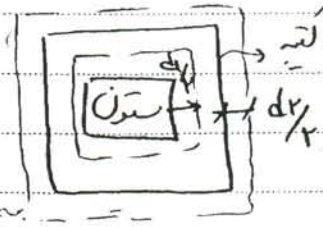
ستون‌های حاشیه (سطح بارگیر نصف است)

مقطعی به شکل + برای اتصال بهتر به تیرهای دو طرف

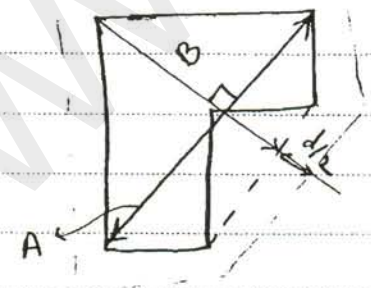


مقطعی که سطح بارگیری مناسب
با ابعاد + باشد برای می‌سبی β_c
در نظر می‌گیریم.

اگر دال لبه داشته باشیم:



دو مقطع برابر سمت دال و لبه (d_1 ضخامت دال و لبه)
و یک مقطع برابر در فاصله‌ی $d_2/2$ از لبه d_2 ضخامت دال



برای ستون‌های L شکل:

محور A نصف رسم می‌کنیم.

$$\beta_c = \frac{A}{B}$$

www.tnar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

← برای ستون‌های داخلی پرکاربرد

② $V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) \lambda_c b_o d = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}\, b_o d$

③ $V_c = 2 \lambda_c b_o d = 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c}\, b_o d$ ← حداکثر

وصل به سمت ستون برقی

حرکت می‌کنیم این رابطه کرانی می‌شود.

$\alpha_s = 10$ ← گوشه ← کرانی تر است

$\alpha_s = 20$ داخلی

$\alpha_s = 15$ حاشیه

$\frac{b_o}{d} < 20$ ستون‌های کداملی

$\frac{\beta_c}{2} < 2$

$V_c = \text{Min}(①, ②, ③)$

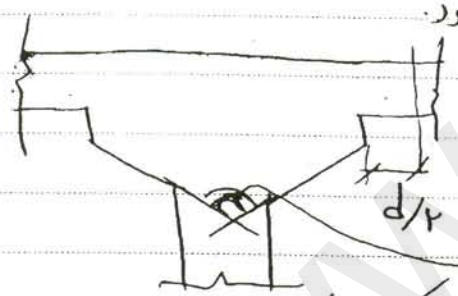
$V \leq V_c$ ← دال می‌تواند عمل کند

که برش وارد به دال

اگر $V > V_c$ ← به عک کنسه‌ها دال را تقویت می‌کنیم -

۱۴ استفاده از سر ستون ← مقطع بزرگتر می‌شود.

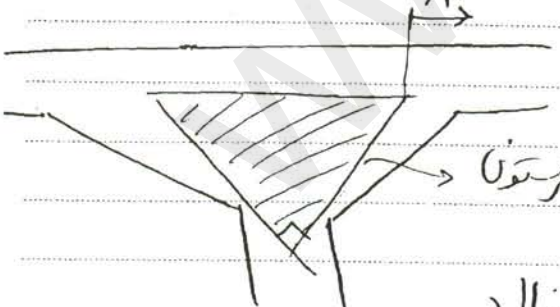
نیاز ترکیب کنسه و سر ستون استفاده نمی‌کنیم



ابعاد سر ستون را باید طوری انتخاب کنیم

که این زاویه از ۹۰ بیشتر نشود.

اگر دال پخ باشد سر ستون در ناحیه‌ای عمل می‌کند که داخل زاویه‌ی ۹۰ است



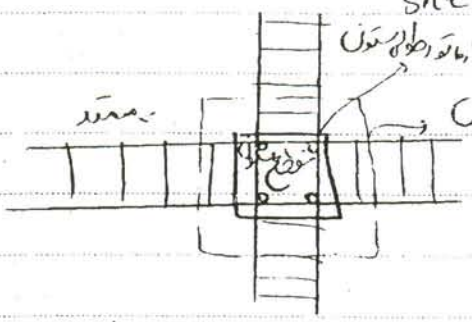
ص ۴۲۵

③ می‌توان از طاهک برشی استفاده کرد و یا فولاد (با جاهوت و کربا تور طولی و یا سقاطع فولادی) مقاومت برشی را افزایش می‌دهیم.

Subject

Year . Month . Date . ( )

استفاده از کلاهک برشی shear head



آیا در همه سوراخ کنند جواب نمیدهیم.

۴ تا بازو در این ناحیه ایجاد می‌کنیم که از خاصیت عرضی ما نسبت به اصل سخت (از طرفی چه بتنی میکنید) تشکیل شده‌اند. آرماتور طولی با قطر مناسب برای این قطر خاصیت هم داریم

داخلی ← ۴ بازو

ستون کناری ← ۳ بازو دارد

ستون گوشه ← مقطع بحرانی دو لبه دارد ← کلاهک دو بازو دارد.

مقاومت برشی کلاهک:

$$V_r = V_c + V_s$$

مقاومت بتن طراحی شده

بیشترین در اینجا از تقاطع مؤثر آرماتورها از طرف می‌شود.

اگر ۴ بازو باشد $V_s = \frac{(\phi_s f_y) A_v d}{s}$ ← ۴ بازو

سطح مقطع خاموت‌ها معمولاً ۲ ساق.

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

محیط برای نصف فاصله $\frac{d}{2}$ از وجه ستون

اگر رابطه سوم $\phi_s = 0.2$ بود ولی اینجا ۰.۲ شده زیرا برای این خاموت‌ها باید تنش ترک خورد بنابراین قسمت اعظم مقاومت برشی ناشی از بتن حاصل از آنها از بین می‌رود و V_c کاهش می‌یابد ۰.۲ → ۰.۴

حداقل ضخامت دال ۲۰ cm برای قرار دادن این خاموت‌ها

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

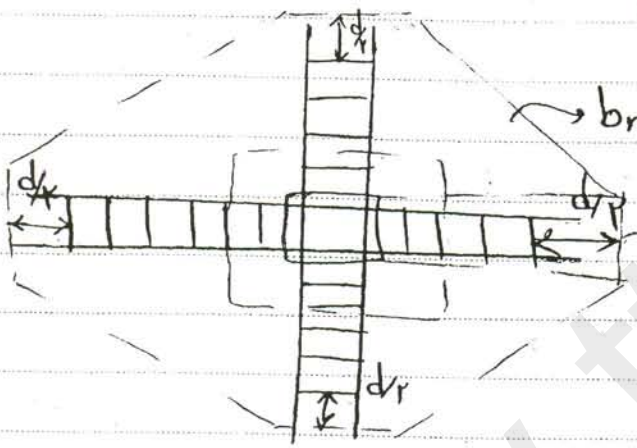
حداقل مقاومت برشی با وجود کلاهک یک طرف خاموت

$$V_r = V_c + V_s \leq 3\sqrt{f_c}\, b_o d = 0.16\,\phi_c \sqrt{f_c}\, b_o d \quad *$$

↓

* دلیل محدود بودن مقاومت فشاری بتن

جایی که می خواهیم خاموت گذاری را قطع کنیم یک مقطع برای دو نظر می گیریم به فاصله‌ی $\frac{d}{2}$ از آخرین خاموت



محیط برشی دو نظر می گیریم (خطوط عمودی افقی تا دور ستون)

باید تامین خاموت گذاری ادامه یابد که مقاومت برشی بتن به تنهایی در این ناحیه جوابگو باشد.

$$V_c = 0.2\,\phi_c \sqrt{f_c}\, b_m d > V_u \quad *$$

(محیط برشی)

↓

نیروی برشی که در این ناحیه عمل می کند

* هر چه از وجه ستون دورتر می شویم محیط برشی زیادتر می شود پس V_c و V_s کمتری نیاز است ولی معمولاً خاموت گذاری را ابتدا بین همان مقداری که برای ناحیه‌ی برشی اولیه طراحی شده ترا می دهند.)

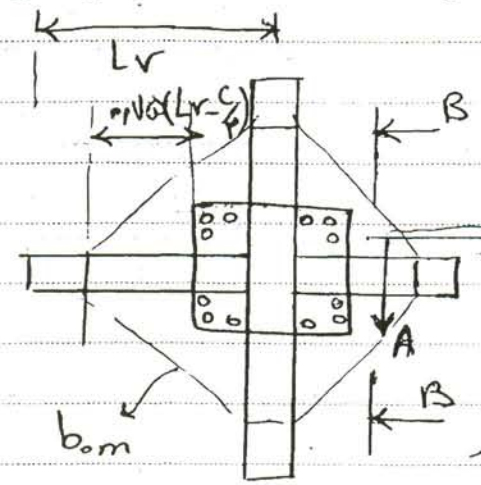
Subject:

Year. Month. Date. ( )

⇐ طاهک برشی انواع ضعف

طاهک برشی با استفاده از تیرورق های فولادی یا

صفحه ۲۵ تحکیم است از بتنی یا نامدانی استفاده شود. یا تیرآهن I

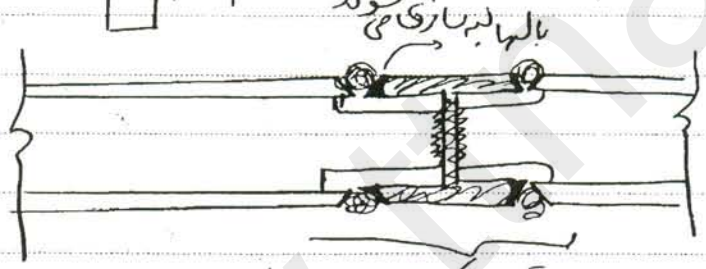


دو تیرآهن I در تراز نقاط مکل ستون به شکل

+ اجرام بتنی

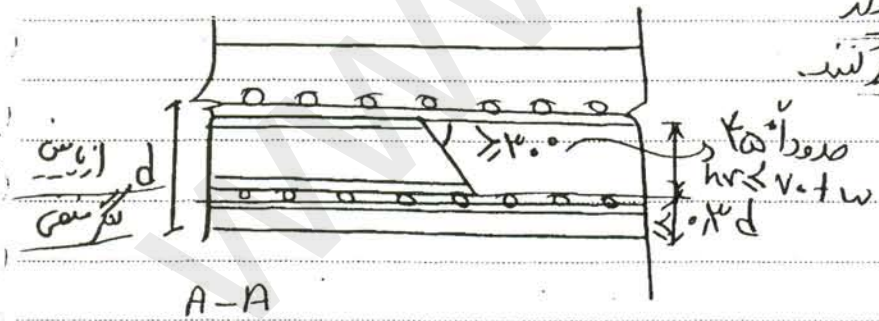
مقطع باید طوری انتخاب شود که از مانور ستون

به راحتی از کنار I ها عبور کند.



دو مقطع فولادی به هم جوش داده شده اند

اتصال یکپارچه در این ناحیه



آکها تقویت ها در دال باید لنگ

بالا و پایین طاهک عبور کنند

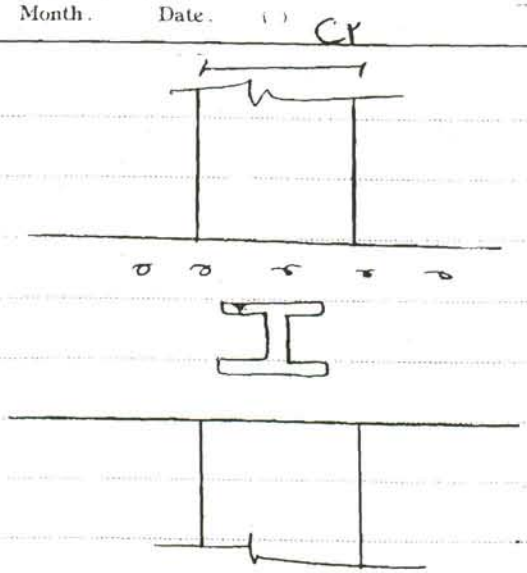
فاصله ی بال ها تا بتنی تیرخ $\geq 0.3d$ تا در ناحیه ی فشاری مهار شود.

ارتفاع تیرخ $h_v \geq 7.0 t_w$ برای طولی که از تماس طبقی جان زیر

ضخامت جان تیرورق فولادی

تیرهای کامپوزیت قابل توجهی دارد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )



آئین‌نامه این ضوابط تغییر را اصلاحی کرده

باطاهک از ۲، ۳/۵ رسیده

مقاومت برشی:

$$V_r = \text{Min} \begin{cases} V_r = 3/5 \sqrt{f_c}\, b_o d = 0/7 \phi_c \sqrt{f_c}\, b_o d \\ V_r = 2V_c\, b_{om} d = 0/4 \phi_c \sqrt{f_c}\, b_{om} d \end{cases}$$

وقتی دال فقط با رفاع را به ستون منتقل می‌کند

رابطه‌ی دوم:

L_2: فاصله‌ی محور ستون تا لبه‌ی باز

سطح بحرانی به فاصله‌ی $\frac{d}{2}$ سمت بیرون زدگی طاهک از ستون است $\leftarrow 0/75(L_2 - C_2/2)$ $\leftarrow b_{om}$ محیط مقطع

$b_o \leftarrow$ فاصله‌ی مقطع بحرانی به فاصله‌ی $d/2$ از وجه ستون

برای کنترل سختی:

$$\alpha_2 = \frac{E_s (I_s)}{E_c (I_c)}$$

$E_s (I_s)$: ممان اینرسی مقطع فولادی

$E_c (I_c)$: ممان اینرسی مقطع معادل بتن و آرماتور دو تیر ضرب فولادی متصل شده

$C_2 + d$ یا عرض مقطع موثر

$\alpha_2 \not< 0/15$

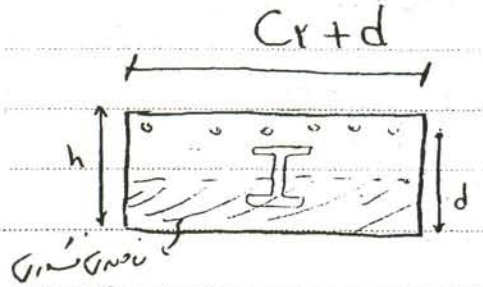
مقاومت برشی با طاهک تقریباً دوبرابر می‌شود

۱۱۴

www.itrar.ir

Subject:
Year. Month. Date.

برای محاسبه I_c یک مقطع T شکل به ابعاد طرح
ابتدا باید مرکز ثقل آن را پیدا کنیم



مرکز ثقل

حال در نظر بگیرید مقطع مثلث شکل داریم که ابعاد آن h و C_r+d است
مقطع T شکل را به سه مثلث تقسیم کرده و ممان اینرسی هر کدام را نسبت به محور x حساب کنید
سپس با استفاده از اصل جمع آثار ممان اینرسی مقطع T شکل را بدست آورید.

ممان اینرسی

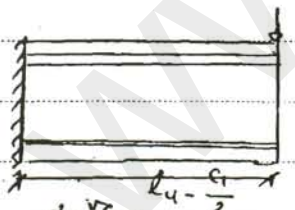
تیر خمش نظر را بر اساس سنوی دارد بر آن طراحی شده و تیر ام مقطع 528

با استفاده از تیر خمش فوق ابتدا مقاومت برشی نظری تیر را بدست آورید. سپس با تکنیک آزمایشی دارای کلاهک فولادی که کارخانه $\alpha_v = 0.5$ دارد مقاومت برشی تیر را بدست آورید.

$$V_n = V_c + V_s = 2V_c$$

آزمایش نشان داد که شکست تیر در اثر کلاهک ثابت می‌باشد!
می‌خواهیم مقطع مثلثی کلاهک را با سه و روش‌های استفاده کنیم. کلاهک را مانند یک تیر کنسول در نظر می‌گیریم و حال نیروی آن مقاومت برشی را بدست آورید
نیروی V_u نیز کلاهک و نیز تقسیم می‌شود. نصف آن را نیز می‌توان $V_u/2$ نیز
باز و بعاد کلاهک تقسیم می‌شود. h: تعداد بازوهای کلاهک
α_v: ثابت مثلثی بعا

به جای V_u می‌توان $V_u/2$ نیز داشت.



