

# طراحی، مدلسازی و اجرای سقف های تیرچه بلوک

---

مسعود حسین زاده اصل

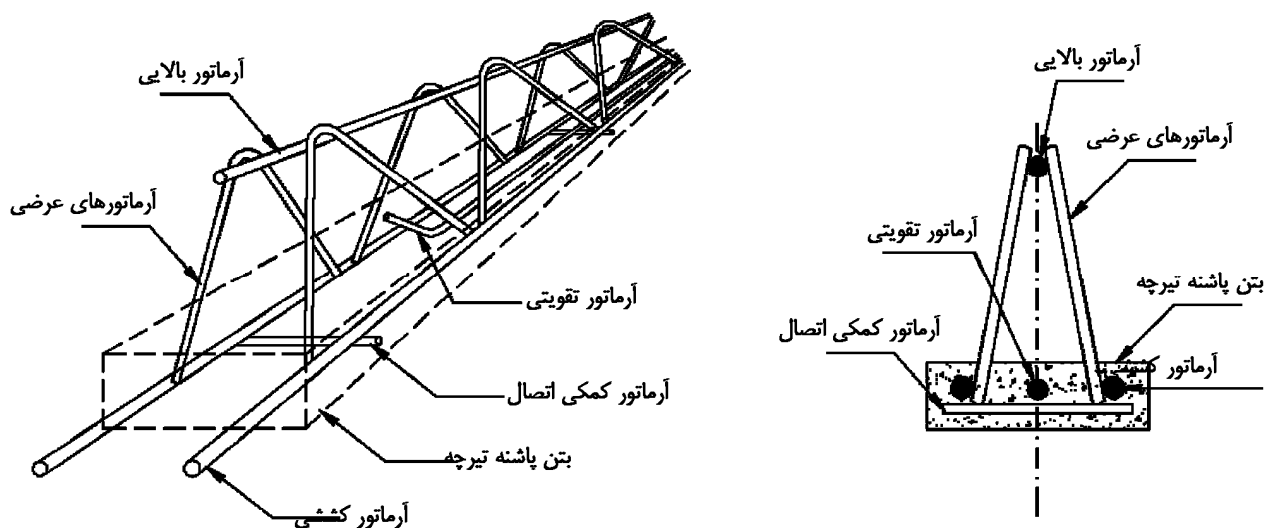
تابستان ۱۴۰۱

# بنام خدا

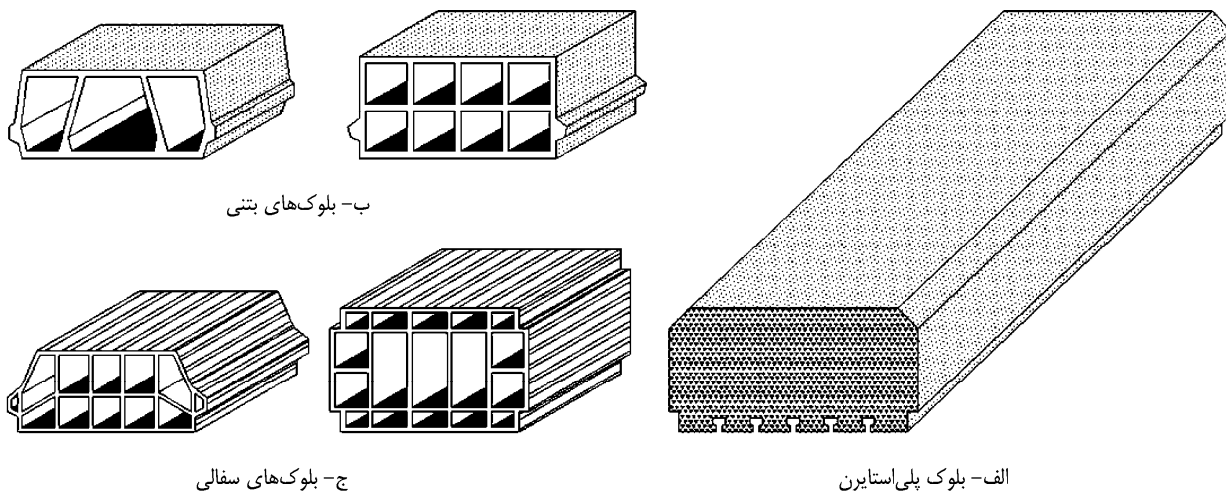
## فهرست مطالب

۱.....	۱ طراحی تیرچه بلوک.....
۲.....	۱-۱ نکات مدلسازی در نرم افزار.....
۲.....	۱-۱-۱ بارگذاری دیوارها روی سقف تیرچه بلوک.....
۳.....	۱-۱-۱ استفاده از جفت تیرچه در لبه طره هایی که سقف طره از نوع تیرچه بلوک هست.....
۶.....	۱-۱-۱ پیوسته یا مفصلی مدل کردن سقف تیرچه بلوک.....
۴.....	۱-۱-۱ نحوه مدلسازی سقف در نرم افزار.....
۵.....	۱-۱-۱ فاصله آرماتورهای عرضی در تیرهای تکیه گاهی و ارتفاع تیرها.....
۵.....	۱-۱-۱ جهت تیرچه ها.....
۸.....	۲-۱ محاسبه بار ضریب دار.....
۹.....	۱-۱ اثر بار متمرکز.....
۱۰.....	۱-۱ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای خمش.....
۱۲.....	۲-۱ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای برش پانچ.....
۱۴.....	۳-۱ فرض T شکل برای تیرهای تکیه گاهی.....
۱۴.....	۴-۱ محل قرار گیری اولین تیرچه.....
۱۴.....	۵-۱ کنترل ابعاد هندسی تیرچه ها.....
۱۵.....	۶-۱ آرماتور افت و حرارت.....
۱۶.....	۷-۱ مساحت آرماتورهای کششی.....
۱۸.....	۸-۱ آرماتور فوقانی (بالایی).....
۱۹.....	۹-۱ پیوستگی سازه.....
۲۱.....	۱۰-۱ کلاف میانی.....
۲۲.....	۱-۱۰-۱ آرماتور عرضی.....
۲۶.....	۲ کنترل خیز تیرچه.....
۲۶.....	۱-۲ روش تقریبی.....
۲۷.....	۲-۲ محاسبه دقیق خیز تیرچه توسط نرم افزار SAFE.....
۳۷.....	۳-۲ محاسبه خیز دقیق بر اساس روش ACI209.....
۵۲.....	۴-۲ کنترل لرزش.....

۱ طراحی تیرچه بلوک



اجزای تیرچه پیش ساخته خرابایی



## ۱-۱ نکات مدلسازی در نرم افزار

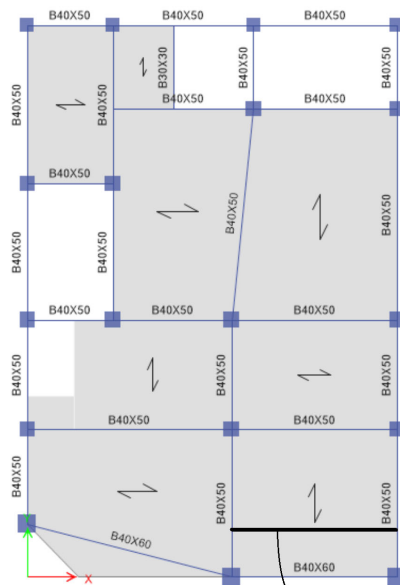
### ۱-۱-۱ بارگذاری دیوارها روی سقف تیرچه بلوک

در مواردی که در سازه در داخل دهانه ها (جایی که تیر بتنی در مدل ترسیم نشده) دیوار جداکننده داشته باشیم، به ویژه زمانی که ضخامت دیوارها بیش از ۱۰ سانتیمتر بوده و وزن مترمربع آنها بیش از  $2 \frac{kN}{m^2}$  باشد، لازم است بار دیوار در محل واقعی آن وارد شود:

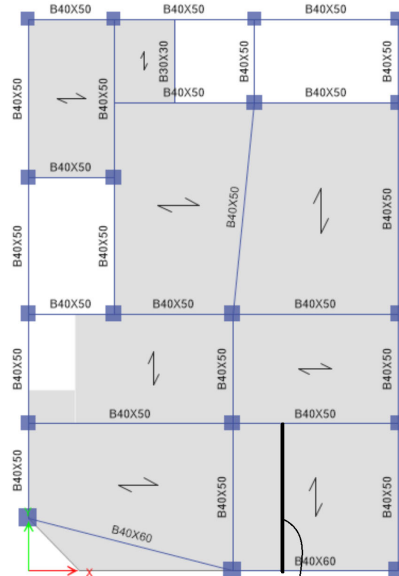
### ۳-۳-۶ وزن تیغه‌ها و دیوارها

کلیه تیغه‌ها و دیوارها با وزن هر مترمربع سطح بیش از یک کیلونیوتن بر مترمربع به عنوان بار مرده در محاسبات منظور می‌شوند. در صورتی که هر مترمربع تیغه یا دیوار بین ۱ تا ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، بار معادل تیغه را می‌توان به صورت بارگسترده یکنواخت بر مساحت کف اعمال نمود. وزن معادل بار مرده تیغه‌ها که بر مساحت هر فضا اعمال می‌شود از تقسیم وزن کل تیغه‌ها بر مساحت فضای موردنظر به دست می‌آید. اما در هر صورت نباید کمتر از یک کیلونیوتن بر مترمربع منظور شود. چنانچه وزن تیغه با دیوار بیشتر از ۲ کیلونیوتن بر مترمربع باشد لازم است بار مرده تیغه یا دیوار در محل واقعی خود اعمال شود. وزن سایر جداکننده‌های سبک مطابق ضوابط بند ۲-۲-۵-۶ در محاسبات منظور می‌شود.