سهم نیروی بازوهای کلاهک

$\frac{(1-\alpha_v)V_c}{2h}$ × سهم نیروی فشاری بتن

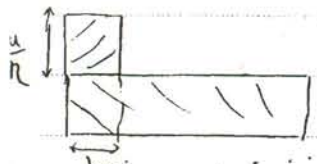
$\frac{V_c}{h}$ سهم نیروی کششی آرماتورهای طولی (کششی و تداوم سلطانه)

که از بخش فشاری بتن عبور می‌کند.

www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

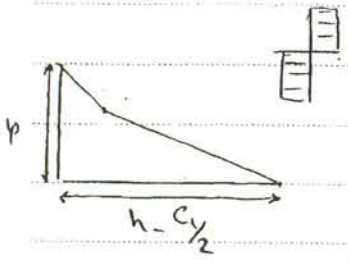
فشار خمشی تحت لنگر و شکل ۵ صفحه ۵۲۸ داده شده است.



دیاگرام تنش برشی ⟵ $\frac{\alpha_v V_u}{2\eta}$

در قسمت خمشی ۲ برستون فرض می‌کنیم دوار تسلیم شده، تحت لنگر M_p های عرضشان زیادی شود و تحت اثر برش بارگذاری تا خرابی نشده و تا حدی می‌شود. بنابراین مرتبه برش داشته، تحت لنگر M_p قرار دارد.

بدلیل عدم وجود برشگیر در ستون کنترل برش نداریم.



بنابراین ستون را می‌توان دهانه‌ای تحت بار گسترده یکنواخت p در نظر گرفت.

برای برش برشی در هر طرف ستون، یک برش در نظر می‌گیریم.

تنش برشی می‌تواند در تمام مقطع افزایش پیدا کند.

M_p را محاسبه می‌کنیم و مقطع مناسب با $Z_p = \frac{M_p}{f_{sh_y}}$ از جداول انتخاب می‌کنیم.

سطح زیر نمودار برش شده پله‌ای (مانند شکل ۵۰۵) را محاسبه:

$$M_p = \frac{V_u}{2\eta}\left[h_v + \alpha_v\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)\right]$$

* چون تعادل از نقطه‌ای که لنگر مقاوم M_p می‌توانیم تعادل از نقطه‌ای که لنگر مقاوم M_p است.

نوار

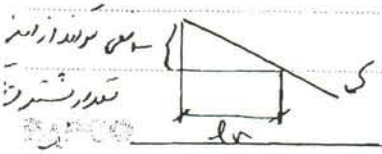
M_p : اینجا لنگر برابر با ترم دوم M_p است.

M_x از نوار ستونی

$$M_x = \frac{\alpha_v V_u}{2\eta}\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)$$

این لنگر ضوابطی مانند صفحه 529 را نمی‌تواند از 30٪ لنگر نوار ستونی بیشتر باشد.

* در این حالت نوار تنها از نصف l_v در نوار ستونی برابر l_v و دیگر نصف نوارهای مجاور که نخواهیم از تنش چندی کم کنیم.



۱۱۵

Subject:

Year. Month. Date. ( )

www.tinat.ir

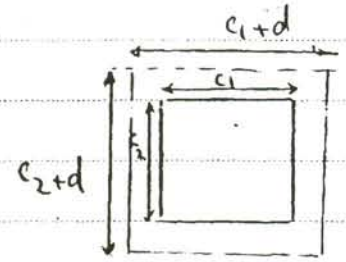
۳) ... f_{ck} ... f_{ck} ... f_{ck} ...

کرنش در بتن عمیق 526 از روی نمودار ... محاسبه شده است ... ε_{cu} ...

... ε_{cu} ... ε_{cu} ... ε_{cu} ...

برش ناشی از انتقال ستون ... عمیق 530

فرض کردیم که ... برش ... محیط بحرانی ... کافی است.



... $\min$ ...

... ستون ...

شکل بال عمیق 530

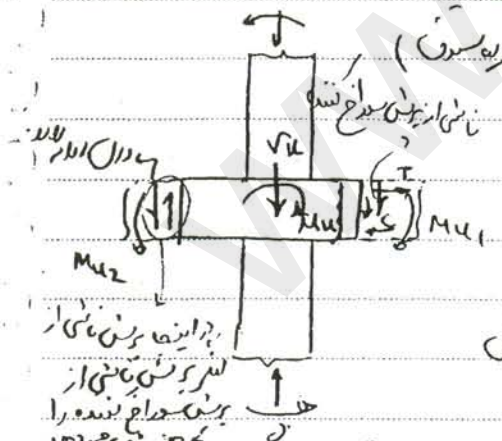
... ستون ...

یک تکیه‌گاه ... ستون ...

... M_{u1} ... M_{u2} ... ستون ...

... M_{u2} ... M_{u1} ... ستون ...

$$M_u = M_{u1} - M_{u2}$$



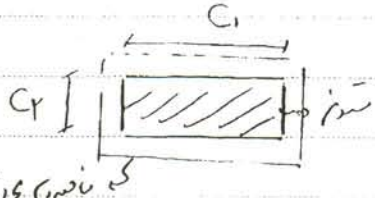
... ستون ...

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دهانه‌ی برای استقال تیر:

گشتاور وارد بر دال ← ستون منتقل می‌شود ← M_{uf} (گشتاور منتقل شده از طریق خمش)
قسمت دیگر تیر نیز از یک طرف ستون ← M_{ur} ← در این ترکیب وارد ستون می‌شود

$$M_u = M_{uf} + M_{ur}$$



از دال به ستون نگاه می‌کنیم:
قسمتی از بتن می‌تواند توسط خمش به ستون منتقل شود
دیگر: دیگر کم بودن عرض ستون M_{uf} کم می‌شود

علاوه بر جزئی که گفته در نمودار جدید که با عنایت انتقال تنش به ستون از طریق آن شود
در دهانه‌ی بالا بتن جزئی از بتن انجام می‌شود که باعث پیچش می‌شود. قسمتی از تنش تیر توسط پیچش منتقل می‌شود.

جزئی که گفته شد یک تنش برشی ایجاد می‌کند که ما برای این که بتوانیم تنش منتقل شده به ستون را بیشتر کنیم
فاصله بحرانی را دورتر می‌گیریم و در نتیجه تنش برشی را کم می‌کنیم. ← باید تنش برشی و تنش خمشی را با هم مقایسه کنیم.

باید ابتدا تنش منتقل شده از طریق خمش و تنش‌های برشی را به دست آوریم.

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

C_1 ↑ ، C_2 ↓ ← M_{uf} ↓

C_1: بعد مقطع اندازه‌گیری برشی
C_2: بعد مقطع اندازه‌گیری خمشی

هرچه C_2+d نسبت به C_1+d کوچک‌تر شود به همان نسبت تنش منتقل شده از طریق آن بیشتر می‌شود و برعکس.

$$\gamma_f \uparrow \Leftarrow C_2+d \uparrow$$

if $C_1 = C_2$ مربعی ⇒ { 60% M_u ← از طریق خمش
40% M_u ← برشی

در صورت عدم مربعی بودن ستون باید γ_f محاسبه شود

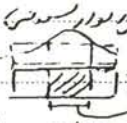
www.tinari.ir

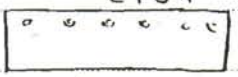
Subject:

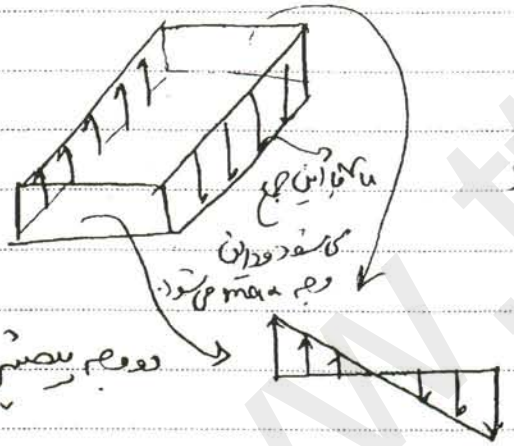
Year. Month. Date. ( )

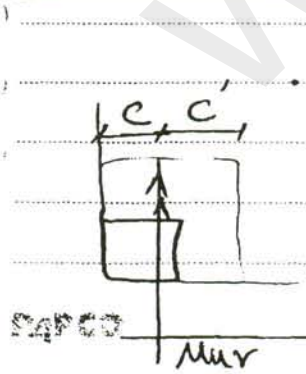
$M_{uv} = (1-\delta_p) M_u = \gamma_v M_u$

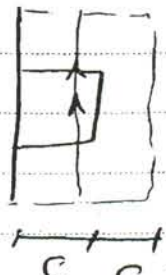
صفحه 532











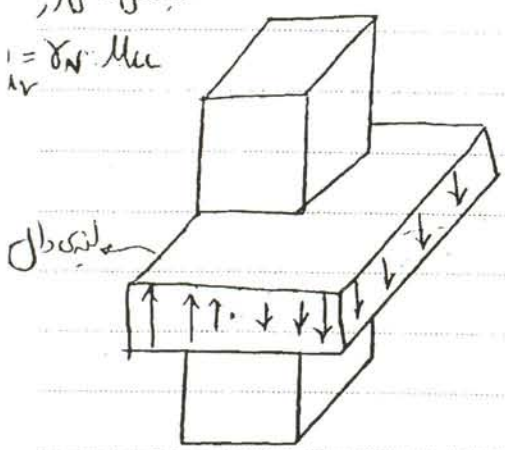
www.tiran.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برش ص ۵۳

از انتقال لنگر در توزیع برش مقطع سوراخ کنید ؟

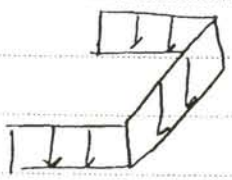
تنش های برشی ناشی از



ابتدا فرض می کردیم تنش برشی یکنواختی روی مقطع برای ایجاد می شود.

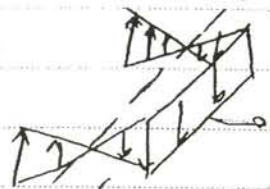
$$\text{تنش برشی} = \frac{\text{نیروی برشی}}{\text{مساحت مقطع برای}}$$

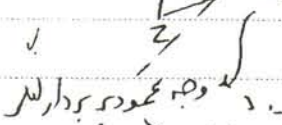
$$v = \frac{V_u}{b.d}$$ ← محیط مقطع برای



تنش از لنگر از طریق برش منتقل می شود.

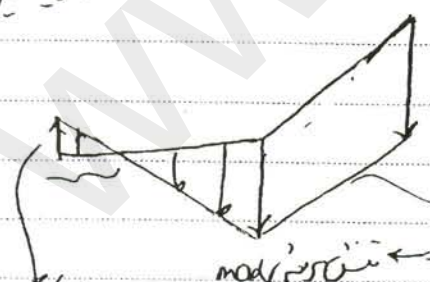
$$v = \frac{\gamma_v M_u c}{J_c}$$





در نهایت این دو با هم جمع می شوند.

تنش برشی max را باید کنترل کنیم.



در طرف دیگر هم می شود یا صفر شد تنش برشی عوض شود.

برای محاسبه تنش های M_{ux} باید دوباره لنگر را بدست آوریم.

* محور z z ← محور هندسی مقطع برای
J_c ← ممان هندسی مقطع برای

۱۱۷

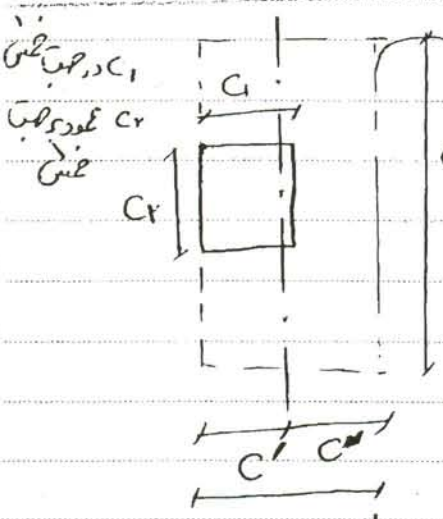
Subject:

Year. Month. Date. ( )

صفحه ۳۵

$C = C'$ در ستون داخلی ، ولی برای ستون کناری و گوشه محور هندسی سطوح فاصله‌ی مساوی از دو طرف ندارد. $C \neq C'$

* برای محاسبه‌ی محل ZZ ← لنگر سطح می‌گیریم نسبت به محوری که بتوان سهولت را ساده کند.



نسبت به این محور از هر طرف لنگر استاتیکی سطح را برابر صفر.

d : عمق متوقع برای (ارتفاع موثر دال)

$$(2) \times a \times d \times \frac{a}{2} + 0 = C\,(2a \times d + b \times d)$$

(2) ← دو دو طرف ستون

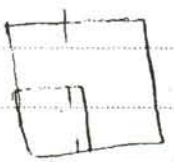
سطحی که روی محور لنگر گیری استاتیکی است لنگر استاتیکش صفر می‌شود.

$$C = \frac{a^2 d}{2ad + bd} = \frac{a^2}{2a + b}$$

کدوم سمت است؟

$$C' = a - C$$

$$C' = \frac{a(a+b)}{2a+b}$$



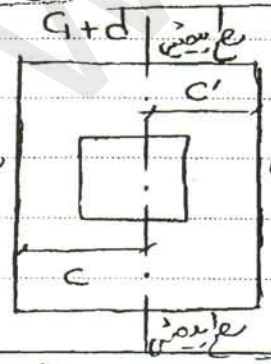
صفحه ۳۴ ما بین صفحه $C = \frac{a^2}{2(a+b)}$ ، سقف لوله $C' = \frac{a(a+2b)}{2(a+b)}$

حال C را به دست می‌آوریم. آیا بار طراحی تنش برشی x محور هندسی z لنگر فاصله از یکدیگر

$I_p = I_x + I_y$ لنگر قطبی

صفحه ۳۲ ← رابطه ۱۰.۳۲ برای ستون داخلی

محور هندسی منطبق بر محور ستون به دلیل تقارن



* لنگر عمود بر صفحه‌ی قلمی سطوح d می‌باشد.

$$J_c = \frac{2d(c_1+d)^3}{12} + \frac{2(c_1+d)d^3}{12} + (c_2+d)\,d\left(\frac{c_1+d}{2}\right)^2$$

دو سطح داریم ← برای سطوح برشی (سطح × فاصله^2)

Subject:
Year. Month. Date.

$$\tau = \frac{V_u}{Ac} - \frac{M_u r C}{Jc}$$

$$\tau' = \frac{V_u}{Ac} + \frac{M_u r C'}{Jc}$$

برای تنش ص ۲۰

دوتنش هم‌علامت می‌شوند

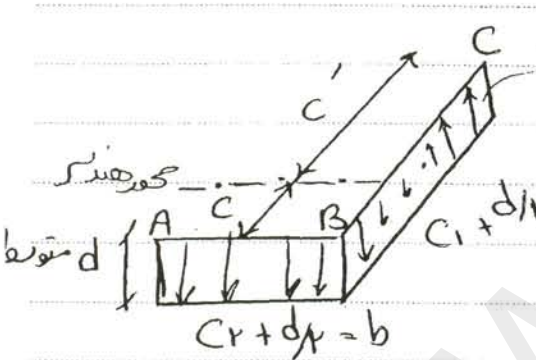
ص ۲۲ و ۲۳ ← C در جهت افزایش و C' در جهت کاهش ، با توجه به جهت لنگر

(−) (+)

باید به جهت لنگر توجه داشت

$$\tau = \frac{V_u}{Ac} + \frac{M_u r C}{Jc} \quad , \quad \tau' = \frac{V_u}{Ac} - \frac{M_u r C'}{Jc}$$

سطح مقطع برشی $Ac = b_o \times d$



ستون گوشه ،

لنگر استاتیکی نسبت به سطح AB

$$bd \times 0 + ad \times \frac{a}{2} = (bd + ad)\, C$$

کل سطح موجود متمرکز شده روی مرکز هندسی

$$C = \frac{a^2}{2(a+b)} \qquad C' = a - C$$

$$C' = \frac{a^2 + 2ab}{2(a+b)}$$

J_c : ثابت هندسی مقطع ؛

$$J = \underbrace{bd\,C^2}_{\text{سطوح برشی}} + \frac{ad^3}{12} + \frac{da^3}{12} + \underbrace{ad\left(\frac{a}{2} - C\right)^2}_{Ad^2}$$

* سطوح برشی باید حداقل ۴ تا باشند تا بتوان آن را سطح برشی حساب کرد . ولی محور برشی نسبت به مرکز سطح گن ها متفاوت است که در اینجا باید Ad^2 هم در نظر بگیریم . برای داخلی نداشتیم به های C سوال مراجعه شود.

www.ttnar.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

در نهایت :

$$\frac{J_c}{c} = \frac{ad(a+2d)}{6} + \frac{d^3(a+b)}{6a}$$

$$\frac{J_c}{c'} = \frac{J}{c} \times \frac{c}{c'} = \frac{J}{c}\left(\frac{a}{a+2b}\right)$$

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

در روش مستقیم فرض می‌کنیم نیروی برشی و لنگر دهانه همواره منفی است.

* ولی در مقاطع معادل نیروی برشی در محور مستقل به دست می‌آید پس باید نیرو را از محور همواره منفی مستقل کنیم که این را لنگری می‌کند که با M_{M2} جمع می‌شود.)

* لنگر را بعد از ستون ادامه دهیم این دال نیروی برشی می‌کند که این هم باید به محور هندسی منتقل شود.

بعد از همه‌ی این‌ها V_2 و V'_2 باید آن‌ها را با مقادیر مقایسه کنیم.

روابط ۱۰-۲۲ تا ۱۰-۲۴ ← برای حالتی که طاهک برشی نداشته باشیم.

$$V_2 = \text{Min}\begin{cases} 10-22 \\ 10-24 \end{cases} \tau \xrightarrow{\text{مقاومت برشی کنید}} \Rightarrow \frac{V_2}{b_0 d}$$

(برش سوراخ شدن)

$$V_{max} < \frac{V_2}{b_0 d}$$

اگر از طاهک برشی استفاده کنیم:

طاهک { صوت گذاری / مشبک فولادی

www.tuner.ir

Subject:
Year. Month. Date.

کلاهک برشی ؛ خاموت گذاری :

$$\frac{V_c + V_s}{b_o d} \leq 0.7 \phi_c \sqrt{f_c}$$

V_c: برش بتن ، V_s: برش فولاد خاموت ، b_o: محیط مقطع بحرانی

به دلیل محدودیت مقاومت برشی بتن

v_{max} با این مقدار مقایسه می شود

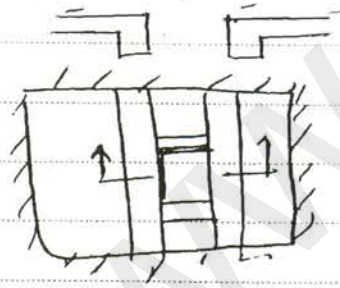
تنش برشی فولادی $v_{max} = 0.7 \phi_c \sqrt{f_c}$ تنشی که با تسلیح فولادی می توان در مقطع بحرانی داشت.

اثر سوراخ در دال :

در دال ها ممکن است به خاطر عبور تأسیسات سوراخ ایی داشته باشیم مثلاً در حالت چاه آسانسور و یا پلکان این سوراخ ها بزرگ است.

تیرهای اصلی

بنابراین اطراف دال را با تیرهای اطراف تقویت می کنند و تیرها روی ستون ها یا دیوارهای اطراف دال می گذارند.



می توان در ناحیه ای که نمی خواهیم سوراخ باشد آرماتور گذاری متراکم تر کرد و از این طریق دال را تقویت کرد.

این سوراخ ها در دال های تخت که بدون تیر هستند اهمیت زیادی دارد.

* سعی می شود سوراخ ها در اطراف ستون تعبیه نشود تا تأسیسات دیده شود و از بین نرود زیرا این سوراخ کننده مد الرأس است. برای سوراخ های کوچک

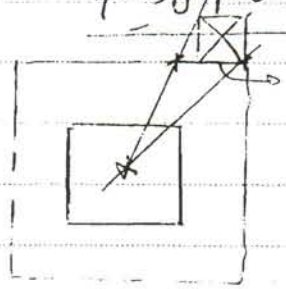
* اگر فاصله ی سوراخ تا ستون $10hf$ باشد باید این را در نظر بگیریم.

www.tiran.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

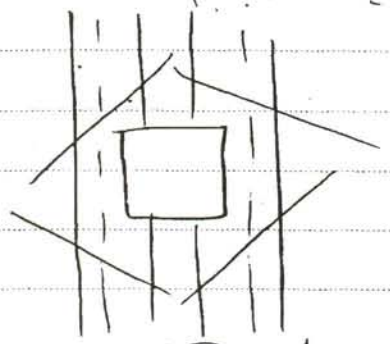
در این حالت b را کاهش می‌دهیم و کنترل را با این اعداد انجام می‌دهیم.



از b این طرف نگه می‌داریم.

* در حالتی که طاهک دادیم نصف این فاصله را در نظر می‌گیریم.

(باید صفحه ۳۵ که خلاصه مقاومت برشی بتن سوراخ شده را بخواند و بیاورد)

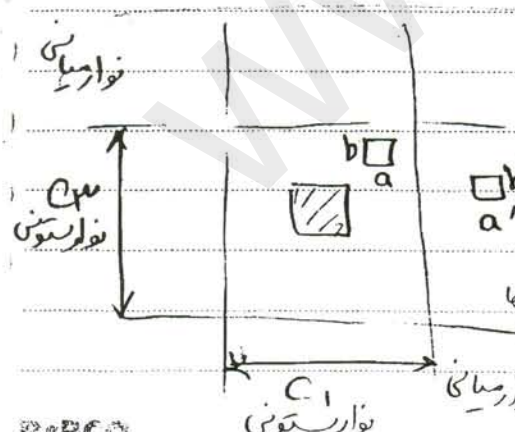


* صفحه ۳۷

اگر ما توجهی در آن نداشتیم که در اثر وجود سوراخ قطع می‌شود آن را به دو طرف سوراخ منتقل می‌کنیم و اگر ما تنش‌های با زاویه ۴۵° در اطراف سوراخ تقسیم می‌کنیم تا تقویت شود.

ابعاد ما کریتیم این سوراخ هم لنگ داده شده است

اگر در امتداد نوار ستونی سوراخ را می‌دیدیم



برای تعیین ناصیه‌ای سوراخ ← محل تلاقی دو محور ستونی

عبور از ستون

محدودیت برای ابعاد سوراخ‌ها: $a \leq \frac{C_1}{8}$ $\quad b \leq \frac{C_2}{8}$

www.tnar.ir

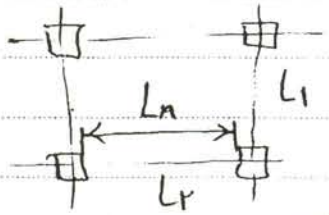
Subject:
Year. Month. Date. ( )

هرچه از این محل دورتر شویم ابعاد می‌تواند بزرگتر باشد.

$a' \leq \frac{1}{4} m_1$ $\quad b \leq \frac{1}{4} c_2$ محل برخورد تیر و ستون و میانی

در محل برخورد دیوار میانی احتمالاً ابعاد بزرگتری می‌شود ولی معمولاً تأکیدات از این نامیه عبور می‌دهند.

محدودیت ابعاد دال برای کنترل تغییر شکل (ضخامت):



- L_n دهانه‌ی آزاد بلندتر دال ← L_2 طول تیرهای لبه‌ی دال (طول دهانه‌ی عمود بر L_n)

- f_y تنش تسلیم آرماتورهای مورد استفاده در طرح

$f_y \uparrow \Rightarrow$ تنش بهره‌برداری $\uparrow \Rightarrow$ زاویه‌ی انحنا $\uparrow \Rightarrow$ تغییر شکل $\uparrow$

$= 1/2\, f_y \uparrow$

$\beta_s = \frac{\text{طول لبه‌های ممتد}}{\text{محیط پانل}}$ ← لبه‌ی ممتد باعث می‌شود ضخامت کاهش یابد

$\beta_{st} \Leftarrow$ ضخامت بیشتر

$\beta = \frac{L_{2n}}{L_{1n}}$ ← L_{1n} دهانه‌ی آزاد در امتداد بلند

$\beta \uparrow \Leftarrow$ ضخامت $\downarrow$ ← ضخامت حرکتی

α_m صلبیت خمشی تیرهای لبه‌ای $\alpha_m \uparrow \Rightarrow$ به دال مثل یک تیر قوی نزدیک می‌شویم و وضعیت خمشی بهتر می‌شود.

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

www.ttnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

رابطه‌ای که اثر بار را بر ضخامت بتنی نشان می‌دهد.

$$h \geq \frac{Ln(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.5(1-\beta_s)(1+\frac{1}{\beta}))} \quad (\text{صد بالایی})$$

$$h \geq \frac{Ln(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta(1+\beta_s)} \quad (\text{صد بالایی})$$

$$h \geq \frac{Ln(800 + 0.7 f_y)}{36000} \quad (\text{صد بالایی})$$

صد ۸۳ پایین ← ضوابط

دردال تخت بدون سرستون $h \geq 125mm$

دردال تخت با کتیبه (قارچی) $h \geq 100mm$

دال متکی بر تیر ضعیف $\alpha_m \geq 2$ ← $h \geq 90mm$

$h \geq 125mm$ (تیر ضعیف بتنی) $\alpha_m < 2$

ارفولاد $f_y = 300 Mpa$ ⇐ AIII ← میلگرد

صد بالایی: $h = \frac{Ln}{33}$ ← میلگرد بتنی

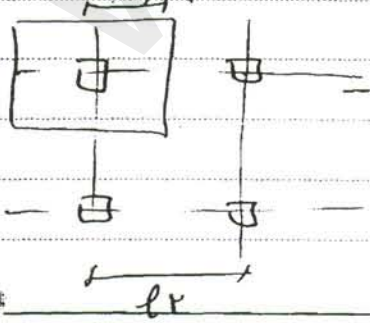
$h = \frac{Ln}{36}$ ⇐ AIII ← فولادبستر و بتن کمتر

در صورت استفاده از کتیبه ابعاد کتیبه حداقل $\frac{1}{6}$ بعد دهانه در آن جهت

ضخامت کتیبه حداقل 25٪ بیش از ضخامت دال

$h_d = 1.25 h_f$

کتیبه drop panel



www.tiaar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

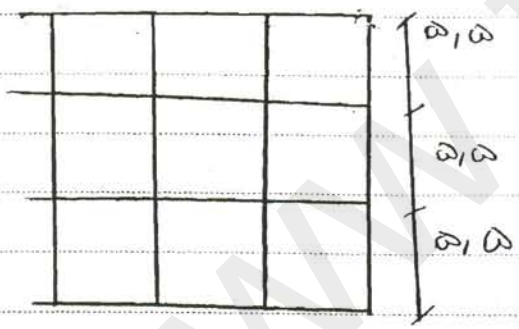
دال ها با یک لبه غیر متصل (کناری) } هیچ کدام زیر الزامی ندارند.
دو لبه غیر متصل (گوشه)

* اگر تیر لبه ای با $\alpha \geq 0.8$ از روابط قبلی برای محاسبه‌ی h استفاده می‌کنیم.

ولی اگر تیر لبه ای نداشته باشیم یا $\alpha < 0.8$ باید ۱۰ mm به ضخامت افزایش دهیم برای سقف های کناری و گوشه. * ضخامت در جدول این زیاد شده است.

* در دال دو طرفه یک تیر لبه ای نداریم و در لبه ها میلگردهای مخصوص از تیر لبه ای استفاده می شود.

مثال صفحه ۵۴:
لبه دال را مجدداً تا لبه‌ی بیرونی ستون اجرا می‌کنند (در ستون کناری و گوشه)



ابعاد ستون 400×400 ← دهانه‌ی L_n
بار مرده جانبی توسط دیوارهای داخلی تحمل می‌شود
بین بار مرده و زنده تفاوتی قائل نمی‌شویم
تیر لبه ای نداریم.

$f_c = \begin{cases} 25\ MPa & \text{دال} \\ 35\ MPa & \text{ستون} \end{cases}$ ← مقاومت مشخصه‌ی بتن

$f_y = 400\ MPa$

ابعاد: $\frac{L_n}{33}$ ← $L_n = 5.15 - 0.4 = 4.75$

حاشیه‌ی داخلی		حاشیه‌ی لبه
$33 - 10$	$L_n/33$	$L_n/31$
$34 - 10$	$L_n/35$	$L_n/24$
$35 - 10$	$L_n/33$	$L_n/33$

کمترین زیر دال برای سقف لبه است در ۲۵ - ۱۰ داریم.

$\frac{L_n}{33} \rightarrow h = 1055\ mm$ ← للزم نیست از این مقدار بزرگتر باشد.

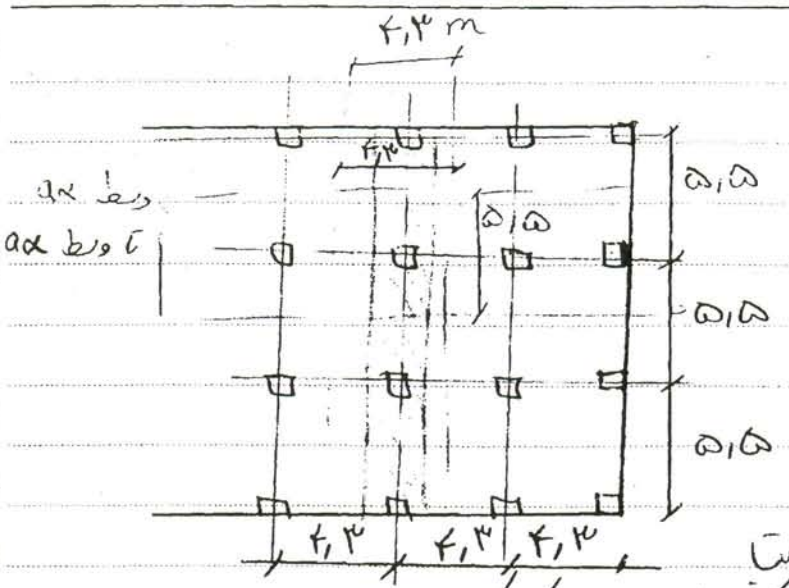
۱۰ افزایش زیر تیر لبه ای نداریم.

$1.1 \times 1055 = 1170\ mm$

۱۲۱

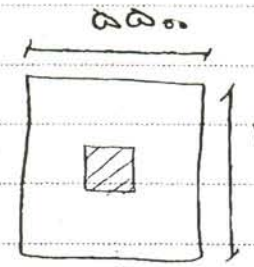
Subject:
Year. Month Date.

دال کف



مقاومت برشی
۱- مقاومت یک‌طرفه
۲- مقاومت دوطرفه

ستون وسط سطح بارگیر ↑ و بار ↑ دارد در نظر می‌گیریم.
البته مقطع بحرانی آن نیز بزرگتر است
پس هرکدام از ستون‌های گوشه و کنار را باید جدا چک کرد.



$h = 180\ mm$

ارتفاع موثر $d = ?$

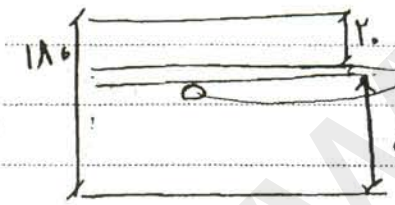
پوشش ۲۰ mm

$d = 180 - (20 + 14) = 146\ mm$

آرماتور منفی در دو جهت در بالای دال وجود دارند.
فاصله تا وسط مشترک این آرماتورها ← ارتفاع موثر متوسط را در نظر می‌گیریم.