- در چنین مواردی توصیه می‌شود یک تیر بتنی فرعی در محل قرار گیری دیوار در نظر گرفته شود. به ویژه اگر راستای قرار گیری دیوار مطابق شکل سمت راست به موازات تیرچه ها باشد، قرار دادن جفت تیرچه در زیر دیوار و یا در دهانه های بلند استفاده از تیر بتنی و طراحی آن ضروری است.
- در صورتی که در شکل سمت راست در زیر دیوار جفت تیرچه منظور گردد، باید برای بار دیوار طراحی شود.
- در صورتی که دیوار مطابق شکل راست عمود بر راستای تیرچه ها باشد، در طراحی تیرچه ها بهتر است بار دیوار به صورت یک بار متمرکز در نظر گرفته شود.
- در شکل سمت چپ می توان برای بارگذاری دیوار در مدل سازه ای تیر none ترسیم نمود.
- در شکل سمت راست نمی توان برای بارگذاری از تیر none استفاده نمود. علت: در صورت رسم تیر none بار وارده بدان، به تیرهای چپ و راست دو انتهای تیر none منتقل می شود که نادرست است (بار از طریق تیرچه به تیرهای فوقانی و تحتانی منتقل می‌شود). در شکل سمت راست می توان براین بار را محاسبه کرده و به صورت بار متمرکز بر روی تیرها فوقانی و تحتانی اعمال نمود.



محل قرار گیری دیوار



محل قرار گیری دیوار

## ۱-۱-۲ استفاده از جفت تیرچه در لبه طره هایی که سقف طره از نوع تیرچه بلوک هست

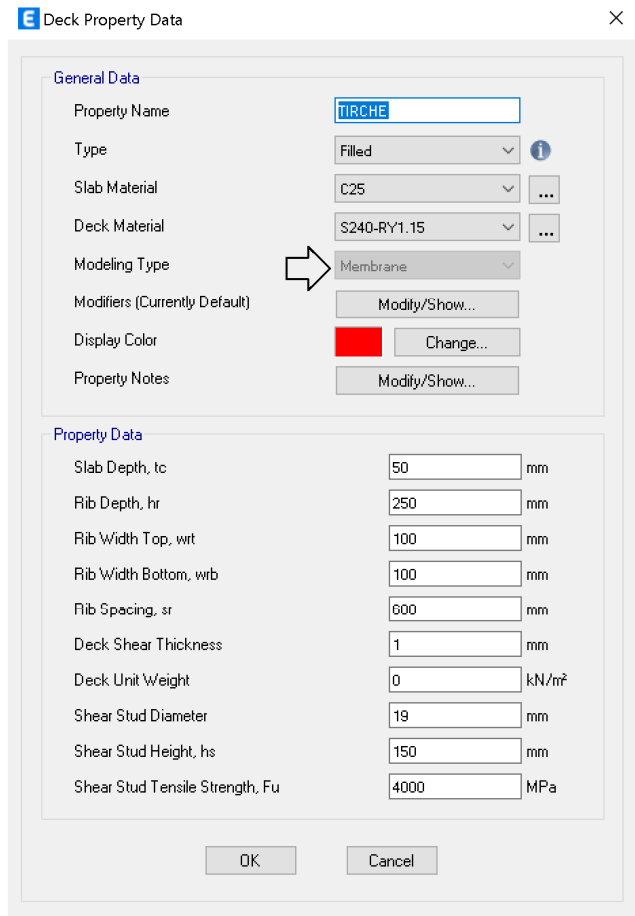
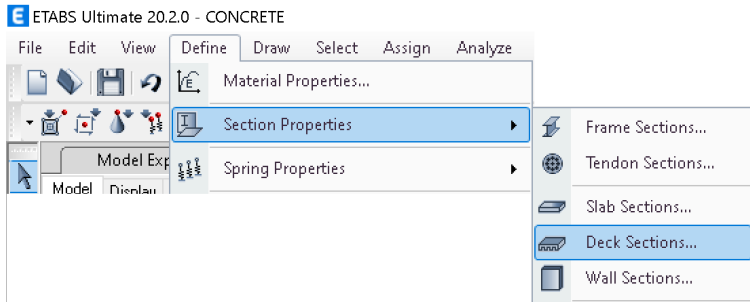
- در لبه طره ها علاوه بر بار کف، بار دیوار یا جانپناه پیرامونی نیز وارد می شود. بنابراین تیر یا تیرچه ای که در لبه قرار می گیرد باید توانایی تحمل بار اضافی وارده باشد و خیز آن نیز کنترل شود.
- مقدار بار وارده بسته به اینکه جانپناه باشد یا دیوار کامل متفاوت خواهد بود.
- در صورتی که دهانه کوتاه باشد و طراح محاسبات لازم برای جفت تیرچه لبه را انجام داده و کنترل های لازم را انجام داده باشد، می توان از جفت تیرچه استفاده کند، در غیر این صورت باید یک تیر بتنی در لبه ترسیم شده و میلگرد خمشی آن محاسبه گردد.



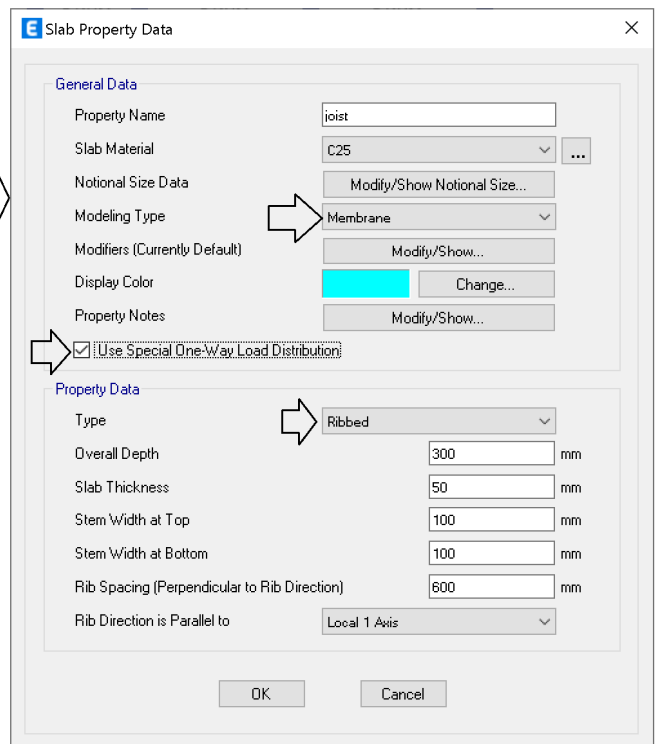
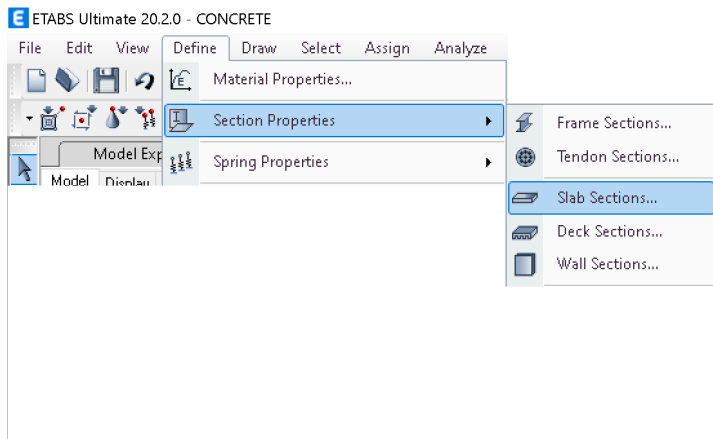
### ۱-۱-۱ نحوه مدلسازی سقف در نرم افزار

• در مدل نرم افزاری می توان به دو طریق تیرچه ها را تعریف نمود.

• در روش اول می توان مطابق شکل زیر از تعریف مقطع عرشه فولادی برای تعریف تیرچه بلوک استفاده نمود و ابعاد تیرچه ها را وارد نمود.



• در روش دوم می توان از تعریف دال و گزینه ribbed برای تعریف استفاده نمود



• تفاوتی بین دو روش تعریف وجود ندارد و هر دو نتایج یکسانی دارند.

۱-۱-۱ فاصله آرماتورهای عرضی در تیرهای تکیه گاهی و ارتفاع تیرها

- در تیرهای قابهای خمشی ویژه و متوسط، فواصل آرماتورهای عرضی در نواحی بحرانی نباید از  $d/4$  فراتر رود.