۱۰mm - ۱۴mm ← آرماتور در دو دال

فرض $\Phi 14$

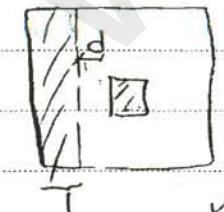


بار بار پشتی‌ها

$w_d = (0.18 \times 24 + 1) \times 1.25 = 7.7$

$w_L = 2 \times 1.5 = 3$

$\Rightarrow + \quad 9.7\ kN/m^2$



برش یک طرفه ← مقطع بحرانی به فاصله‌ی d از وجه ستون

در واحد عرض:

$V_u = 9.7 \times 1 \times 2.404 = 23.3\ kN/m$

$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}\, b d \times 10^{-3} = 28.4$

(مقاومت برشی دال در واحد عرض)

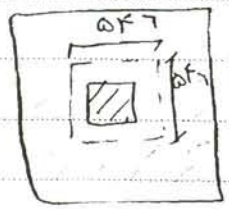
دال برش یک طرفه را جوابگوست. ✓

ناحیه بارگیر (ناحیه‌ای که باعث برش می‌شود)

www.tunair.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

پرش دو طرف $d/2$ از پرستون بارهای خارج سطح مجرای باعث پرش می‌شود



بالای ص ۵۴۲

$V_u = 9.7(5.5 \times 4.3 - 0.546^2) = 226.5\ kN$

$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c}\, b_o d$ (۲۲-۱۰)

$\phi V_c = \phi 0.33 \sqrt{f'_c}\, b_o d$ (۲۳-۱۰)

$\phi V_c = \phi \frac{1}{12} \sqrt{f'_c}\, b_o d$ (۲۴-۱۰)

$\Rightarrow Min = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c}\, b_o d = \phi V_c$

$V_c = 0.75 \times 0.17 \sqrt{20} \times 4 \times 0.546 \times 1.46 \times 10^{3} = 342.2\ kN$

b_o محیط بحرانی

$342.2\ kN > 226.5\ kN$ نیاز به تقویت ندارد. جوابگوست.

طراحی خمشی:

نوار پوشش

- سه دهانه وجود دارد
- بین دهانه‌ی بلند به کوتاه کمتر از ۲
- ستون‌ها بدون تیر هستند
- بنابراین زنده به مرده بدون ضریب $\frac{2}{5.32} = 0.376 < 2$
- تیر هم نداریم ← نیاز به کنترل سختی تیر (در امتداد متقاطع) نداریم.
- فقط تفاوت نباشد) نداریم.

از روش مستقیم استفاده می‌کنیم.

تقسیم بین نوار ستونی و دو نیم نوار میانی ← بین مستقیم و تقریب مستقیم

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

l_2 ← عرض نوار پوشش

l_n ← دهانه‌ی آزاد (از لبه به لبه ستون)

ستون 400×400 ← $l_n = 5.5 - 0.4 = 5.1$

$M_o = 9.7 \times 4.3 \frac{(5.1 - 0.4)^2}{8} = 135.7\ kN.m$

در روش مستقیم بالاخره M_o را تقسیم می‌کنیم. بین تیر ـ و +

دهانه‌ی داخلی	دیافراگم تیر/ستون	نیمه‌ی میانی دهانه
$0.65 M_o$	$0.75 M_o$	$0.35 M_o$
۴۷/۵	۸۸/۱	۱۲۲

Subject
Year Month Date

کمان است همانند داخلی و خارجی یک از سایر سی M۰ آ
مقاومت می شود.

خارجی ← از جدول دال کت بدون تر لبه ای

دهانه ی خارجی { تنش خارجی = ۲۵,۴ ، ۰,۱۲۶ M۰
تنش داخلی = ۷۰,۱۵ ، ۰,۱۵۲ M۰
تنش داخلی در دهانه ی داخلی = ۹۴,۹ ، ۰,۷ M۰

$\alpha = 0.NM_0$ ← برای دهانه ی داخلی
ملاک کار است. ۰,۶۵ M۰ شده

نوار ستونی ۲/۱ بعد کوچکتر:
$\alpha = 0$ و تیر لبه نداریم ← از جدول استفاده می شود.
در تیر این ضرورت از روابط بار نظر متن سختی نیز استفاده می کنیم.

	۱۰۰٪ تنش خارجی	۳۵,۴
دهانه ی خارجی	۶۰٪ تنش مثبت	۴۲,۴
	۷۵٪ تنش داخلی	۷۱,۲
دهانه ی داخلی	۷۵٪ تنش داخلی	۶۶,۱
	۶۰٪ مثبت	۲۸,۵

$mad = 71,2$

تولد میانی (با میانده از نوار ستونی)

۰
۲۸,۲
۲۴,۷
۲۲
۱۹

به وسط دهانه ی دوم این درصد کاهش می یابد و

طراحی برای واحد عرض ← سه تیر در واحد عرض را در نظر می گیریم.

بار زنده ↑ ← نظر نمی تأثیر گذار ← تیر + وسط دهانه را افزایش می دهیم.

اثر بارگذاری نظر نمی را در نظر ← از (۲۲) / ۲ $\geq \frac{5,32}{2} = 2,66$ β_a
می گیریم

* تیر ستون ها: اضافه تیر از ستون ها می دهیم:
با بارگذاری نظر نمی

Subject:
Year. Month. Date. ( )

به جای ۱۰۵ ، ۱۲۵ ← چون احتمال اینکه این دو دهانه با بار زنده کامل باشند کم است.

لنگر ستون‌ها داخلی ،

$$M_i = 0.07\left[(1.2D + 1.05L)L_2 L_n^2 - 1.2D\, L_2 L'^2_n\right]$$

$$M_i = 0.07\left[\underset{1.05\times 2}{0.5WL}\ \underset{4.3}{L_2}\ \underset{5.1^2}{L_n^2}\right] = 11.7\ kN.m$$

$1.05WL$ بار با ضریب زنده

این لنگر به ستون بالا و پایین ضعف وارد می‌شود و به نسبت سختی تقسیم می‌شود. بار وارد به ستون هم‌ارتفاع با 2^{nd} از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_c = \frac{11.7}{2} \times \frac{0.75}{0.75} = 5.85$$

در جهت عرضی: کل لنگر منفی به ستون می‌رسد.

$$M_e = 35.3 \longrightarrow M = \frac{35.3}{2} = 17.7\ kN.m$$

بین سقف طبقات تقسیم می‌شود

برش سوراخ کننده را در اطراف ستون خارجی محاسبه می‌کنیم ← اثر لنگر در افزایش برش سوراخ کننده را در نظر می‌گیریم ← در مورد ستون داخلی هم همینطور است فقط در مورد ستون داخلی برش سوراخ کننده V_{u2} تقریباً ۲ برابر V_{u1} است.

سطح بحرانی به فاصله $d/2$ از وجه ستون

$$V_u = w_u L_1 \frac{L_2}{2} = 9.7 \times 4.3 \times \frac{5.5}{2} = 114.7\ kN$$

سطح بارگیر

$M_u = 35.3\ kN.m \Rightarrow$ مقداری از لنگر خمشی M_{uf} (نیروهای فوق، به گوشه‌ای) منتقل می‌شود

M_{ur} به صورت برشی منتقل می‌شود.

آرماتور صدید نیاز را می‌خواهیم طراحی کنیم.

نوار ستونی: $M_u = 35.3\ kN.m$

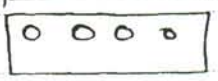
عرض نوار ستونی $= \frac{4.3}{2} = 2.15\ m$ $\quad d = 14.6\ cm$

می‌توانستیم $27\ cm$ را جای $34\ cm$ کم کنیم ← ولی این در جهت اطمینان چون جهتا آرماتورها را می‌چینیم

$f_c = 20\ Mpa$ $\quad f_y\ AIII = 400\ Mpa$

$A_s = 7.40\ mm^2$

$A_{s\,min} = 0.0018 \times 2150 \times (180) = 697 < 740$



h حتی ستکل موقع دانه آرماتورهای

Year Month Date ( )

فاصله‌ی آرماتورها نباید از این مقدار $2h = 360\ mm$ در دال کمتر باشد.

$\Phi 12-200mm \quad As = 113 \times \frac{1000}{200} \times 2.15 = 810\ mm^2/m$

مقدار مورد نیاز $2260\ mm^2/m$

طراحی آرماتور لازم برای Muf: (60% برای ستون مرزی) $C+3h$ در نظر می‌گیریم

$Muf = 0.6 \times 35.3 = 21.2\ kN.m$

این نیرو در اطراف 9α متمرکز است و یکنواخت در نوار ستونی پخش می‌شود.

برای تحمل Muf کنترل آرماتور طولی در این عرض انجام می‌شود. $C+3h$ و 9α از هر طرف $4.5h$

$C+3h = 400 + 3 \times 180 = 940\ mm \quad d = 147\ mm$ ارتفاع مؤثر

$As = 2265\ mm^2/m$ مورد نیاز

$As = 113 \times \frac{1000}{200} \times \frac{940}{1000} = 2825\ mm^2$

آرماتور موجود: $1000\ mm^2$ آرماتور کم داریم.

$2825 - 2265 = 560\ mm^2$

در کنار اعضای $2\Phi 12$ اضافه می‌کنیم.

$As = 113 \times \frac{1000}{200} \times 2.15 + \underbrace{\frac{2 \times 113}{2\Phi 12}}_{1267\ mm^2} = 810 + 226 =$ موجود جدید در کل نوار ستونی

روش سختی مورد استفاده است

$M_{ur} = \gamma_r M_u$

در روش سختی، برای کنترل M_r نیز مقاومت خمشی مقطع

M_r و M_u را می‌یابیم. در مثال‌های M_u طراحی کردیم و در اینجا M_r و M_u تفاوت دارند.

۱) ممکن است آرماتور اضافی متناسب با آن M_{uf} نداشته باشیم.

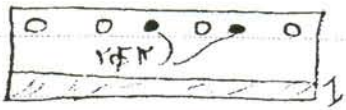
۲) آرماتور موجود $<$ آرماتور مورد نیاز بنابراین طبق رابطه $M_r < M_u$

* می‌خواهیم مقاومت پیش‌بینی شده از مقاومت خمشی باشد تا اثر پلاستیک اتفاق بیافتد. پلاستیک شکل‌پذیری خمشی باشد نه ترد برشی. ← پس از M_r استفاده می‌کنیم.

کمتر دیده شده است.

Year. Month. Date.

محاسبه‌ی M_r (لنگر مقاوم مقطع)



از تعادل ← عمق بلوک مستطیلی تنش فشاری معادل a در ناحیه‌ی فولاد کششی A_s

$$a = \frac{1.3 \times 0.85 \times 400}{0.85 (0.7 \times 20) 2500} \times \frac{\phi_s f_y}{\phi_c f_c'} = 17$$

f_y: تنش تسلیم فولاد

بازوی لنگر $z = d - \frac{a}{2} = 147 - 8 = 139 mm$

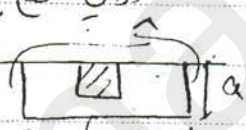
$$M_r = 1.3 (0.85 \times 400) \times 139 \times 10^{-6} = 48.6 kN.m > 45.4$$

A_s ϕ_s f_y $d - \frac{a}{2}$

M_r: لنگر مقاوم اولیه‌ی مقطع مادانت (kN.m)

$$M_{ur} = 0.8 M_r = 0.8 \times 48.6 = 38.9 kN.m$$

دوران مقطع بحرانی



$$a = c_1 + \frac{d}{2} = 342$$

$$b = c_2 + d = 546$$

دامنه‌ی مقطع بحرانی کنار ستون

بایس صفحه ۳۳۵

صفحه ۵۴۲ محاسبه‌ی A_c و $\frac{J}{c}$

$$v = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{ur}}{J/c}$$

$$v = \frac{114.7 \times 10^3}{218 \times 10^2} + \frac{19.4 \times 10^6}{37.7 \times 10^6} = 0.53 + 0.51 = 1.04 MPa$$

(ناشی از M_{ur}) مقدار زیادی دارد و حتماً باید در نظر گرفته شود

۲۲-۱۰ $V_c = 3 v_c b_o d$

۲۳-۱۰ $V_c = 2.67 v_c b_o d$

۲۴-۱۰ $V_c = 2 v_c b_o d$

$$v = 1.04 < 2 v_c = 0.8 \times 0.7 \sqrt{\frac{f_c'}{20}} = 1.07 MPa \checkmark$$

v: تنش ماکزیمم برشی

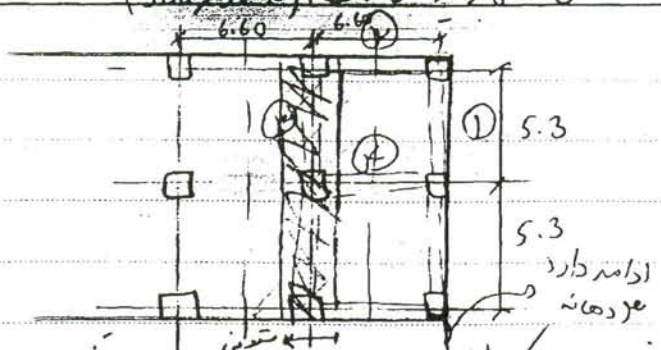
$2 v_c$: $\frac{2 v_c b_o d}{b_o d}$ = مقاومت برشی بتن

www.tiran.ir

Subject: ...

Year. Month.

دال و تیر داریم



مثال: تیر لبه‌ای ۳۵۰×۷۰۰
تیر داخلی ۳۵۰×۵۰۰
تیرهای لبه‌ای عمیق‌تر است
محور تیر = محور ستون
ستون ۳۵۰×۳۵۰
عرض ستون < عرض تیر ← کناره‌ی دال کمی از تیر بیرون می‌زند ← تنها ستون لازم است

$f_c = 30\ MPa$

کنترل: تیر صفحه‌ای قوی

پیشنهاد صخامت اولیه برای $150\ mm$

کنترل برای تیر داخلی که صفحه‌تر است:

$\frac{b_w h_b^3}{L_n (h_s)^3} \rightarrow h_f$ برای تیر داخلی

- شرق غربی E-W: 2.62
- شمال جنوبی N-S ($L_n = 6.60 - 0.25$): 2.07

> 2

دال شرایط دال متکی بر تیرهای قوی را دارد ولی با شرایط تیر متکی بر تیر صفحه‌ای رفتار می‌کنیم

یکی از این‌ها هم (دهانه‌ی کوتاه‌تر) جواب می‌دهد ← دال متکی بر تیر قوی

(نادرست به علت رسیدن به $\frac{L}{2}$ کوچک‌تر شده است)

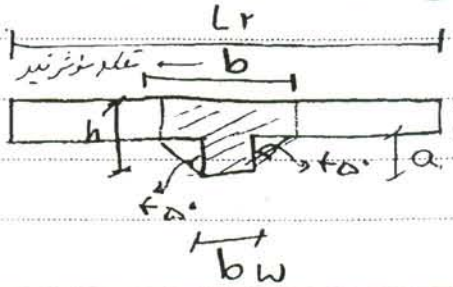
نیل گوشه ← دو لبه‌ی تیر متکی ← برای تیر

گام اول این است که صخامت پیش‌فرض دال را محاسبه کنیم.

$\alpha = \frac{I_b}{I_s}$

I_s: ممان اینرسی قطعه‌ی دال به صخامت h_f و طول L_2

مقطع مقابل‌سازی دال برای تیرهای داخلی:



$b = \min \begin{cases} b_w + 2a \\ b_w + 8h_f \end{cases}$

PAPCO

★ بیرون زدگی نباید از ضخامت دال بیشتر باشد.

$b_w + 2a$ ← b در نظر گرفته شده است.

www.tnar.ir

$$I_x = k\frac{b_w h^3}{12}$$

ص ۴۷ ⓐ

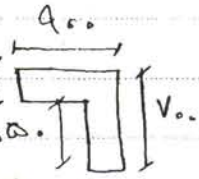
برای تیرها نظر دانکرلی و آرتکین:

$$A = \frac{b}{b_w} - 1$$

$$B = \frac{h_f}{h}$$

$$\Rightarrow k = \checkmark$$

α را برای ۴ تیر پل گوشه حساب می‌کنیم.



می‌سیم برای تیر لبه‌ای NS:

α_1

$k = 1,۴۸۲$

$I_b = 1,۴۸۲ \times 10^{10}\ mm^4$ ← عرض تقاربی بتنی

$I_s = \frac{[۴۳۰۰ + ۱۲۵] \times ۱۵۰^3}{۱۲} = ۹,۹۱۴ \times 10^8$ ← چون دال بر ستون اجرا می‌شود.

← نصف بقیه ستون

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = ۱۴,۹۶$$

$\alpha_2 = ۱۸,۴۴$ $\alpha_3 = ۴,۱۵$ $\alpha_4 = ۳,۹۳$

تیر ۳ ← ۶,۶ عرض تقاربی

تیر ۴ ← ۵,۴

* ستون بقیه

$\beta = \frac{\text{دهانه‌ی آزاد بلند}}{\text{دهانه‌ی آزاد کوتاه}} = \frac{۶۶۰ - ۴۵}{۵۴۰ - ۴۵} = ۱,۲۷$

$\beta_s = \frac{\text{طول لبه‌ی مشترک}}{\text{کل محیط پانل}} = ۰,۵$ برای پانل گوشه

$\alpha_m = \frac{1}{۴}(۱۴,۹۶ + ۱۸,۴۴ + ۴,۱۵ + ۳,۹۳) = ۱۰,۱۰$ میانگین تیرهای لبه‌ای

تیر لبه‌ای که امتداد خیز دال هم زیاد می‌شود.

α_m α_m ← رابطه‌ی میانگین و صدایی صحبت. دیاگرام صحبت

$\alpha_m = ۱۰,۱۰ > ۲ \Rightarrow$ رابطه‌ی ۳-۱۰ حاکم می‌شود. $\Rightarrow$

Subject:
Year. Month. Date. ( ) [illegible]

(۲۴-۱۰) $h = \frac{l_n(۸۰۰ + ۰/۷۵ f_y)}{۳۶۰۰۰ + ۵۰۰۰\beta(۱+\beta_s)} \cdot \frac{t_n}{۴۲/۱۵} = \frac{۶۱۵۰}{۴۲/۱۵} = ۱۴۵\,mm$

$l_n = ۷۲۰۰ - ۴۵۰ = ۶۱۵۰\,mm$ ← ۱۵۰ mm ← صحبت با لاریند می‌کنیم ← صحبت با تاقی است.

ارتفاع تیرها زیاد بود ← تیر قوی ← با استفاده از روابط تیر قوی

$\frac{\text{محیط پل}}{۱۶۰} = ۱۱۲۷\,mm$ ← چهار لبه مفید

$\frac{\text{محیط}}{۱۴۰} = ۱۵۷\,mm$ ← ۴ لبه غیر مفید ← در صورت وجود لبه‌ی غیر مفید

در اینجا حالت کرانی دو لبه مفید و دو لبه غیر مفید است = ۱۴۷ mm = سیانلین

طراحی برای عمق روش مقاطع معادل / روش مستقیم. صفحه

دهانه‌ی پوششی: از وسط تا وسط

دهانه‌ها تعداد ۳ تا، $\frac{\text{بارزنده}}{\text{بارمرده}} < ۲$، ستون‌ها هم ۹۰ × ۹۰ با لبه‌های یکنواخت، $\frac{\text{بارزنده}}{\text{بارمرده}} < ۳$ ← بارگذاری شطرنجی اثر زیادی ندارد.

$\frac{\text{بارزنده}}{\text{بارمرده}} = \frac{۵}{۳/۶} = ۱/۳۹ < ۳$

سختی تیرها در دو امتداد تقاوت

سختی تیرها در دو امتداد تقاوت نباید زیاد باشد $(۰/۲ - ۵)$ ← $۵ - ۱/۵$

$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} =$

در محل ستون خارجی ← $\frac{\alpha_2 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = \frac{۳/۱۵ \times ۶۶۰۰^2}{۱۸/۳۴ \times ۵۳۰۰^2} = ۰/۲۷ > ۰/۲$ ✓

در محل ستون داخلی $\frac{\alpha_3 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = \frac{۳/۱۵ \times ۶۶۰۰^2}{۳/۹۳ \times ۵۳۰۰^2} = ۱/۲۴ < ۵$ ✓

بدون دلی تیر را جزو وزن مرده در نظر می‌گیریم.

۳۵۰ × ۱۵۰

وزن بدون دلی را حساب می‌کنیم و در ضریب وزن مرده ضرب می‌کنیم

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$w_{ud} = 1{,}25\left(0{,}15\times 24 + 0{,}35^2 \times \frac{24}{6{,}6}\right) = 5\ kN/m^2$$ با ضریب

$$\frac{\text{بارزنده}}{\text{بارمرده}} = \frac{5}{\frac{5}{1{,}25}} = 1{,}25 < 2$$ که بدون ضریب

$$w_L = 5\times 1{,}5 = 7{,}5 \qquad w_u = 5 + 7{,}5 = 12{,}5\ kN/m^2$$

می‌بینی لنگر استاتیک کل: (لنگر آزاد دهانه)

$$M_0 = \frac{12{,}5}{8}\times\frac{6{,}6}{4{,}85^2}\times 4^2 = 242{,}7\ kN.m$$

دهانه‌های میانی (l_n) $l_n = 5{,}30 - 0{,}50 = 4{,}85\ m$

برای دهانه‌ی خارجی، دال منتهی به تیر l_n:

$0{,}16\,M_0 = 38{,}8\ kN.m$

$0{,}57\,M_0 = 138{,}3$

$0{,}7\,M_0 = 169{,}8$ منفی

دهانه‌ی داخلی:

$0{,}65\,M_0 = 157{,}5$ تیر نشیمن

$0{,}35\,M_0 = 84{,}9$ تیر نشیمن

عرض نوار ستونی $\frac{1}{4}$ دهانه‌ی کوچک $\leftarrow 1/4\times 5{,}3 =$

برای تیر استاندارد سبک α_2

برای نوار ستونی $75 + 30\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) = 77{,}5\%$ لنگر منفی داخلی

$\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} = \frac{4{,}15\times 7{,}6}{5{,}3} = 3{,}91 > 1 \rightarrow \frac{\alpha_1 l_2}{l_1} = 1$

l_1 در راستای دهانه‌ی میانی

چون تیر قوی بود نسبت را یک در نظر گرفتیم

سهم نوار میانی زیاد شد؛ زیرا عرض نوار پوشش زیاد است.

$\frac{l_2}{l_1} = \frac{6{,}6}{5{,}3} = 1{,}25$

لنگر منفی خارجی: $100 - 10\beta_t + 12\beta_t\left(\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}\right)\left(1 - \frac{l_2}{l_1}\right) = 74{,}3\%$

تیر لبه‌ای باعث می‌شود مقداری از لنگر منفی به دوسر نوار میانی انتقال یابد.

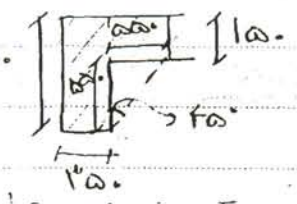
۱۲۶

www.tinari.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

مقطع تیر لبه‌ای



این فاصله باید از ۲ برابر ضخامت بال (۶۰۰) تجاوز نکند

ثابت پیچش بی بعد شده I_s همان ایزی مقطع بال

سختی پیچشی را با سختی خمشی مقایسه می‌کنیم.

$$\beta_t = \frac{C}{(2) I_s}$$

برای سختی خمشی نوار پوشش دال است

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu = 0$$

$$C = \sum \left(1 - 0.75 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} = 7365291 \times 10^4$$

از عرض بزرگتر را در $C \to max$ جمع

$$I_s = 118725 \times 10^4 \ mm^4 \qquad \beta_t = 1.198 < 2.5$$

b برای نوار کناری از وسط دهانه تا لبه بیرونی دال

$$60 + 30 \left(\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}\right)\left(1.5 - \frac{L_2}{L_1}\right) = 67.5\%$$

$\frac{1}{3}$ سهم لنگرمثبت نوار ستونی

$\frac{1}{3}$ سهم لنگرمنفی نوار ستونی داخلی

$\frac{1.25}{L_1}$

باقی صفحه ۵۵۳

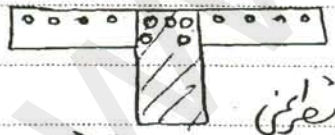
این لنگرها را تبدیل به بار واحد سطح می‌کنیم با تقسیم کردن بر عرض نوار ستونی و دوم نوار میانی

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} > 1$ چون $\Rightarrow$ ۸۵٪ لنگر نوار ستونی (مثبت یا منفی) به تیر می‌رسد

و بقیه به دو نوار دو طرف تیر می‌رسد

باقی سهم تیر $\leftarrow$ آرماتور تیر مشخص می‌شود

سهم دال $\leftarrow$ آرماتور دال مشخص می‌شود



چون در روش سختی استفاده کردیم باید اثر بارگذاری نظیر را بررسی کنیم که آیا اثر زیادی می‌گذارد یا نه.

$$\frac{D}{L} = \frac{5/1.25}{5} = \frac{4}{5} = 0.8 < 2$$

$$\alpha_c = \frac{\sum kc}{ks + kb} \begin{cases} < \alpha_{min} \text{ جدول} = 0 \\ \text{اگر} \end{cases}$$

سختی خمشی ستون / سختی خمشی تیر+دال

پس باید بررسی کنیم.

۵ برابر می‌شود $\Rightarrow$

لنگر مثبت دهانه‌های انتهایی

www.tinar.ir

جدول ۸-۱۰ ← بین ۰٫۵ و ۱ β_d ← درون یابی

α_c همانا از آن بزرگتر است حون α_{min} صلبیت

$\alpha_c > \alpha_{min} \longrightarrow \delta_s$ ی سبک کنید

جدول صفحه ۵۵۴

برای ستون خارجی ← کل لنگر منفی به ستون خارجی میرسد.

کنترل تیرهای تابیده ها

تیرها ← دال یکطرفه

کوه ای تقسیم بار دال یکطرفه بر

بار به صورت مثلث و ذوزنقه تقسیم می شود

تیرهای بلند بار ذوزنقه ← کوتاه ← بار مثلث

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} = \frac{3{,}15 \times 6{,}7}{5{,}3} = 3{,}92 > 1$ ← محاسبه تیر دو طرفه

نیروی برشی تابیده ها:

$V_u = \frac{w_u L_1^2}{4} = 87{,}18\,kN$ ← $5{,}3$ حون هستیم یک شاخه را محاسبه میکنیم

$V_c = 0{,}29\lambda\sqrt{f'_c}\, b d = 101{,}2\,kN$ ← $d = 40$

$V_c > V_u > V_c/2$ خاموتها حداقل کفایت می کند.

مقاطع دامنه

$V_u = w L_1 (2L_2 - L_1)/4 = 130{,}8$ ← لبه تکیه گاه

$V_s = 29{,}7\,kN$ ← برای خاموت

برای دال ۱ وزن بدون زدگی تیر را خود تیر در نظر گرفته و وزن سربه دال آن را محاسبه کنید

$w_u = 12\,kN/m^2$

$V_u = 12 \times \frac{5{,}30}{2} = 31{,}8\,kN/m$ ← $\frac{w_u L_1}{2}$

$V_c = 0{,}2 \times 70 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 120 \times 10^{-3} = 78{,}9\,kN$

* برای تیرهای لبه ای اثر پیچش را در نظر میگیریم.

به صورت لنگر خمشی ← (۱۵٪ - ۱) سهم نوار میانی + سهم نوار میانی

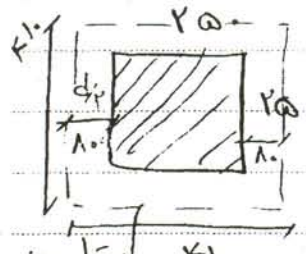
لنگر منفی نوار میانی

پیچشی

www.tnai.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

مثال: صفحه ۵۶ دال بتنی



$V_u = 440\ kN$

$h_f = 200\ mm$, $d = 170\ mm$, $f_c = 20\ MPa$

$f_y = 400\ MPa$ یا $f_y = 24\ N/mm^2$ (مقادیر غیرمتداول ولی قابل استفاده در تست)

$M_u = 215\ kN.m$

دال را برای برش سوراخ کننده‌ی ستون طراحی کنید.

کنترل دال برای برش سوراخ کننده طراف بار متمرکز نیز روشی همانند کنترل برش اطراف ستون دارد.

$b_o = 4 \times 410 = 1640$ ، $d = 170$

Min
- $22-10$ $2\sqrt{f_c}\, b_o d$
- $23-10$ $1.95\sqrt{f_c}\, b_o d$
- $24-10$ $2\sqrt{f_c}\, b_o d$

$\phi_c = 0.75$

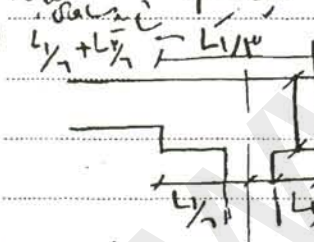
$V_c = 2\sqrt{f_c}\, b_o d = 0.4\phi_c\sqrt{f_c}\, b_o d = \frac{20}{3} \times 0.4 \times 0.75 \times \sqrt{20} \times 1640 \times 170 = 281.7\ kN$

اگر بخواهیم با ضخامت یکنواخت $20\ cm$ بیاییم باید

$V_c = 440 \times 10^3 = 0.4\phi_c\sqrt{f_c}\, b_o d \Rightarrow$

$f_c = 48.8\ MPa$ ← کار استفاده‌ی گسترده از این بتن اقتصادی نمی‌شود.

* برای این‌که ضخامت دال بیش از ضخامت کنسول نباشد، ضخامت کنسول را ۲۵ میلی‌متر کم می‌کنیم.



d افزایش پیدا می‌کند پس مقطع بحرانی هم ... افزایش می‌یابد $4 \times 10 = 40$

$d = 270\ mm$, $b_o = 2040\ mm$

در این صورت برش کمتر شده و مقطع می‌تواند بتنی گردد که ضخامت آن کمتر باشد.

این که هنوز کافی نیست $V_c = 579\ kN > 440$

طول کنسول صادقی را ضخامتی می‌سازیم.

Subject:
Year. Month. Date.

نزدیک ۱۲۰

$V_{max} = 0.6\,\phi_c \sqrt{f_c}\, b_0 d = 422\ kN$ ← ۴ V_c — کلاهک برشی بشکل ماهوت

V_c صادقی

$V_c = 0.12\,\phi_c \sqrt{f_c}\, b_0 d = 140.8\ kN$

$V_s = V_u - V_c$ ← مقاومت باقیمانده که کلاهک استفاده می‌کند

زیرا وقتی خاموت کلاهک تسلیم شود ترک‌ها زیاد می‌شود و مقاومت برشی بتنی کاهش

$V_s = V_u - V_c = 299.2\ kN$ از تعادل مسئله این را از ستاپ می‌دهد

حال باز و داریم می‌توان V_s در ضریب ϕ برای هر طرف یا در آخر A_v در ضریب ϕ ضرب کرد.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_{yd}} = \frac{299.2 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 160} = 5.15$$

$S_{max} = 80 \rightarrow 60\ mm$

$A_v = 5.15 \times 60 = 309\ mm^2$

آلیاژ خاموت AIII دارای مقاومت کم شکل است.

$\frac{309}{2} = 154.5\ mm^2$ ← (۸) ← باز و هم باز و ۲ تا و

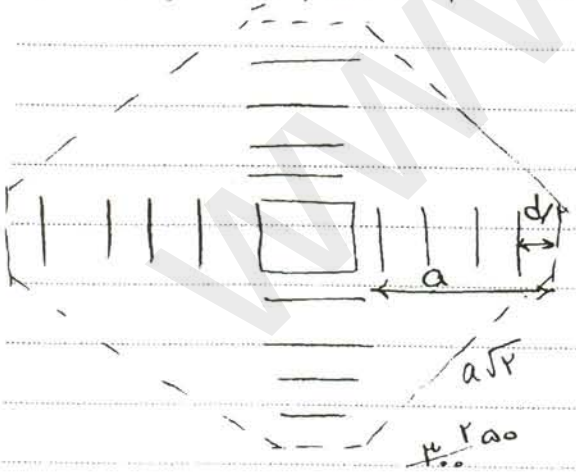
$\Rightarrow \Phi 10 @ 60\ mm$

تا جایی ادامه بدهیم که وقتی از آخرین خاموت $d/2$ بیرون بیاییم متوجه شویم که خروجی بتواند برش را تحمل کند.