مثال: در یک تیر بتنی به ابعاد  $350 \times 400 \text{ mm}$  حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی چقدر می تواند باشد؟

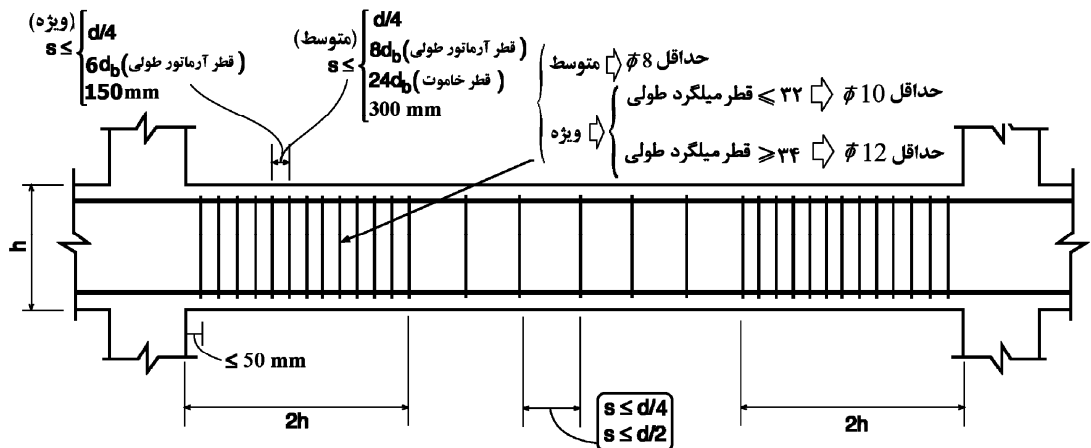
پاسخ: با فرض اینکه پوشش تا مرکز میلگرد برابر  $60 \text{ mm}$  باشد عمق موثر مقطع برابر  $d=400-60=340 \text{ mm}$  خواهد بود و بنابراین

$$s \leq \frac{d}{4} = \frac{340}{4} = 85 \text{ mm}$$

- در اینگونه تیرها جهت جاگذاری تیرچه ها عملا در اجرا لازم است فاصله آرماتورهای عرضی افزایش یابد و در نتیجه فاصله حداکثر محاسبه شده را نمی توان رعایت کرد.

نتیجه: در سقف های تیرچه بلوک، در تیرهای قابهای خمشی متوسط یا ویژه بهتر است ارتفاع مقطع به گونه ای انتخاب شود

که فواصل آرماتورهای عرضی کمتر از  $100 \text{ mm}$  بدست نیاید.



۱-۱-۱ جهت تیرچه ها

نکات مهم در تعیین جهت تیرچه ها:

- رعایت محدودیت حداکثر طول تیرچه: برای مثال در سقف تیرچه بلوک به جهت کنترل خیز تیرچه در نشریه 543 توصیه شده است که طول تیرچه ها حداکثر ۷ متر باشد و از ۸ نیز تجاوز نکند. بدین ترتیب در یک پانل  $7.5 \text{ m} \times 6 \text{ m}$  بهتر است تیرچه ها در جهت ۶ متر قرار گیرند.
- توجه به قانون بارگذاری شطرنجی: تا حد امکان سعی شود جهت تیرچه ها یک در میان در دهانه ها عوض شود تا توزیع بارها به صورت متناسب بین شاهتیرها توزیع شود.
- توجه به ارتفاع تیرها از نکته نظر معماری: گاهی طراح مایل است ارتفاع تیر خاصی که از نظر معماری مساله ساز است را کاهش دهد. در این صورت ممکن است جهت تیرچه ها را طوری تنظیم کند که روی آن تیر تیرچه قرار نگیرد.
- عدم قرارگیری تیرچه ها روی تیر فرعی: بهتر است جهت تیرچه طوری تنظیم شود تا حد امکان تیرچه ها روی شاهتیر قرار گیرند و نیاز به تیر فرعی نباشد.

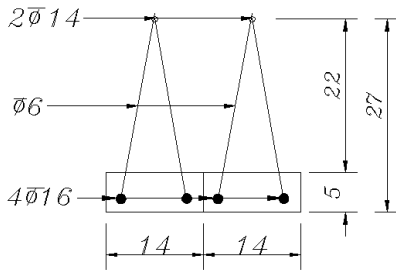
## ۲-۱-۱ پیوسته یا مفصلی مدل کردن سقف تیرچه بلوک

• طبق عرف رایج در طراحی تیرچه بلوک، اتصال تیرچه ها به تیر تکیه گاهی مفصل فرض می شود. توصیه می شود از پیوسته فرض کردن تیرچه ها اجتناب شود. از جمله به دلایل زیر می توان اشاره کرد:

- در صورت پیوسته فرض کردن تیرچه ها لازم است ضرایب سختی پیچش تیرهای تکیه گاهی در سازه به صورت تک به تک محاسبه و اعمال شود. این ضریب تاثیر قابل توجهی در لنگر انتهای تیرچه خواهد داشت. به ویژه در مواردی که تنها از یک طرف تیرچه به تیر متصل است، با آزادسازی لنگر پیچشی لنگر منفی انتهای تیرچه کاهش می یابد و بازپخش آن باید در نظر گرفته شود.
- در صورت پیوسته فرض کردن تیرچه میلگرد محاسباتی تیرچه واسته به گیرداری انتهای تیرچه خواهد بود و بنابراین برای تک تک تیرچه ها باید میلگرد منفی و مثبت محاسبه شود. در این حالت تیپ بندی تیرچه ها و ارائه جدول یکنواخت برای اجرای آنها میسر نخواهد بود و باید همانند طراحی دالها برای تمامی دهانه ها میلگرد گذاری تیرچه مشخص شود. حتی ممکن است در یک دهانه میلگرد خمشی تیرچه هایی که به انتهای دهانه نزدیک ترند با تیرچه های میانی تفاوت کند.



مثال کاربردی



دهانه تیرچه: 7.5m

نوع سقف: تیرچه فوم

ارتفاع کل تیرچه: 300 mm

فاصله خالص بین تیرچه ها: 500 mm

فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها: 700 mm

میلگردهای طولی:  $F_y=300MPa$

- میلگردهای طولی بسته به سایز میلگرد ممکن است S400 باشد (به ویژه برای سایز  $\phi 14$  و  $\phi 16$ ). با توجه به اینکه در تیرچه های بلند خیز تعیین کننده مساحت میلگردهای کششی خواهد بود، برای طرح اولیه بر اساس خمش بهتر است تنش تسلیم میلگردها  $F_y=300 MPa$  فرض شود (حتی اگر در اجرا S400 استفاده شود).

بتن:  $f'_c = 20MPa$

شهر: تبریز ( $A=0.35$ )

$0.01 \times 21 = 0.21kPa$	(۱) سرامیک
$0.03 \times 21 = 0.63kPa$	(۲) ملات ماسه سیمان
$0.1 \times 6 = 0.6kPa$	(۳) فوم بتن
$0.06kPa$	(۴) یونولیت
$0.5kPa$	(۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و خاک
$1 kP$	(۶) وزن تیغه بندی
$3 kPa$	جمع کفسازی + تیغه بندی
$\left(0.25 \times 0.2 \times \frac{1}{0.7} + 0.05 \times 1\right) 25 = 3.0357 kP$	وزن بتن تیرچه ها

$$D + SD + P = 3 + 3.0357 = 6.03571 \frac{kN}{m}$$

بار مرده تیرچه+کفسازی+تیغه بندی

$$L = 2 \frac{kN}{m^2}$$

بار زنده مسکونی:

$$EV = 0.6AIW_p = 0.6AI(D + SD + P + L) = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (6.03571) = 1.2675 \frac{kN}{m^2}$$

بار زلزله قائم:

- از عوامل مهم تاثیر گذار بر وزن مرده سقف، نوع کف سازی (فوم بتن باشد یا بتن سبک باشد یا...) و نیز نوع پر کننده (یونولیت باشد یا سفال باشد یا ...) می باشد. بنابراین مسلماً اگر سقف از نوع تیرچه+سفال باشد، بار مرده آن افزایش خواهد یافت. همچنین اگر کفسازی با بتن سبک باشد، بار مرده کفسازی افزایش خواهد یافت.
- در محاسبات فوق وزن مرده کف سازی برابر  $2.0 \frac{kN}{m^2}$  بدست آمده است. راهنمای نظام مهندسی تهران الزام کرده است که وزن مرده کف سازی کمتر از  $2 \frac{kN}{m^2}$  در نظر گرفته نشود. انتخاب جزئیات ساخت سقف و محاسبات آن بر اساس تجربه طراح و سبک رایج در منطقه تعیین می شود.

## ۲-۱ محاسبه بار ضریب دار

- ۱)  $1/4D$   
 ۲)  $1/2D + 1/6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$   
 ۳)  $1/2 D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/6W)]$   
 ۴)  $1/2D + 1/6W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$   
 ۵)  $1/2D + E + L + 0.2S$   
 ۶)  $0.9 D + 1/6W$   
 ۷)  $0.9D + E$

$$q_u = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.4D = 1.4 \times (6.0357) = 8.45 \text{ kN} \\ 1.2D + 1.6L = (1.2 \times 6.0357) + (1.6 \times 2) = 10.44 \text{ kPa} \\ 1.2D + L + EV = (1.2 \times 6.0357) + (1 \times 2) + (1.2675) = 10.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\} = 10.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- توجه شود که بار گسترده فوق بر واحد سطح محاسبه شده است. با توجه به اینکه فواصل آکس تا آکس تیرچه از هم 0.7m فرض شده است، سهم بارگیر هر تیرچه برابر 0.7m خواهد بود و بنابراین بار گسترده خطی وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$q_u = 10.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{بار گسترده خطی وارد بر تیرچه} = 10.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.7\text{m} = 7.357 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

۱-۱ اثر بار متمرکز

در مواردی مانند کاربری پارکینگ و یا اداری که بار متمرکز قابل توجهی داریم، تیرچه ها باید برای بار متمرکز کنترل شوند. برای مثال در پارکینگ های سازه های مسکونی که وزن خودروها حداکثر ۴۰ کیلونیوتن میباشد، بار متمرکز برابر با 15 kN باید به عنوان بار زنده در نظر گرفته شود.