$b_0 = 4(a\sqrt{2} + 250)$

$1440 \times 10^3 = 0.12\,\phi_c \sqrt{f_c}\, b_0 d$

$a = 720\ mm \rightarrow 720 - 80 = 650\ mm$



شکل صحت داشت صحت ستون 250×250

www.tmar.ir

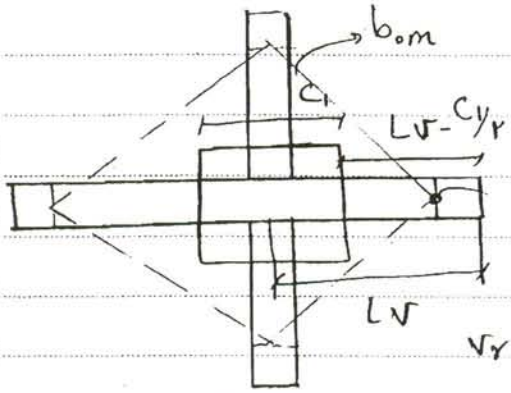
Subject:
Year. Month. Date. ( )

ملاحظه برشی از نوع سوراخی، ص 126 شکل ب موضع I
شاید برش با این باشد موضع I شکل

$V_r = Min \begin{cases} 0.17\phi_c\sqrt{f'_c}\, b_o d = 493\,kN > 440 \Rightarrow \\ 0.4\phi_c\sqrt{f'_c}\, b_{om} d \Rightarrow \end{cases}$

می‌توان از تیر خ ۰ (ی) استفاده کرد.
مقاومت بتن باید افزایش یابد
ادامه می‌دهیم با تیر خ
جواب می‌گیریم با

از این رابطه استفاده می‌کنیم تا ببینیم
چقدر باید این تیر را افزایش دهیم



$\Rightarrow$ b_{om} طول مؤثر است در $L_u - c_1/2$ ضرب $3/4$

وقتی از یک پروفیل استفاده می‌شود معمولاً کم است.
می‌توان یک نقطه در نظر گرفت به جای صفحه.

از رابطه‌ی ۲ $V_r = 440 \times 10^3 \rightarrow b_{om} = 2562$

$\frac{2562}{b_{om}} = 4\sqrt{2}\left[\frac{c_1}{2} + \frac{3}{4}(L_r - \frac{c_1}{2})\right] \Rightarrow L_r = 5812\,mm$

$M_p = \frac{\phi_u}{2\pi}\left[h_r + \frac{0.25}{100}\alpha_r (L_r - \frac{c_1}{2})\right] \times 10^{-6} = \frac{440\times10^3}{0.25} \; 5812 \; 125 = 11.5\,kN.m$

برای سادگی موضع پروفیل $\rightarrow$ تبدیل به موضع
$h_r = 100$ ارتفاع پروفیل.
فرض اول $\Rightarrow$ هر چه $M_p \uparrow \Rightarrow L_r \uparrow$ یعنی
طول عضو را می‌دانیم.
$\alpha_r = 0.25$ ثابت است برای پروفیل

فرض کردیم موضع پلاستیک کامل است.
معمولاً پلاستیک را استفاده می‌کنیم زیرا

$Z_p = \frac{M_p}{\phi_s f_y} = \frac{11.5\times10^6}{0.85 \times 250} = 5734.12\,mm^3 \Rightarrow IPE\,120$

$Z_p = 6000$
ابتدا ۱۰۰ $\rightarrow$ تا ببینیم این تفاوت را باید ببینیم.
فرض کردیم.

مقطع پلاستیک
فولاد نرم

$120 \not> 70.\frac{4.4}{t_w} = 308\,mm$

با استفاده از جداول زیر Z_p

فاصله‌ای از بالای بال فلزی تا کف بتن نباید از $3d$ کمتر باشد

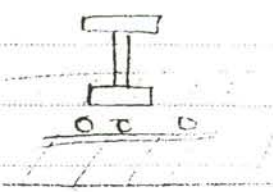
$0.3d = 0.3 \times 160 = 48\,mm$

PAPCO $0.3d$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

حال اگر شکل‌پذیری را مقدور دانسته باشیم با توجه به حداقل پوشش ۲۰ mm برای آرماتور بال فشاری در ناحیه‌ی d/۳ مقداری پیدا می‌کنیم این ناحیه باید شکل‌پذیری را مقدور واقع شود تا بال فشاری داخل ناحیه‌ی فشاری قرار گیرد.

پوشش ۲۰ mm



$20 + 2 \times 14 = 48\ mm$ (قطر ۱۴)

$20 + 2.5 + 17 = 52\ mm$

سختی خمشی عضو ترک خورده (پیرونس ۱۹۷۱ ZPE120)

$\alpha_V = \frac{E_S I_S}{E_C I_C}$ ← سختی خمشی پوشش

E_S/E_C ← مقطع معادل در نظر گرفتیم

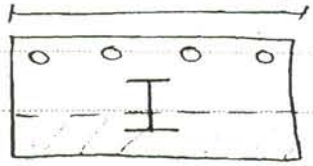
$\frac{E_S}{E_C} \times$ عرض طرفین

$I_C = ?$ ← مقطع ترک خورده را برسی می‌کنیم

α_V که به دست می‌آید باید بزرگتر از ۰/۱۵ باشد تا کاهش سختی کافی انجام شده باشد (۰/۱۵ < α_V)

چون می‌سبات طراحی می‌شود I_C را برای نصف I مقطع کامل بتنی در نظر می‌گیریم

$C_T + d = 250 + 160 = 410$



$I_C = \frac{1}{2} \frac{bh^3}{12} = 13676 \times 10^4$

$\alpha_V = \frac{2 \times 10^5 \times 318 \times 10^4}{5000 \sqrt{20} \times 13676 \times 10^4} = 0.21 > 0.15$

مطابق فرض اولیه بیشتر (۰/۲۵) پس دوباره حل می‌کنیم تا همگرا شود.

$h_V = 120$ و $\alpha_V = 0.21$

$M_p = 11.75\ kN.m$, $Z_p = 7090\ mm^3 < 60000\ mm^3$ ✓

از این h_V مقدار پوشش صرف نظر می‌کنیم

مقداری از M_p را از لنگر منفی ستون کم می‌کنیم زیرا مقداری از آن را طاق عمل می‌کند.

در سیم آرماتورهای کششی ← $M = \frac{\alpha_V V_u}{24} (L_V - C_1/2) = 5\ kN.m$ مقدار لنگری که می‌توان در طراحی استفاده شود.

PAPCO

۱۲۹

Subject :

Year . Month . Date . ( )

- منحنی پسماندی باربرحسب تغییر شکل ستون بلند و ستون دوربیج بتن آرمه را رسم کنید و اختلاف دو منحنی را توضیح دهید

- بازه انتخابی به کار رفته در رابطه زیر

$$EIe = \frac{0.2 Ec Ic + Es Ise}{1 + \beta d}$$

که مربوط با ستون های لاغر است توضیح دهید.

- دلیل وجود لنگر پیشین را در کنار سیستم دال تیر با رسم شکل پسماند توضیح دهید

- طراحی کلاهک ← بارهای ستون با مرکز

- ستون به مقطع دایره با قطر $400\ mm$ در شرایط محیطی ملایم و طبقه ای به ارتفاع ۱۰ با مقاومت طولی ۲۰ MPa می باشد در ستون از خاموت دوربیچ به قطر $10\ mm$ استفاده شده پوشش

$f_y = 400\ N/mm^2$ و $f_c = 25\ N/mm^2$

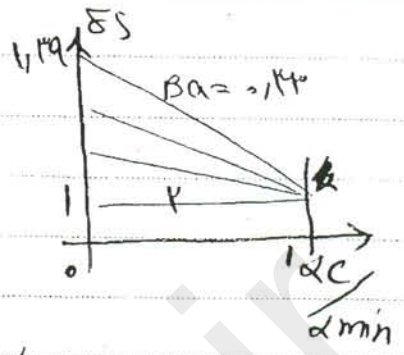
ظرفیت نهایی مقطع را برای برون محوری $200\ mm$ در دو راستا و سپس گام خاموت دوربیچ ρ کلیه ی کنترل های لازم ؟ از نرم افزار تقویتی طراحی ؟

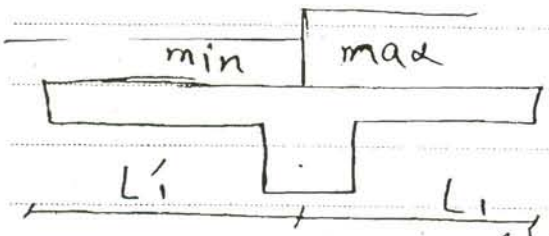
www.tabar.ir

Year. Month. Date.

$\alpha \leq \alpha_{min} \longrightarrow M_m^+ = \delta_s M^{(+)}$

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





گام ششم: تیر زیر ستون‌ها

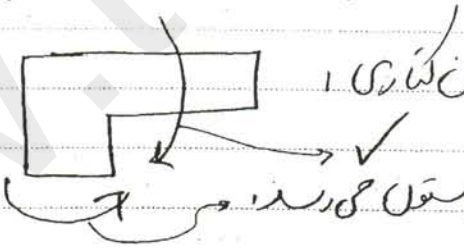
دهانه‌ی کوچک‌تر

کل بار زنده را قرار می‌دهیم

$$M = \text{0/0}V\left[\left(W_d + \text{0/5}W_L\right)L_2 L_n^2 - W'_d L'^2_1 L'^2_n\right]$$

برای ستون میانی

تکیه‌گاه تکیه‌گاه برداری است پس ضریبی ندارد.



برای ستون کناری ✓

این تیر به ستون می‌رسد

$M = \text{0/0}V\left(\text{0/5}W_L L_2 L_n^2\right)$ آر دهانه‌ها مساوی باشند

کنترل برش تیر

اگر $\frac{\alpha_1 L_2}{4} \geq 1$ سهم بار تیر

سهم دال و تیر از بار جانبی متقاطع

اگر $\frac{\alpha_1 L_2}{4} < 1$ سهم بار دال

Page

www.itnari.ir

Subject:
Year. Month. Date.

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} \geq 1 \longrightarrow$ ① $\beta_t \geq 2.5 \Rightarrow 2.5$

از نظر لرزه‌ای بیشتر بدتر / تکیه‌گاه گیردار

اگر تیر لبه‌ای و میانی نداشته باشیم $\Leftarrow \beta_t$ فولاد ستونی $\begin{cases} 75 \\ 100 \\ 60 \end{cases}$

پس از حذف تیر لبه‌ای و میانی ما بقی را کنترل می‌کنیم با توجه به اینکه از ماتریس‌ها طولانی را می‌بینیم

اگر تیر داشته باشیم مهم‌تر هاله‌ی بتن چقدر است؟

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} \geq 1 \longrightarrow$ به تیر لبه‌ای

$\frac{\alpha_1 L_2}{L_1} = 0 \longrightarrow$ به تیر ۰

بین این دو حالت درون یابی می‌کنیم

گام پنجم: کنترل بارگذاری نظیر بی

بدون تیر لبه‌ای

$0.33 < \beta a = \frac{D \cdot L}{L \cdot L} < 2$ اگر به تیر لبه‌ای بارگذاری جداگانه‌ای خواهد داشت

اگر به این شکل بنویسید نمره و سطر را صحیح می‌کنیم. اگر $\frac{L}{D} > 3$ دیگر نمی‌توان از این روش استفاده کرد

$\alpha_c = \frac{\Sigma kc}{kb + ks} \geq \alpha_{min}$

$I_s = \frac{L_2 h_f^3}{12}$

$\alpha < \alpha_{min}$ بارگذاری نظیر بی بود

$M+ = \delta_s M(+)$

$\frac{FEI}{L}$

$\frac{kc_t + kc_B}{\frac{FE_s I_s}{L_1} + \frac{FE_b I_b}{L_1}}$

اگر $\alpha > \alpha_{min}$

وقتی سختی ستون زیاد باشد، تیر دال

وقتی امکان دوران در دال نداشته باشیم

یعنی تکیه‌گاه گیردار است ← تیر را از مثل بگیریم

www.tinar.ir

Page No.

Subject:
Year. Month. Date.

② دهانه‌ی خارجی

گلیه‌ی خارجی	تیر-دال	دال تخت: بدون تیر لبه‌ای	دال تخت: با تیر لبه‌ای	گیردار
۰/۷۵	۰/۱	۰/۷		۰/۶۵
۰/۶۳	۰/۱	۰/۵۶		۰/۳۵
۰	۰/۱	۰/۲۶		۰/۶۵

کتاب ص ۴۹۳

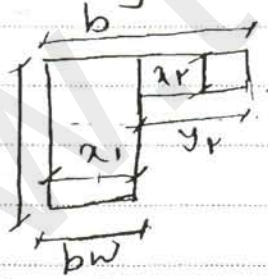
سر ستون دال را می‌توان ۱۰٪ کاهش داد.

گام چهارم: توزیع لنگر به نوار ستونی و میانی

سختی پیچشی $C = \sum (1 - 0.6\frac{x}{y})\frac{x^3 y}{3} = J$

$x < y$ ← طول کوچکتر

از بین b_w و h_f هرکدام بزرگتر بود آن را ادامه می‌دهیم ← C بزرگتر



مربوط به تیر لبه‌ای پس لنگر خارجی این گونه

$G = \frac{E}{2(1+2\nu)} = \frac{E}{2}$

$\beta_t = \frac{GJ/L}{\frac{6E_{cs}I_s}{L}} = \frac{EC/2}{E_{cs}I_s} = \frac{E_b C_b}{2 I_s E_{cs}}$

← تیرلبه‌ای ← سختی پیچشی

سهم نوار ستونی از لنگر منفی داخلی

$= 75 + 30\left(\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}\right)\left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right)$

$= 100 - 10\beta_t + 12\beta + \left(\frac{\alpha_1 L_2}{L_1}\right)\left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right)$

خارجی

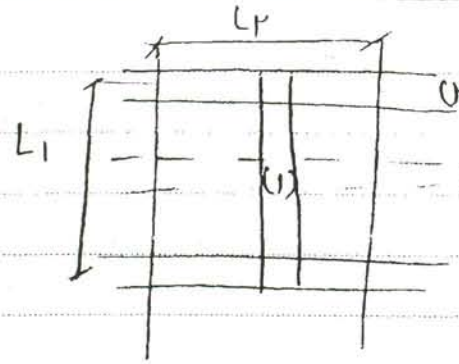
مثبت

$= 60 + 30\left(\frac{\alpha_1 L_2}{L}\right)\left(1.6 - \frac{L_2}{L_1}\right)$

www.itnar.ir

Subject:

Year. Month. Date.

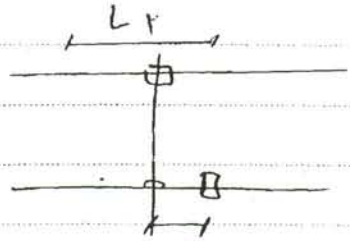


I_{S1} ← دال کف به تیر را می خورد.

$$I_{S1}\left(\frac{E I_{b2}}{E_S I_S} \times L_1^{\,2}\right) \quad (۴) \qquad I_S \to L_1 h_f^{\,3}/12$$

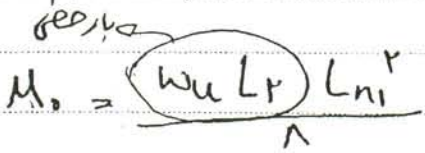
$$\frac{(۱)}{(۲)} = \frac{I_{b1}/L_1}{I_{b2}/L_2}$$

هـ) ستون ها صلب می شوند به اندازه ۱۰٪ L_2 های بدون محور ستون ها

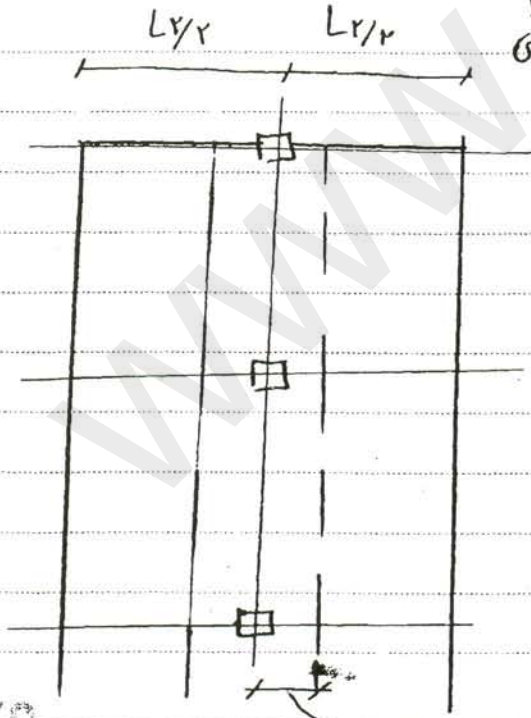


طراحی سوم: می شود تیرهای

الف) تیرهای دهانه انتهایی



ب) تیرهای داخلی و مثبت نوار پوستی



① دهانه ی طرفی:

$M^- = 0.۶۵ M_0$

$M^+ = 0.۳۵ M_0$

www.itrar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال بدون تیر	کیفیه ۱۰۰۰	h از این مقادیر نباید کمتر باشد.
	بدون کیفیه ۱۲۵	
دال‌های تیر دار لبه	۹۰ $\alpha_m \geq 2$	
	۱۲۵ $\alpha_m < 2$	

L_1 طول دهانه‌ای که بزرگی می‌بینم

$\geq L_1/6$

$\geq h/4$

$\Rightarrow$ می‌توان ضخامت دال را ۱۰٪ کم کرد.

برش را محاسبه می‌کنیم $\Rightarrow$ برش خمشی در فاصله‌ی d

برش سوراخ کننده

$\frac{V_u}{b_o d}$ تنش برش سوراخ کننده

با min سه حالت مقایسه می‌شود.

با سه ضخامت دال قطعی می‌شود. $\Rightarrow$ حال نوارهای ستونی و میانی را ایجاد می‌کنیم و لنگرها را محاسبه می‌کنیم.

گام دوم: کنترل محدودیت‌های روش مستقیم

الف) دهانه‌ها باید حداقل سه دهانه‌ی پیوسته داشته باشیم.

ب) تفاوت دهانه‌ها حداکثر ۳۳٪ باشد.

L_1 $\quad$ $2/2 L_1$

ج) بار قطعی باید یکنواخت باشد و متمرکز نباشد.

بدون ضریب $\frac{L}{D} < 3$

L_2

L_1

* سوال امتحان

$\left(\frac{E_b I_b}{E_s I_s} \times \frac{L_2^2}{L_2 h_f^3}\right)$ ①

$I_s \rightarrow \frac{L_2 h_f^3}{12}$

د) $\frac{1}{5} = 0.2 < \frac{\alpha_1 L_2^2}{\alpha_2 L_1^2} < 5$

α نسبت سختی خمشی تیر به سختی خمشی دال

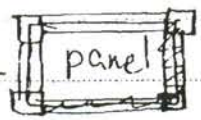
Year Month Date

روش سری طراحی دال:

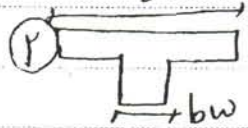
گام اول: تعیین ضخامت اولیه دال

$\beta_s = \frac{\text{لبه‌ی منقطع}}{\text{کل طول لبه‌های پانل}} \leq 1$ — β_s نسبت

$\beta = \frac{\text{طول دهانه‌ی آزاد بزرگ}}{\text{طول دهانه‌ی آزاد کوچک}} \leq 2$ — α نسبت سختی تیرهای پانل



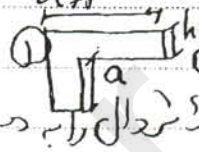
دال دو طرفه



تیرهایی که در دو طرف دال قرار دارند

$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{b_{eff} E_{cs} I_s}$ → تیر / → دال

تیر لبه‌ای



استفاده از مقدار ضخامت دال

① $b_{eff} = \text{Min}(b_w + a, b_w + 4h_f)$

② $b_{eff} = \text{Min}(b_w + 2a, b_w + 8h_f)$

$I_b = k\, b_w \frac{h^3}{12}$ $\quad k = \frac{1 + AB(9 - 7B + 4B^2 + AB^3)}{1 + AB}$

$A = \frac{b_{eff}}{b_w} - 1$ $\quad B = \frac{h_f}{h}$

$\alpha = \frac{I_b}{I_s}$ $\quad$ α_m میانگین مقادیر

$\alpha_m = 0$ بدون تیر $\Rightarrow h_s > h = \frac{L_n(800 + 0.7 f_y)}{36000}$ (۱)

$0 < \alpha_m \leq 0.2$ $\quad h_s > \frac{L_n(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta[\alpha_m - 0.2 \times (1 - \beta_s)^2 \times (1 + \frac{1}{\beta})]}$ (۲)

↓ ۲ و ۱

$h_s > h = \frac{L_n(800 + 0.7 f_y)}{36000 + 5000\beta(1 + \beta_s)}$ (۳)

$0.2 \leq \alpha_m \leq 1.8$ → ۲ $\quad \alpha_m \geq 2$ → ۴

$1.8 < \alpha_m < 2$ → ۳ و ۴

www.tunari.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$M_r = \phi_s f_y A_s (d - 0.5a) = 14.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{uf} = M_u - M_{uf} = 17.12 \text{ kN.m}$$

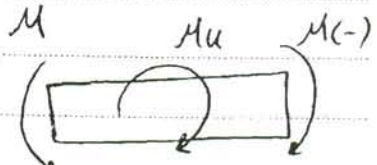
$$v = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{uf} \cdot C}{J} = 1.359$$

$$v_c = \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c = 2.5 v_c \\ \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) v_c \\ 2 v_c = 0.4 \phi_s \sqrt{f_c} \end{cases} = 2 v_c = 1.2$$

$\beta_c \to$ نسبت طول به عرض ستون

α_s برای ستون داخلی $= 40$ — برای ستون کناری $= 30$ — برای گوشه $= 20$

$1.359 > 1.2$ ... نیاز به سنگ‌گذاری داریم

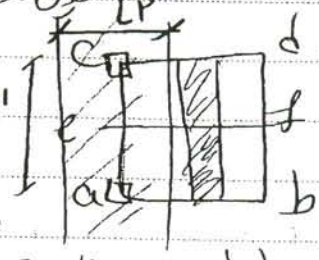


روش مستقیم

$M_{ef} = \gamma_f M^{(-)}$ مقدار M_u که از لنگر منفی حاصل می‌شود

$$\frac{M_{ad} + M_{cd}}{2} + M_{ef} = M_o$$

$$M_o = \frac{w_u L_2 \times L_1^2}{8}$$



نوار ستونی — نوار میانی — نوار کناری

$\text{Min}\left(\frac{L_2}{2}, \frac{L_1}{2}\right)$ پهنای نوار ستونی — جهتی که بررسی می‌کنیم L_1

www.tnar.ir

Year Month Date ( )

$\gamma_f = \frac{1}{1+0.6\sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}}$ ضریب γ_f به صفحه فشاری تیر داده می‌شود.

M_u گشتاور طراحی (+) که در دهانه کنسول ایجاد می‌شود ($\Rightarrow$) گشتاور طراحی (−) که در تکیه‌گاه ایجاد می‌شود

$M^{(-)} = 7.05 + 1.18 = 7.23 \; [kNm]$ گشتاور طراحی (−) که در تکیه‌گاه ایجاد می‌شود

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

$L2/2 = 2500$

$A_s^{(-)} = 1128 \; [mm^2] \Rightarrow \phi 12 \; a+200 = 5 \times 2.5 = 1412.5 mm^2$

$A_{s\,min} = 0.0018\, b h = 756 mm^2$ حداقل آرماتور

$\gamma_f = \frac{1}{1+0.6\sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}} = 0.44$ $\quad M_{uf} = \gamma_f \cdot M_u = 29.5^{kN.m}$

$M_{uf} = 29.5$, $b = 910 mm$ (c_1+d / c_2+d) $\Rightarrow A_s = 777 mm^2$

$A_{s\,used} = 5 \times 0.91 = 4.55$

$A_{s\,req} = 777 - 455 = 322 mm^2$ $\quad 2\phi 12 = 226 mm^2$

$A_{s\,tot} = 1412.5 + 226 = 1638.5 \; mm^2$

$M_{ur} = (1-\gamma_f) M_r$

$\varepsilon > \frac{\phi_s f_y}{E_s} = 0.0017$ ← روش تکمیل مقطع AC

$a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 \phi_c f_c b} = 75 mm$

M_r باید از $M_{u\,min}$ کمتر باشد

0.003

www.tunari.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

لنگر نامتعادل $Mu = 70,52 - 15.4\left(\frac{225^{mm} - 149,2^{mm}}{1000}\right) = 47,42^{kN.m}$

تفاوت لنگر دو طرف بال لنگر ستون

معمولاً این مقدار را در نظر نمی‌گیریم

$$V = \frac{Vu}{Ac} + \frac{MuC}{J} \quad , \quad V' = \frac{Vu}{Ac} - \frac{MuC'}{J}$$

ممان اینرسی

با توجه به جهت لنگر

در این طرف کشش ایجاد می‌شود.

در این طرف فشار ایجاد می‌شود.

در روی این دو سطح تنش ایجاد می‌کند.

روی این سطح تنش ایجاد می‌کند.

$$* J = \underset{\text{ممان اینرسی}}{\sum J} + \underset{\text{ممان اینرسی حول محور خنثی}}{\sum J} \quad , I_x + I_y$$

$$\sum J = 2\left(\frac{9d^3}{12} + \frac{da^3}{12}\right) + bdc^2 = 4,3217 \times 10^{} \quad \left(\frac{bd^3}{12}\right)$$

$$\frac{J}{c}_{149,2} = 2,1895 \times 10^{7}\ [mm^3] \qquad \frac{J}{c'} = \text{تنش}$$

لنگر دست دهنده کلی دال است.

$M^{(-)}$

Vu

Mu لنگر نامتعادل

$M \rightarrow$ تنش توسط خمش

(فشار و کشش) و تنش

توسط برش تحمل می‌شود.

V V

$\frac{L2}{4}$

$M^{(-)}$

$M_{af}^{(-)}$ (M_{uf})

400

$c' + 3h = 910\,mm$

$M^{(-)}$

$M^{(-)}$

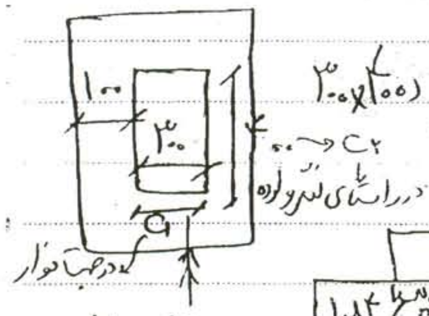
$$Muf = \gamma f\, Mu \longrightarrow Muv = (1 - \gamma f)\, Mu$$

γf برای

مثال تمرین سری ۷ مثال آخر:

ستون کناری که از یک طرف دال امتداد دارد ابعاد ۴۰۰×۳۰۰

در روش قاب معادل اثر ستون مستقیم به دست می‌آید



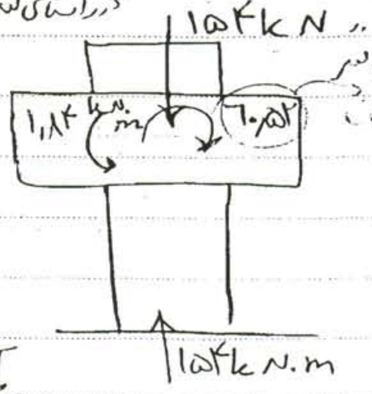
$h = 170\ mm$

$d = 140\ mm$

$170 - 20 - 10$

کاور بتنی

قطر آرماتور



ستون گوشه ← از دو طرف آزاد

کناری ← از سه طرف بار می‌گیرد.

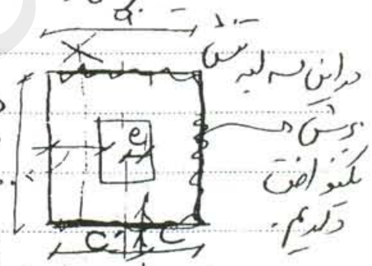
میانی ← از ۴ طرف بار می‌گیرد.

تأثیر برش بیشتر از روی طراحی دال:

* محیط بحرانی را مشخص می‌کنیم.

برای برش

در لبه‌های کناری ناحیه‌ای که امتداد نمی‌یابد در b_0 حساب نمی‌کنیم.



محل وارد شدن نیرو را باید بدانیم ← وسط نیست زیرا توزیع تنش یکنواخت نیست.

$f_c = 25\ Mpa, \quad f_y = 400\ Mpa$

$$c' = \frac{bd \times a + \left(ad \times \frac{a}{2}\right) 2}{bd + 2ad} = \frac{a^2 + ab}{2ab} = \frac{a(a+b)}{2a+b}$$

سطح مقطع

$a = c_1 + \frac{d}{2} + 100 = 470\ mm$ عمود بر لنگر

$b = c_2 + d/2 + d/2 = 540$

$$c = a - c' = \frac{a^2}{2a+b}$$

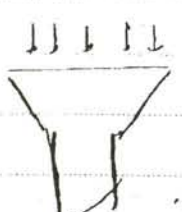
$c' = 320.7\ mm$

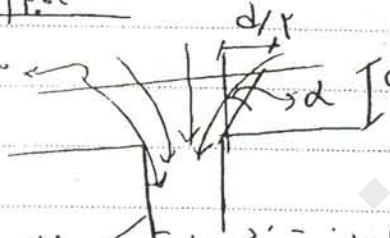
$c = 149.3\ mm$

www.tmar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در فولاد زاویه ی پخش ۳۰°



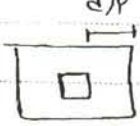


مسیر انتقال بار ←

در بتن هم d

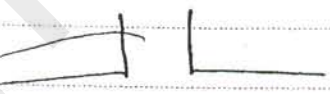
$f_r = \frac{V}{A}$

این تنش تنها زمانی که از مسلح سازی برشی استفاده می‌کنیم.



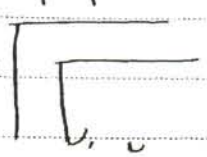
در محیط با بیشترین برش مجاز بتن باشد و لازم نیست تقویت می‌خواهد.

پس ضخامتی را باید پیدا کنیم که کدام قسمت سهم دال و کدام قسمت سهم تیر است.



تیر قابل توجهی به ستون نمی‌رسد زیرا تقریباً تیری که دو طرف آن دهانه کشیدگی است زیرا طول دهانه‌ها تقریباً یکسان است.

اما در این حالت عام تیر به ستون می‌رسد



اگر تیر در ستون باشد

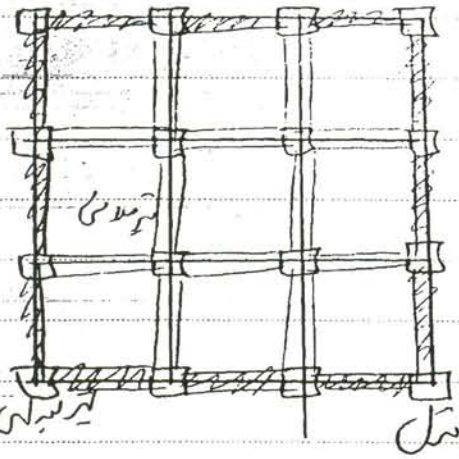
تیر می‌تواند باعث تغییر برش شود.

تیر می‌تواند ناشی از نیروهای باشد
- بارگذاری نظیر بتن ← تنش نامتعادل

} ← توزیع یکنواخت برش تغییر می‌کند و افت برش می‌شود.

www.tinat.ir

می‌توان بین ستون‌ها تیرمیانی داشت.



دال‌تخت ← بدون تیرمیانی ← بار مستقیماً به ستون می‌رسد

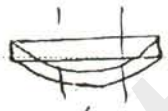
ولی تیرلبه‌ای دارند تا مثلاً بار متمرکز دیوار اطرافی را تحمل کند

تیرلبه‌ای ← امکان پیچش دارد

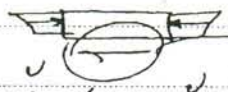
پس باید بعد از طراحی خمش و برش پیچش هم تحمل کند

ممکن است تو از ستونی تیر داشته باشند که درصدی از لنگر ستونی را تحمل می‌کند.

برش خمشی ← ناشی از خمش است



فرض می‌کردیم اندازه تغییر لنگر برشی کم است.



جریان برشی از مقادیر $q = \frac{VQ}{I}$ برشی که در اثر مقادیر دال خمش به دست می‌آید.