تذکر: با توجه به اینکه 15 kN برای تیرچه عدد قابل توجهی هست، طراحی تیرچه را تحت تاثیر قرار خواهد داد. با در نظر گرفتن این بار در طراحی تیرچه، میلگرد خمشی تیرچه تغییر قابل توجهی خواهد داشت و در دهانه های با طول متوسط نیز ممکن است نیاز به دابل تیرچه باشد.

تذکر فوق را از مهندس مقدم (از کنترل کنندگان نظام مهندسی تبریز) دریافت کردم. با سپاس از ایشان.

لنگر حداکثر ناشی از بار زنده با منظور کردن اثر بار متمرکز باید محاسبه شود. برای نمونه برای کاربری اداری در تیرچه های با طول ۷ متر و ۵ متر داریم:

$$L = 7m, \rightarrow M_L = \text{Max} \begin{cases} \frac{q_L L^2}{8} = \frac{(2.5 \times 0.7) \times 7^2}{8} = 10.7 \text{ kN.m} \\ \frac{P_L L}{4} = \frac{9 \times 7}{4} = 15.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$L = 5m, \rightarrow M_L = \text{Max} \begin{cases} \frac{q_L L^2}{8} = \frac{(2.5 \times 0.7) \times 5^2}{8} = 5.46 \text{ kN.m} \\ \frac{P_L L}{4} = \frac{9 \times 5}{4} = 11.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- در روابط بالا ضریب 0.7 عرض بارگیر هر تیرچه می باشد (فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها برابر 0.7m فرض شده)
- همانطور که مشاهده میشود، بسته به طول دهانه و مقدار بار متمرکز ممکن است لنگر ناشی از بار زنده متمرکز بیش از لنگر بار گسترده بدست آید.

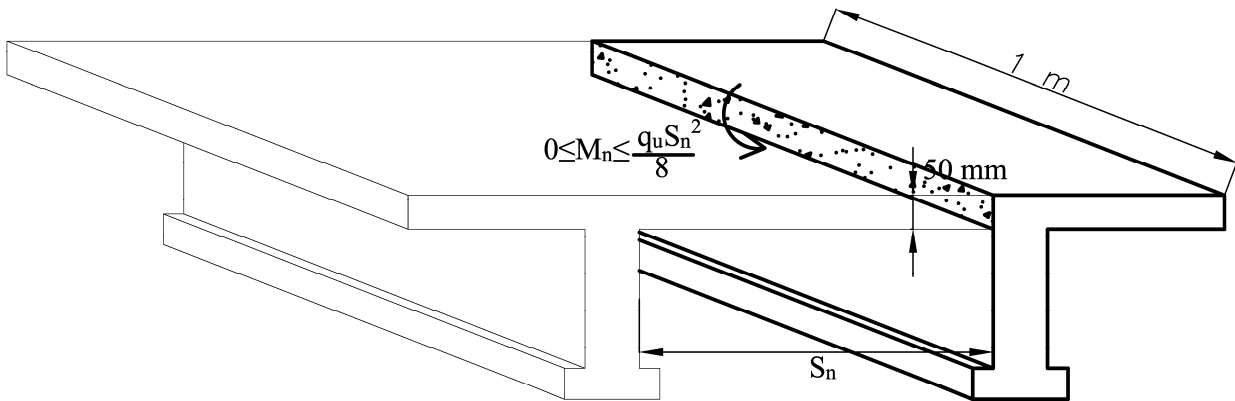
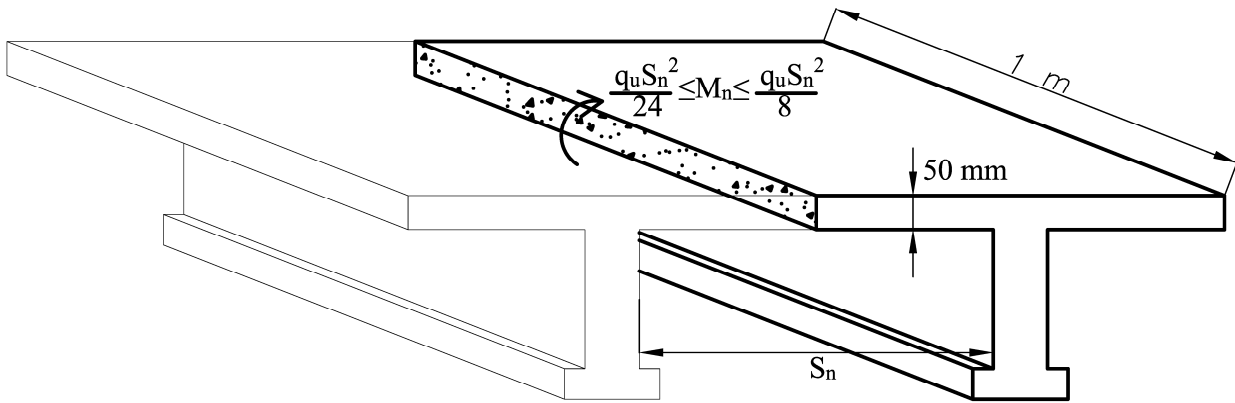
ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده بر مترمربع کیلونیوتن	بار متمرکز کیلونیوتن
۷	ساختمان های اداری	۲/۵	۹
۱-۷	دفتر کار معمولی	۴/۵	۹
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات- راهرو طبقه همکف (ورودی)	۳/۵	۹
۳-۷	راهرو سایر طبقات		

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده بر مترمربع کیلونیوتن	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۱	محل های عبور و پارک خودروها	۳ <sup>(۳)</sup> (۳)	۱۵ <sup>(۳)</sup>
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۶ <sup>(۳)</sup> (۳) (۳) (۸)	۳۰ <sup>(۳)</sup>
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن		
۳-۱۱	معابر و بخش هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۸ <sup>(۸)</sup>	۸ <sup>(۸)</sup>

۱-۱ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای خمش



بسته به شرایط تکیه گاهی لنگر در وسط و انتهای دال ۵ سانتی ممکن است بین صفر تا  $\frac{q_u S_n^2}{8}$  متغیر است. در مقطع فوق میلگرد خمشی نداریم (تنها میلگرد افت و حرارت داریم که در ادامه محاسبه خواهد شد). بنابراین باید مقطع بدون احتساب میلگرد بتواند پاسخگوی لنگر وارد بر آن باشد. دال بتنی ۵ سانتی مابین تیرچه ها غیر مسلح می باشد و باید بتن غیر مسلح توانایی تحمل بار را داشته باشد. برای کنترل این قسمت از دال می توان از فصل مربوط به بتن غیر مسلح در ACI استفاده کرد.

**CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE**

**14.5.2 Flexure**

**14.5.2.1**  $M_n$  shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m \quad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85f'_cS_m \quad (14.5.2.1b)$$

where  $S_m$  is the corresponding elastic section modulus.

برای مثال با فرض اینکه  $t = 50 \text{ mm}; S_n = 500 \text{ mm}; f'_c = 20 \text{ MPa}$

$$\left. \begin{aligned} M_u &= \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10.51 \times 0.5^2}{8} = 0.328 \text{ kN.m} \\ \phi M_n &= 0.6 \times 0.42\sqrt{20} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 469574 \text{ N.mm} = 0.47 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} 0.328 < 0.47 \text{ OK.}$$

- در مثال صفحه قبل طول آزاد دال برابر  $S_n=500 \text{ mm}$  بود. در مواردی که فاصله تیرچه ها زیاد باشد (در سقف هایی غیر از تیرچه بلوک)، ضخامت لازم دال نیز افزایش میابد. با افزایش ضخامت دال امکان استفاده از میلگرد خمشی مهیا میشود. در این موارد طراح میتواند مقاومت خمشی دال را به جای فصل چهار (در صفحه قبل) از روابط متعارف برای بتن مسلح محاسبه کند. بند زیر از ACI-318-19 و مبحث نهم به این مورد اشاره دارد:

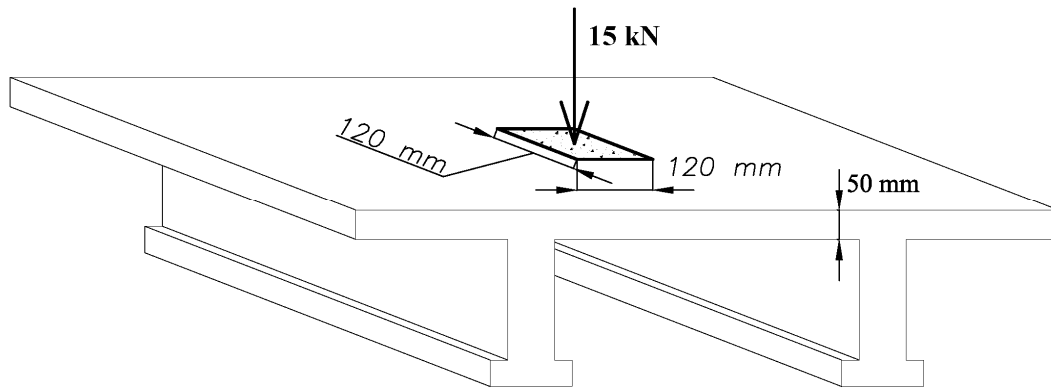
#### ۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه‌ی یکطرفه

۴-۲-۷-۱۱-۹ میلگردهای عمود بر تیرچه در دال فوقانی باید بر اساس خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز محتمل تأمین شوند. ضوابط حداقل و فواصل این میلگردها بر اساس ضوابط آرماتور افق و حرارت مطابق بخش ۴-۱۹-۹ تعیین می‌شوند.

**9.8.1.7 Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.**

- در سیستم تیرچه بلوک رایج در ایران با توجه به ضخامت کم (50 mm) دال بتنی عملاً نمی توان از بتن مسلح استفاده کرد. چون تنظیم موقعیت میلگرد در اجرا میسر نیست. بنابراین بهتر است با صرف نظر کردن از میلگرد قرار داده شده، مقاومت مقطع را بر اساس روابط مقطع غیر مسلح (صفحه قبل محاسبه نمود).

۲-۱ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای برش پانچ



- در کاربری مسکونی بار متمرکز قابل توجهی نداریم و مسلماً از نظر برش پانچ در دال ۵ سانتی مشکلی نخواهیم داشت.
- یکی از موارد رایج که ممکن است دال ۵ سانتی سقف تیرچه بلوک در معرض برش پانچ قرار گیرد، مربوط به کاربری پارکینگ می باشد.

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

بار متمرکز کیلونیوتن	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	نوع کاربری	ردیف
۱۵ <sup>(۷)</sup>	۳ <sup>(۲) (۳) (۷)</sup>	محل های عبور و پارک خودروها محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۱۱ ۱-۱۱
۳۰ <sup>(۷)</sup>	۶ <sup>(۲) (۳) (۷) (۸)</sup>	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۲-۱۱
— <sup>(۸)</sup>	— <sup>(۸)</sup>	معابر و بخش هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	۳-۱۱

(۷) کف پارکینگ ها و یا بخش هایی از یک ساختمان که برای پارک وسیله نقلیه مورد استفاده قرار می گیرد، براساس بار زنده گسترده یکنواخت ارائه شده در ردیف های ۱-۱۱ و ۲-۱۱ و بارهای متمرکز نظیر همان ردیف ها طراحی می شوند، اما لازم نیست این دو بار به طور همزمان اعمال شوند. سطح تأثیر بار متمرکز ۱۲۰×۱۲۰ میلیمتر فرض می شود.

بند زیر مربوط به **ACI-318-19** در رابطه با کنترل برش پانچ بتن غیر مسلح میباشد:

## CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

### 14.5—Design strength

#### 14.5.5 Shear

14.5.5.1  $V_n$  shall be calculated in accordance with Table 14.5.5.1.

**Table 14.5.5.1—Nominal shear strength**

Shear action	Nominal shear strength $V_n$		
One-way	$0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$		(a)
Two-way	Lesser of:	$0.11\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ <sup>[1]</sup>	(b)
		$0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	(c)

<sup>[1]</sup> $\beta$  is the ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area.

#### 14.4.3.4 Factored two-way shear

14.4.3.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter  $b_o$  is a minimum but need not be closer than  $h/2$  to (a) through (c):

- (a) Location defined in Table 14.4.3.2.1
- (b) Face of concentrated loads or reaction areas
- (c) Changes in footing thickness

**Table 21.2.1—Strength reduction factors  $\phi$**

Action or structural element		$\phi$	Exceptions
(i)	Plain concrete elements	0.60	—

$$P_u = 1.6Live \leq \phi V_n = \phi \times 0.22 \times \lambda \sqrt{f'_c} b_o h$$

$$15 \times 1.6 \leq 0.6 \times 0.22 \times 1 \times \sqrt{20}(4 \times (120 + 50)) \times 50$$

$$24 \text{ kN} \not\leq 20.07 \text{ kN} \quad \text{Not Good}$$

متاسفانه دال بتنی 5 سانتی با فرض  $f'_c = 20 \text{ MPa}$  پاسخگوی کنترل برش پانچ برای بار متمرکز در پارکینگ سبک نمی باشد. تکرار محاسبات با فرض ضخامت  $h=60 \text{ mm}$

$$24 \leq 0.6 \times 0.22 \times 1 \times \sqrt{20}(4 \times (120 + 60)) \times 60 = 25.50 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- در نشریه ۵۴۳ توصیه شده است حداقل ضخامت  $h=80 \text{ mm}$  برای کاربری پارکینگ استفاده شود.

### ۳-۱ فرض T شکل برای تیرهای تکیه گاهی

- برخی از محاسبین مقطع تیرهای اصلی سازه را T شکل در نظر می گیرند. توصیه می شود با توجه به ضخامت کم بتن رویه (5 cm) در سقف تیرچه بلوک از این صرف نظر شود.
- توجه شود در صورتی که مقطع T شکل برای تیر در نظر گرفته شود تنها دال بتنی ۵ سانتی را می توان به عنوان بال تیر در نظر گرفت. استفاده از مقطع معادل (دال با ضخامت معادل) برای سقف تیرچه بلوک توصیه نمی شود.

### ۴-۱ محل قرار گیری اولین تیرچه

توصیه می شود تیرچه هایی که به موازات تیر اصلی قرار داده می شوند (اولین تیرچه و آخرین تیرچه) با تیر اصلی فاصله داشته باشد تا سختی خمشی تیر اصلی را (که محاسب در مدلسازی منظور کرده است) تغییر ندهد.

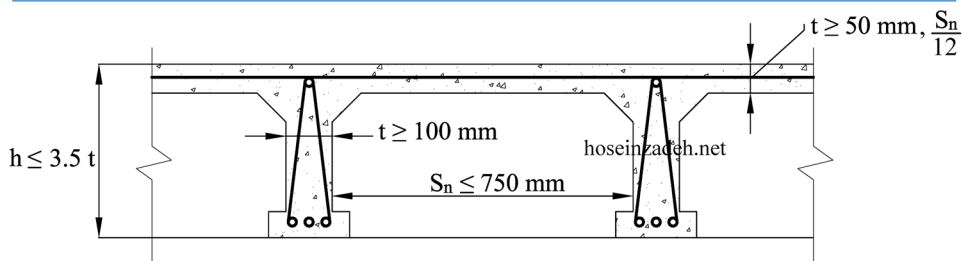
### ۵-۱ کنترل ابعاد هندسی تیرچه ها

#### ۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه ی یکطرفه

#### ۲-۷-۱۱-۹ محدودیت ها و ضوابط

عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی متر باشد.  
ارتفاع کل تیرچه نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله ی آزاد بین تیرچه ها  
نباید بیش تر از ۷۵۰ میلی متر باشد.

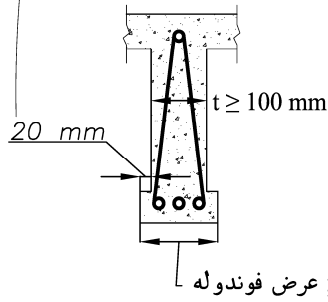
۷-۲-۷-۱۱-۹ در سیستم هایی که از قالب موقت استفاده می شود، و نیز در حالتی که اجزای پر کننده مشمول ضابطه ی بند ۶-۲-۷-۱۱-۹ نمی شوند، ضخامت دال نباید از یک دوازدهم فاصله ی آزاد بین تیرچه ها و ۵۰ میلی متر کم تر باشد.



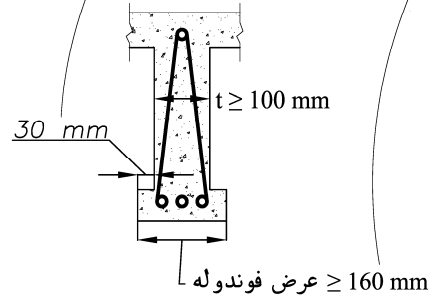
- رایج ترین ارتفاع h (ضخامت کل بتن سقف) برای دهانه های متعارف (تا حدود 7.5m) برابر h=300 mm می باشد.
- یکی از موارد مهم اجرایی عدم تامین حداقل ضخامت t در شکل فوق می باشد.
- متاسفانه عرض پاشنه یونولیت ها بیشتر موارد حدود 30 mm می باشد. در این حالت برای تامین ضخامت حداقل عرض فوندوله باید مطابق شکل سمت راست برابر 160 mm باشد.



عرض تکیه گاه سفال و یا بلوک سیمانی حدود (۲۰) میلیمتر میباشد. در این حالت برای تامین حداقل ضخامت عرض فوندوله باید ۱۴۰ میلیمتر انتخاب شود.



عرض تکیه گاه یونولیت ها حدود (۳۰) میلیمتر میباشد. در این حالت برای تامین حداقل ضخامت عرض فوندوله باید ۱۶۰ میلیمتر انتخاب شود.



در عمل چنین عرضی اجرا نمی شود و بنابراین در اکثر موارد ضخامت جان کمتر از ۱۰۰ میلیمتر اجرا میشود.

- در رابطه با مطلب صفحه قبل به بند های زیر از استاندارد 1-2909 (۱۳۹۵) توجه کنید:

#### ۳-۲-۵ ویژگی پاشنه تیرچه

۲-۳-۲-۵ عرض قسمت بالایی پاشنه تیرچه برای تیرچه هایی که با بلوک های سقفی سفالی یا بتنی به کار برده می شوند، نباید از ۱۲ سانتی متر و برای تیرچه هایی که با سایر بلوک های سقفی استفاده می شوند نباید از ۱۴ سانتی متر کمتر باشد.