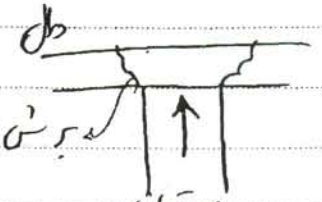
بعلاوه مکانیزم انحراف تکیه‌گاه در حالتی که با لنگر همراه است.

برش در تکیه‌گاه $mgaab$ است ولی به علت ای دیس‌ها در فاصله‌ی d از تکیه‌گاه برش را به دست می‌آوریم

برش روی این ناحیه ← از d صلب‌تر را برش سوراخ کننده را بررسی می‌کنیم.

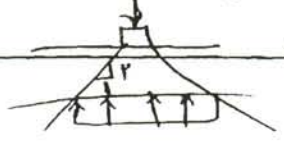
برای باربری ناحیه‌ی ها نفوذ خورده است. (A)

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



که برش سوراخ کننده ایجاد ترک در دال می‌کند.

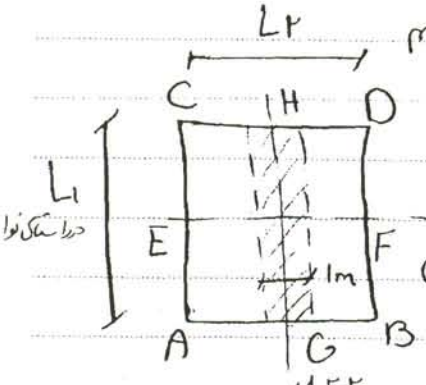
سیر انتقال تنش ← مثلاً در خاک صاب تنش به دست می‌آوریم. تا با شیب 2:1 تنش را پخش می‌کنیم.

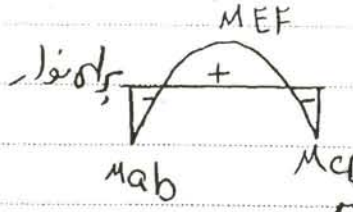


$\delta_{i,sh} = \delta_{i\,tot} - \delta_{i\,sus} = 4,77 - 2,77 = 1,9\,mm$

$\delta_{long} = \delta_{i,sh} + \delta_{sus} = 1,9 + 8,321 = 10,121\,mm$

① دال دو طرفه تحت بار قائم (مثل پدیده ضعیف)
② برش خمشی - برش سوراخ کننده
③ انتقال تنش از دال به ستون
④ روش های طراحی دال دو طرفه
⑤ مسلح سازی برشی برای برش سوراخ کننده



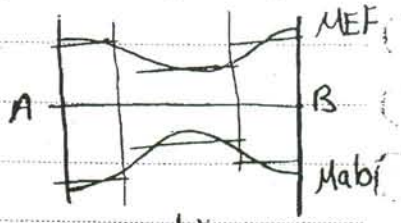


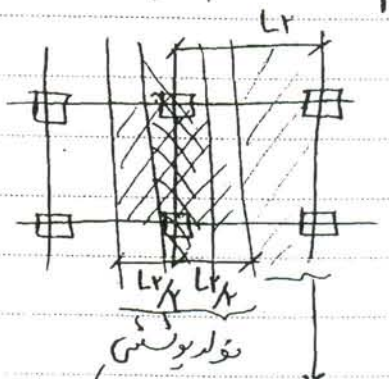
دال دو طرفه $\frac{L_1}{L_2} < 2$

سیستم قراری در راستای ۲ و ۱ اجرا می دهیم.

نوارهای طراحی در نظر می گیریم (در راستای ۲ و ۱) و اگر نوارهای راستای ۲ و ۱ را در حالت گیرداری طراحی می کنیم.

ولی Mab می تواند در طول تغییر کند داشته باشد.





۴۰٪ تنش ← تنش در صدی از آن به نوار ستونی و درصدی به میانی می رسد ← بیشترین مقدار AB، CD، EF

www.tfnar.ir

Subject
Year. Month. Date. ( )

$$I_e = I_{ct} + (I_g - I_{ct})\left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3 = 490\times10^7\ mm^4$$ (+)

حال این مقدار را در ناحیه‌ی تنش مثبت (+)

$I_e^{(-)} = 227\times10^7\ mm^4$ برای دو طرف تنش منفی

$$I_e = 0.5\times490\times10^7 + 0.25\times(2\times227\times10^7) = 358\times10^7\ mm^4$$

$$\Delta = \frac{5L^2}{48EI_e}\left[M_s - 0.1\times(M_a + M_b)\right]$$

$$\lambda = \frac{2}{1+50\rho'} = 2$$ محاسبه‌ی ضریب λ که انحنا را نشان می‌دهد.

$w_D =$ وزن مرده بدون ضریب $0.8\ kN/m^2$

$w_L =$ بار زنده $7\ kN/m^2$

۵۰٪ بار زنده به صورت خطی

۲۰٪ بار زنده به صورت دائمی

$$w_{دائمی} = 0.8 + 0.2\times7 = 2\ kN/m$$
$$w_{کل} = D + L = 0.8 + 7 = 11.8\ kN/m$$

تیر با بار دائمی: $M_a = \frac{2}{11.8}\times22.91 = 14.52\ kN.m$ (وزن خود تیر)

$$M_s = \frac{2}{11.8}\times22.72 = 13.42\ kN.m$$

$\delta_{i,sus} = 2.27\ mm$

محاسبه‌ی افتادگی در اثر مدت کوتاه بار دائمی:

$\delta_{t,sus} = 2\times2.27 = 4.54\ mm$

$\delta_{sus} = 2.27 + 4.54 = 6.81\ mm$ محاسبه‌ی کل افتادگی در اثر بار دائمی

محاسبه‌ی افتادگی آنی تحت اثر بار خطی:

$\delta_{i,tot} = \frac{11.8}{7}\times4.77 = 8.04\ mm$

PAPCO

www.tiran.ir

$(\rho_b) = \rho_{max} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{25}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0.019$

صفحه آرماتور ← در تحلیل خمشی ضرب می‌کنیم

0.75 به

در تحلیل این نسبت مجاز می‌باشد.

Cover = 30 mm

$d = 170$ mm

$A_{s\,max} = 0.019 \times b \times d = 0.019 \times 1000 \times 170 = 3230\ mm^2$

ρ_{max}

صفحه آرماتور در 1m

عرض

M_r :

$M_r = \phi_s f_y A_s \left(d - \frac{a}{2}\right)$

ϕ_s = 0.85 ، f_y = 400 ، A_s = 3230 ، d = 170 ، $\frac{a}{2}$ = 85

$3230 \times 0.85 \times 400 = 0.85 \times 25 \times 0.6 \times a \times 1000$

$\rightarrow a = 89.8$ mm

$\Rightarrow M_r = 144.14$ kN.m

www.iran-eng.ir

$\frac{l}{24} = \frac{5000}{24} = 208\,mm$ ← حداقل ضخامت لازم

$\frac{l}{28} = \frac{5000}{28} = 178\,mm$ ← ضخامت انتخابی $h = 20\,mm$

4.72 → 4.72 − 0.2 = 4.52

چهارم: تعیین بار گسترده W_u:

$W_u = 1.25 \times (0.5 + 0.5 + 0.2 \times 24) + 1.5 \times 6 = 16.25\ kN/m^2$

گام دوم: محاسبه لنگرهای خمشی

لنگر دهانه‌ی میانی $= \frac{1}{9}$

لنگر دهانه‌ی کناری $= \frac{1}{14}$

لنگر تکیه‌گاه داخلی $= -\frac{1}{11}$

لنگر تکیه‌گاه خارجی $= -\frac{1}{24}$

نیروی برشی تکیه‌گاه اول $= 0.455$

نیروی برشی تکیه‌گاه دوم $= 0.455$

نیروی برشی تکیه‌گاه سوم $= 0.455$

نیروی برشی تکیه‌گاه چهارم $= 0.455$

محاسبه لنگرهای دهانه‌ها و تکیه‌گاه‌ها:

$M^- = -\frac{1}{16} \times 16.25 \times (4.72)^2 = -36.22\ \frac{kN.m}{m^2}$

$M^+ = \frac{1}{14} \times 16.25 \times (4.72)^2 = 25.86\ \frac{kN.m}{m^2}$

$M^- = -\frac{1}{24} \times 16.25 \times (4.72)^2 = -15.1$

$M^+ = \frac{1}{16} \times 16.25 \times (4.72)^2 = 22.61$

محاسبه آرماتورهای تکیه‌گاهی: بتن I ← محاسبه آرماتور مورد نیاز.

آیا نیاز به فولادگذاری دارید؟ ← (M2) حداکثر لنگر ← اگر M موجود < M2 ← نیاز به فولادگذاری نداریم.

ردیف	نام محصول	تعداد
	فیلم های مهندسی عمران	
۱	**مجموعه ۱۲ فیلم آموزشی مهندسی عمران دوبله**	4 DVD
۲	**مهندسی بینهایت , مجموعه ٥٤ مستند آموزشی**	6 DVD
۳	**٥١ فیلم آموزشی مهندسی عمران - ابر سازه ها**	6 DVD
۴	**مجموعه اشتباهات مهندسی**	4 DVD
۵	مستند برج دبی	1 DVD
۶	مقالات چهارمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD
۷	مقالات هفتمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD
۸	فیلم مراحل ساخت برج مارپیچ در اسپانیا	1 CD
۹	مستند آموزشی برسی ساخت برترین آسمانخراشها	1 CD
۱۰	فیلم مستند گسترش مسجد النبی	2 CD
۱۱	فیلم آموزشی آشنایی و برسی جزئیات برج بلند سیرز در شیکاگو آمریکا	1 CD
۱۲	فیلم آموزشی ساخت فرودگاه کانسای ژاپن	1 CD
۱۳	فیلم آموزشی مراحل ساخت سد کارون ۳	2 CD
۱۴	فیلم آموزشی مراحل ساخت پل های کارون ۳	1 CD
۱۵	مجموعه فیلم های مستند عظیم تر بسازید	3 DVD
۱۶	مستند آموزشی زلزله های عظیم	1 DVD
جدید	مجمموعه مهندسی یک امپراطوری	2 DVD
جدید	مجمموعه مستند شهر های عظیم	2 DVD
جدید	مجموعه مجلات نشنال جئوگرافیک (آرشیو ۱۲۰ ساله)	6DVD 8 gig
۱۷	ماجراجویی در معماری(دوبله فارسی)	2 DVD
۱۸	مجموعه مجلات و کتابهای مهندسی معماری و دکراسیون داخلی تا سال ۲۰۱۰	5 DVD
۱۹	مجموعه فیلمهای برترین آثار بهترین معماران جهان	2 DVD
۲۰	Help فارسی نرم افزار اتوکد به همراه کتاب الکترونیکی آموزشی ۶۲۰ صفحه ای	1 CD
۲۱	جدیدترین آبجکتهای سه بعدی معماری برای D Max۳	1 DVD
جدید	ژورنال های داخلی و خارجی معماری	3 DVD
	مجموعه نقشه های اتوکد	
۲۲	سمبلهای اتوکد	1 CD
۲۳	۳۴۰ نقشه ساختمانهای اداری تجاری و فرهنگی و ...	1 CD
۲۴	بیش از ۱۰۰ نقشه معماری ساختمان	1 CD
۲۵	مجموعه نقشه اتوکد طرح هادی و ثبتی	1 CD
۲۶	مجموعه نقشه های اتوکد معماری و سازه	1 CD
۲۷	۸۰۰ نقشه سازه ساختمان در محیط اتوکد	1 CD
۲۸	بیش از ۱۰۰ نقشه سه بعدی	1 CD
	آموزش نرم افزار های عمران و معماری	
۲۹	آموزش ETABS	1 DVD
۳۰	آموزش SAFE	1 DVD
۳۱	آموزش AOUTOCAD۲۰۱۱	1 DVD
۳۲	آموزش 3D HOME	1 DVD
۳۳	آموزش ARCHICAD	1 DVD
۳۴	آموزش SAP	1 DVD
۳۵	آموزش TEKLA STRACTURES	1 DVD
	نام محصول	**تعداد**

ردیف		
فیلم ها و محصولات آموزش زبان انگلیسی (ویژه)		
۳۶	**مجموعه کامل آموزش زبان انگلیسی English For You (بهمراه نسخه قابل نمایش در موبایل)** مجموعه English For You و یا به اختصار، EFU برترین مجموعه ویدئویی آموزش زبان انگلیسی است که حقیقتاً نیاز به استاد و کلاس را به طور کامل برطرف می‌کند. در این مجموعه شما انگلیسی را از اساتید انگلیسی زبان یاد می‌گیرید و مطمئناً تفاوت آن را با مؤسسات ایران که اکثراً اساتیدی دانشگاهی دارند متوجه خواهید شد.	6 DVD
۳۷	**سریال آموزشی زبان انگلیسی EXTRA (به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل و فایل ورد متن)** سریال آموزش زبان EXTR@-TV مجموعه ای است ویدئوی که در قالب طنز و با روشی بسیار ساده و قوی بیننده را در مسیری ویژه جهت یادگیری زبان انگلیسی قرار می دهد.	3 DVD
۳۸	**جامع ترین دوره ی آموزشی IELTS**	1 DVD
۳۹	**آموزش گرامر زبان انگلیسی بصورت فیلم- Complete English Grammar Series**	1 DVD
۴۰	**انگلیسی به روش اعجاب انگیز X.L.C**	2 DVD
۴۱	**دوره آموزش زبان NEW Interchange Intro**	1 DVD
۴۲	**بسته آموزش مکالمه Fluent English**	1 CD
۴۳	**آموزش زبان انگلیسی در خواب**	1 DVD
۴۴	**آموزش زبان نصرت ۲ همراه با تقویت حافظه نصرت**	1 DVD
۴۵	**مجموعه آموزش ۱۲ زبان زنده دنیا**	4 DVD

محصولات جدید:

آموزش پریماورا	3cd	۶۵۰۰
آموزش۲۰۱۲ 3dmax	1dvd	۹۹۰۰
آموزش MS project	1dvd	۸۹۰۰
مجموعه عکس های ۳۰۰ dpi	4cd	۸۰۰۰
مجموعه آموزش زبان دیالوگ	7dvd	۱۰۰۰۰

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری و فروشگاه تخصصی زبان (zabanshop.ir) افتخار دارد که در راستای بالا بردن توان علمی شما دانشجویان و مهندسین عزیز محصولات متنوع آموزشی را برای شما به عنوان اولین فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری و زبان مهیا کرده است شما دوست گرامی میتوانید برای سفارش هر یک از محصولات به یکی از سه روش زیر اقدام فرمایید

۱ - سفارش از طریق سایت (خرید پستی- تحویل و تسویه درب منزل)

برای سفارش به این روش به سایت WWW.OMRANSHOP.IR و www.zabanshop.ir رفته و روی دکمه خرید پستی محصول مورد نظر کلیک کنید و مشخصات خود را در فرم وارد نموده و منتظر بمانید تا بسته پستی شما توسط پستچی درب منزل تحویل شما شود و همانجا طبق فاکتور مبلغ مورد نظر را به پستچی تحویل دهید

۲ - سفارش تلفنی یا از طریق ایمیل

اگر به اینترنت دسترسی ندارید یا در مرحله ثبت سفارش به مشکلی برخوردید میتوانید محصولات درخواستی خود را همراه با آدرس دقیق و کد پستی و نام گیرنده به شماره همراه ۰۹۱۵۸۲۰۶۶۴۶ پیامک کنید یا با تماس تلفنی این موضوع را با همکاران ما درمیان بگذارید و یا از طریق ایمیل info@icivil.ir موارد بالا را ایمیل بزنید تا همکاران ما در فروشگاه راسا اقدام به ثبت سفارش برای شما کنند

۳ - خرید نقدی

مزیت خرید نقدی بر آنست که بسته شما زودتر به دست شما خواهد رسید و شما از هزینه پستی معاف هستید برای ثبت سفارش مبلغ محصولات درخواستی را به شماره حساب های اعلام شده در سایت واریز نموده و فرم خرید پستی را تکمیل کنید در صورتی که به اینترنت دسترسی ندارید با همکاران ما با شماره تماس ۰۹۱۵۸۲۰۶۶۴۶ تماس حاصل فرمایید تا شمارا راهنمایی کنند

با تشکر از شما