۳-۳-۲-۵ عرض نشیمنگاه بلوک ها برای تیرچه هایی که با بلوک های سقفی سفالی یا بتنی به کار برده می شوند، نباید از ۱۵ میلی متر و برای تیرچه هایی که با سایر بلوک های سقفی استفاده می شوند نباید از ۳۰ میلی متر کمتر باشد.

۶-۳-۲-۵ ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

- قطر اسمی میلگردها؛

- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه تا ۳۲ میلی متر یا ۵ میلی متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه های بزرگتر از ۳۲ میلی متر؛

۷-۳-۲-۵ حداقل ضخامت پاشنه بتنی باید ۴ سانتی متر و حداکثر آن ۵٫۵ سانتی متر باشد و نباید از قطر اسمی بزرگترین میلگرد کششی به اضافه ۳۰ میلی متر کمتر باشد.

#### ۶-۱ آرماتور افست و حرارت

۳-۴-۱۹-۹ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگتر یا مساوی ۰/۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.

۵-۴-۱۹-۹ فاصله آرماتورهای حرارتی و جمع شدگی از یک دیگر نباید بیش تر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

$$1\phi 6 @ 250mm \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226 > 0.0018 OK$$

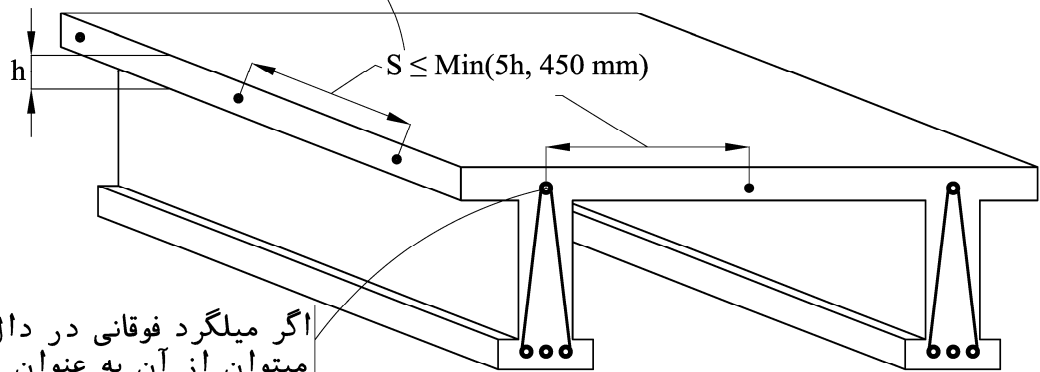
گرچه از نظر آیین نامه  $1\phi 6 @ 250mm$  به عنوان آرماتور افست و حرارت کافی می باشد، منتها باید توجه داشت که میلگردهای افست و

حرارت باید آجدار باشند و میلگرد  $\phi 6$  آجدار موجود نمی باشد.

بنابراین به لحاظ اجرایی بهتر است از  $1\phi 8 @ 250mm$  استفاده شود.

- حداکثر فاصله بین میلگردهای افست و حرارت 5h می باشد که h ضخامت دال می باشد. بنابراین حداکثر فاصله میلگردهای افست و حرارت  $5h = 5 \times 50 = 250 mm$  می باشد.

اگر ضخامت دال بتنی  $h=50\text{ mm}$  باشد حداکثر فاصله مجاز آرماتور آفت و حرارت برابر  $S_{\max}=250\text{ mm}$  خواهد بود



اگر میلگرد فوقانی در دال ۵ سانتی قرار گیرد میتوان از آن به عنوان آرماتور آفت و حرارت استفاده کرد.

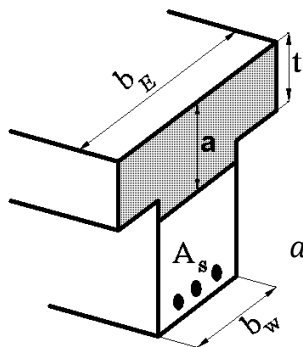
- توجه شود که اگر در شکل فوق اگر فاصله آکس تا آکس تیرچه ها  $600\text{ mm}$  باشد، فاصله بین میلگردهای آفت حرارت (با فرض استفاده از تک میلگرد بین تیرچه ها) برابر  $300\text{ mm}$  خواهد شد. در حالیکه حداکثر فاصله مجاز برای دال  $50\text{ mm}$  برابر  $250\text{ mm}$  میباشد.

### ۷-۱ مساحت آرماتورهای کششی

مساحت میلگرد کششی بر اساس لنگر وارده تعیین می شود. با توجه به اینکه فاصله مرکز تا مرکز تیرچه  $0.7\text{ m}$  می باشد، لنگر وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$M_u = \frac{(0.7 \times q_u) \times 7.5^2}{8} = \frac{(0.7 \times 10.51) \times 7.5^2}{8} = 51.73\text{ kN.m}$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد  $2 \times \phi 16$  در هر تیرچه و با فرض مقطع T شکل:



$$d = 300 - 20 - 8 = 272\text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s(F_y)}{(b_E)(0.85f'_c)} = \frac{804 \times 400}{700 \times 0.85 \times 20} = 27.02\text{ mm} < 50\text{ mm}$$

$$M_n = A_s F_y \left( 277 - \frac{a}{2} \right) = 804 \times 300 \times \left( 277 - \frac{27.02}{2} \right) = 63.55\text{ kN.m}$$

$$M_u = 56.58 < 0.9 \times M_n = 57.2\text{ kN.m} \quad OK.$$

- میلگردهای طولی بسته به سایز میلگرد ممکن است S400 باشد (به ویژه برای سایز  $\phi 14$  و  $\phi 16$ ). با توجه به اینکه در تیرچه های بلند خیز تعیین کننده مساحت میلگردهای کششی خواهد بود، برای طرح اولیه بر اساس خمش بهتر است تنش تسلیم میلگردها  $F_y=300\text{ MPa}$  فرض شود (حتی اگر در اجرا S400 استفاده شود).

- در محاسبه میلگرد کششی به حداقل و حداکثر درصد میلگرد نیز باید توجه شود: کنترل حداقل میلگرد:

$$\frac{A_s}{b_w d} = \frac{2(2 \times 201)}{200 \times 272} 0.01478 \geq \rho_{min} = \left( \text{Max} \left( \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \right) = \text{Max} \left( \frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{20}}{400} \right) \right) = 0.0035 \quad OK$$

کنترل حداکثر میلگرد (با توجه به اینکه بتن فشاری در داخل بال قرار گرفته، مقطع مستطیلی عمل می کند):

$$\left( \frac{A_s}{bd} = \frac{2(2 \times 201)}{700 \times 272} = 0.0042 \right) \leq \left( \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{3}{8} = 0.85 \frac{20}{300} \times 0.85 \times \frac{3}{8} \right) = 0.018 \quad OK$$

- همچنین در رابطه با میلگردهای طولی تیرچه به بند زیر از استاندارد ۱-۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) توجه کنید:

**۵-۱-۲ ویژگی میلگردهای زیرین (میلگرد کششی اصلی و تقویتی)**  
 حداقل تعداد میلگردهای زیرین دو عدد بوده و باید از نوع آج دار باشد که باید از نوع گرم نورد دیده (آج ۳۴۰، آج ۴۰۰ و آج ۵۰۰) یا سردنورد دیده باشد، دو میلگرد زیرین باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند.  
 قطر اسمی میلگردهای زیرین نباید از ۸ میلی متر کم تر و از ۱۶ میلی متر بیش تر باشد. در مورد تیرچه هایی که ضخامت بتن پاشنه تیرچه ۵،۵ سانتی متر یا بیش تر باشد می توان حداکثر قطر اسمی میلگرد را تا ۲۰ میلی متر افزایش داد.

## ۸-۱ آرماتور فوقانی (بالایی)

طبق جدول زیر از استاندارد ۱-۲۹۰۹ (چاپ ۱۳۹۵) برای میلگرد فوقانی  $\phi 14$  مناسب می باشد. میلگرد فوقانی نقش میلگرد فشاری را دارد و در کاهش خیز موثر است.

## ۵-۱-۳ ویژگی میلگرد بالایی

میلگرد بالایی می تواند از نوع گرم نوردیده با آج ۳۴۰ و بالاتر یا سرد نوردیده باشد. حداقل قطر اسمی میلگردهای بالایی بر حسب طول تیرچه باید مطابق جدول ۱ باشد.

جدول ۱- قطر اسمی میلگردهای بالایی

طول تیرچه (متر)	قطر اسمی میلگرد بالایی (میلی متر)	قطر اسمی میلگرد بالایی در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی با گاز محافظ $CO_2$ (میلی متر)
۴ تا	۶	۸
۴ تا ۵٫۵	۸	۱۰
۵٫۵ تا ۷	۱۰	۱۲
۷ تا ۸	۱۲	۱۴

۹-۱ پیوستگی سازه

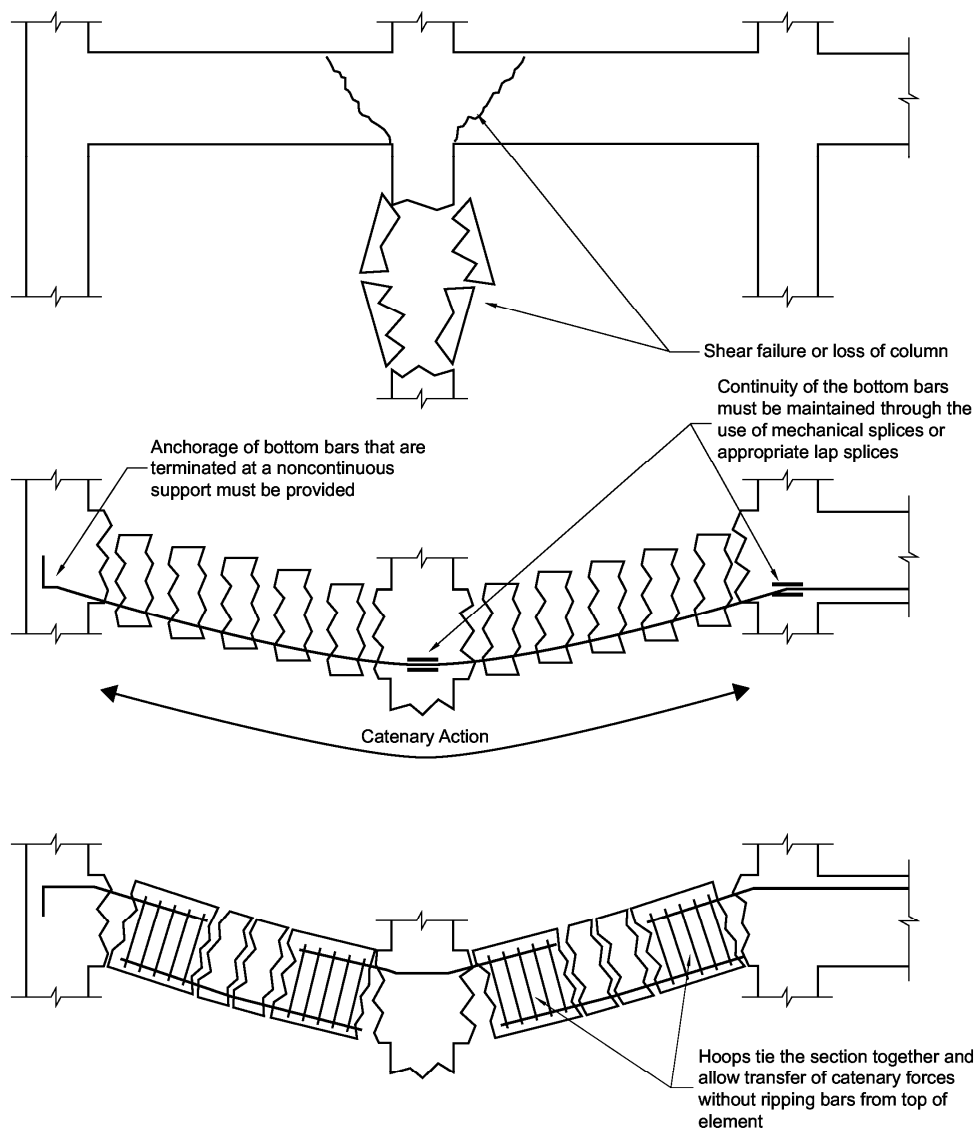


Fig. 2.9a—Role of integrity reinforcement in maintaining overall structural stability following loss of support.

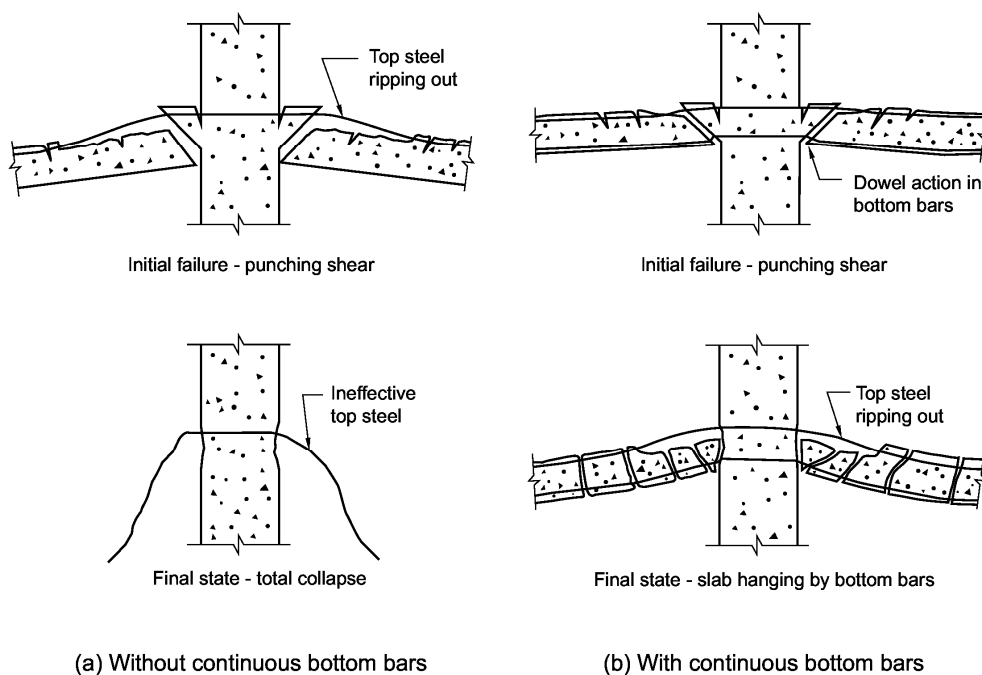
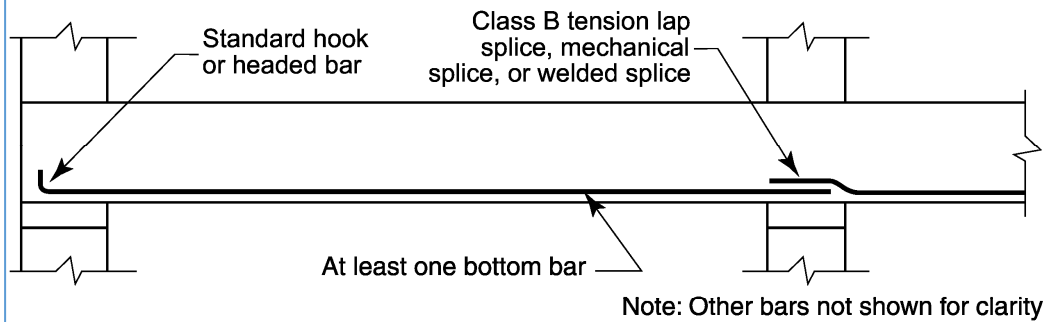


Fig. 2.9b—Catenary action of bottom flexural reinforcement after punching failure.

CRSI design handbook-2008

**One-Way Joists (ACI 8.13).** At least one reinforcing bar in the bottom of a rib has to be continuous over supports or the bar must be spliced with a Class B tension lap splice or a mechanical or welded splice to a bar in the adjacent span. At discontinuous ends of joists, anchorage of at least one bottom bar must be provided with a standard hook or headed bar. Fig. 1-1 shows the structural integrity reinforcement requirements for joist construction.



**Figure 1-1 Structural Integrity Reinforcement for One-Way Joist Construction**

طبق نشریه ۵۴۳، مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. مساحت میلگرد مثبت برای هر تیرچه  $2\phi 16$  معادل  $400 \text{ mm}^2$  می باشد، بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر  $0.15 \times 400 = 60 \text{ mm}^2$  باشد. می توان از میلگرد  $\phi 10$  در هر تیرچه استفاده کرد.

۶) باوجود طرح تیرچه ها با فرض تکیه گاه ساده، لازم است تا [آرماتور منفی] معادل ۱۵ درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله  $\frac{1}{5}$  دهانه آزاد از تکیه گاه به طرف داخل دهانه ادامه می یابند.

از طرفی طبق مبحث نهم:

**۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه ی یکطرفه**

۷-۱۱-۹-۳ به منظور تأمین یک پارچگی سازه ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه گاه به تنش جاری شدن خود برسد.

- طبق مبحث نهم میلگرد منفی (فوقانی) در تکیه گاه الزامی نیست بلکه در عوض عنوان می کند که یک میلگرد تحتانی باید در تکیه گاه مهار شود. در سقف های متعارف تیرچه بلوک (که دهانه تیرچه ها در نهایت به 7.5 یا 8 متر محدود می شود) شاید بتوان به جای میلگرد تحتانی از میلگرد فوقانی استفاده کرد (این کار خلاف توصیه مبحث نهم می باشد).

## ۱-۱۰ کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی  $4\phi 16$  می باشند، می توان از دو عدد میلگرد  $\phi 16$  استفاده کرد (یکی بالا و یکی پایین کلاف).

در رابطه با تعداد کلافهای عرضی مبحث نهم الزامی را مطرح نکرده است. در نشریه ۵۴۳ برخی ضوابط کلی ارائه شده است. از جمله عنوان شده که برای مواردی که بار زنده کف کمتر از 350 کیلوگرم بر متر مربع باشد، و طول دهانه کمتر از ۴ متر باشد، نیازی به کلاف عرضی نیست.

## ۲-۳-۶- ضوابط و محدودیت‌های کلاف میانی

- ۱) عملکرد کلاف میانی، جلوگیری از پیچش تیرچه‌ها (تیرهای T شکل) و همچنین توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک است. همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود داشته باشد، کلاف میانی اجرا می‌شود.
- ۲) جهت کلاف میانی عمود بر تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه‌ی یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود.
- ۳) میلگردهای کلاف میانی حداقل یک عدد در بالا و حداقل یک عدد در پایین آن تعبیه می‌شوند. این میلگردها آجدار و حداقل قطر آنها ۶ میلی‌متر خواهد بود.
- ۴) در صورتی که بار زنده‌ی سقف کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه‌ی مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، نیازی به تعبیه کلاف میانی نیست. ولی اگر در این حالت، طول دهانه بیشتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی در سقف تعبیه می‌شود. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی این کلاف، برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه‌ی تیرچه‌ها می‌باشد.
- ۵) در صورتی که بار زنده‌ی سقف بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی مورد نیاز است. در این حالت برای طول دهانه‌ی ۴ متر تا ۷ متر، دو کلاف میانی و برای دهانه‌ی بیش از ۷ متر، ۳ کلاف میانی اجرا می‌شوند. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی هر کلاف، برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه تیرچه‌ها می‌باشد.

۱-۱۰-۱ آرماتور عرضی

هدف از میلگرد عرضی (زیگزاگ):

- ۱- میلگردهای عرضی به عنوان اعضای مورب خرپا برای حمل و نقل و حفظ پایداری خرپا لازم است.
- ۲- تامین مقاومت برشی تیرچه

حداقل قطر میلگرد عرضی تیرچه

در استاندارد ۲۹۰۹ ضوابطی در رابطه با حداقل قطر میلگرد عرضی ارائه شده است:

۵-۱-۱-۳ ویژگی میلگردهای عرضی (زیگزاگ)

میلگردهای عرضی می تواند به صورت منفرد یا به صورت مضاعف به کار برده شوند. میلگرد عرضی می تواند هم از نوع آج دار و هم از نوع ساده باشد (شکل ۴). میلگرد عرضی می تواند از نوع گرم نورد دیده (آج ۳۴۰ و س ۲۴۰) و یا سردنورد دیده باشد. قطر اسمی میلگردهای عرضی گرم نورد دیده نباید از ۶ میلی متر و میلگردهای سرد نورد دیده نباید از ۴ میلی متر کمتر باشد.

در صورت استفاده از میلگردهای سرد نورد دیده با قطر اسمی کمتر از ۶ میلی متر به عنوان میلگرد عرضی، تعداد آن ها در تیرچه باید حداقل دو ردیف باشد.

یادآوری- در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی با گاز محافظ CO<sub>2</sub> قطر اسمی میلگردهای عرضی گرم نورد دیده نباید از ۸ میلی متر و میلگردهای عرضی سردنورد دیده نباید از ۶ میلی متر کمتر باشد.

ضوابط زیر نیز مربوط به نشریه ۵۴۳ می باشد:

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر  $0.35 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$  می باشد که  $b_w$  عرض جان تیرچه،  $s$  فاصله دو میلگرد عرضی

متوالی و  $f_y$  مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب  $(N/mm^2)$  MPa می باشد.

۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی متر تا ۱۰ میلی متر تغییر می کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی متر است. در مورد خرپاهای کارخانه ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم سخت و به صورت مضاعف می باشند. چنانچه کارخانه ای تولیدی از تکنیک نقطه ای جوش اتوماتیک استفاده نماید، می توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه ها، حداکثر ۲۰ سانتی متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.



نیاز یا عدم نیاز به میلگرد عرضی برشی

- توجه طبق بند زیر در سیستم تیرچه های یک طرفه تنها در صورتی نیاز به آرماتور برشی خواهد بود که برش وارده بیش از  $\phi V_c$  باشد.
- در بیشتر موارد بتن به تنهایی توانایی تحمل برش را دارد. در این حالت میلگردهای عرضی لازم نیست ضوابط مربوط به آرماتور برشی (فواصل آرماتورهای عرضی، آرماتور حداقل برشی، نیاز احتمالی به میلگرد اودکا) رعایت شوند.

۹-۱۱-۵-۲ حداقل آرماتور برشی

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل آرماتورهای برشی،  $A_{v,min}$ ، باید در تمامی مناطقی که نیروی برشی نهایی مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیشتر است،  $V_u > 0.08\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_c$ ، تأمین شود؛ به جز مواردی که در جدول ۹-۱۱-۲ آمده‌اند؛ که در این موارد اگر  $V_u > \phi V_c$  باشد، حداقل باید  $A_{v,min}$  تأمین گردد.

جدول ۹-۱۱-۲ مواردی که اگر  $V_u \leq \phi V_c$  باشد، حداقل آرماتور برشی لازم نیست

شرایط	نوع تیر
$h \leq 250 \text{ mm}$	کم عمق
$h \leq \max \{2.5t_f, 0.5b_w\}$ و $h \leq 600 \text{ mm}$	یکپارچه با دال
$h \leq 600 \text{ mm}$ و $V_u \leq \phi 0.17\sqrt{f'_c}b_wd$	ساخته شده با بتن معمولی مسلح به الیاف فولادی و $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$
مطابق ضوابط بند ۹-۱۱-۷	سیستم تیرچه‌ی یک طرفه

کنترل برش تیرچه ها همانند کنترل تیرهای بتنی عادی میباشد با این تفاوت که با توجه به امکان بازپخش بارها در تیرچه های مجاور آیین نامه اجازه می دهد مقاومت برشی بتن را در تیرچه ها 10 درصد افزایش دهیم (به بند زیر از توجه کنید).

۹-۱۱-۷ سیستم تیرچه‌ی یکطرفه

۹-۱۱-۷-۲-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیشتر از مقدار ذکر شده در فصل ۹-۸ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.

۷-۱۱-۹ سیستم تیرچه‌ی یکطرفه

۲-۲-۷-۱۱-۹ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیشتر از مقدار ذکر شده در فصل ۸-۹ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.

۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،  
از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left( 0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (13-8-9)$$

که  $\lambda_s$  ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۱۴-۸-۹) تعیین می‌شود.

۵-۴-۴-۸-۹ ضریب اصلاح تاثیر اندازه،  $\lambda_s$ ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (14-8-9)$$

در مثال مربوط به صفحات قبل داریم:

$$V_u = \frac{q_u \times 0.7 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{10.51 \times 0.7 \times (7.5 - 2 \times 0.272)}{2} = 25.59 \text{ kN}$$

در صورتی که بر نقش مقاوم برشی آرماتورهای زیگزاگ حساب نکنیم (و ضوابط آرماتورهای برشی در آنها کنترل نشود)، مقاومت برشی بتن وابسته به درصد میلگرد تیرچه خواهد بود. در مثال قبل میلگرد کششی تحتانی برابر  $2\phi 16$  بدست آمد و درصد میلگرد کششی تیر برابر  $\rho = \frac{2 \times 200}{100 \times 272} = 0.0147$  می‌باشد. با توجه به اینکه در تیرچه‌ها آیین نامه اجازه افزایش ۱۰ درصدی در محاسبه مقاومت برشی بتن را داده، داریم:

$$1.1 \times \varphi V_c = 1.1 \times \varphi \times 0.66 \times \rho^{0.333} \times \sqrt{f'_c} b_w d = 1.1 \times 0.75 \times 0.66 \times 0.0147^{0.333} \times \sqrt{20} \times (200 \times 272) = 32.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 25.59 \text{ kN} < 32.5 \text{ kN} \rightarrow \text{به لحاظ محاسباتی آرماتور برشی لازم نیست}$$

در مواردی که برش وارده  $V_u$  بیش از مقاومت برشی بتن  $\phi V_c$  باشد چه مواردی باید کنترل شود؟

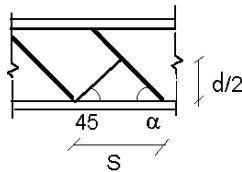
- ۱- در صورتی که نیاز به آرماتور برشی بود، باید مقدار لازم محاسبه می گردید و مقدار محاسبه شده با مقدار حداقل مقایسه می گردید. در مثال صفحات قبل اگر آرماتورهای عرضی دابل  $\phi 4.5$  و با فواصل 15cm باشد قرار بگیرند، زاویه قرارگیری آرماتورها نسبت به محور قائم در راستای طولی عضو برابر  $\arctg(250/75) = 73^\circ$  و نسبت به محور قائم در راستای عرض مقطع برابر  $\arctg(250/50) = 78^\circ$  خواهد بود و مقاومت برشی و مقدار حداقل به شرح زیر کنترل می گردد:

$$\phi V_s = 0.75 A_v \frac{d(\sin 73 + \cos 73)}{s} \sin 78 f_{yt} = 0.75(2 \times 31.70) \frac{273(0.95 + 0.28)}{150} 0.98 \times 300 = 31.9 kN$$

$$A_{v-min} = \frac{0.35 b_w s}{F_y} = 35 mm^2 < 2 \times 31.9 OK$$

- ۲- در صورتی که میلگردهای عرضی نقش آرماتور برشی داشته باشند، فواصل آرماتورهای عرضی (زیگزاگ) باید ضابطه زیر را تامین کند:

۹-۱۱-۶-۵-۴ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید به گونه‌ای باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که از وسط مقطع به اندازه‌ی  $d/2$  در جهت عکس العمل تکیه‌گاهی به طرف میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل توسط یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.



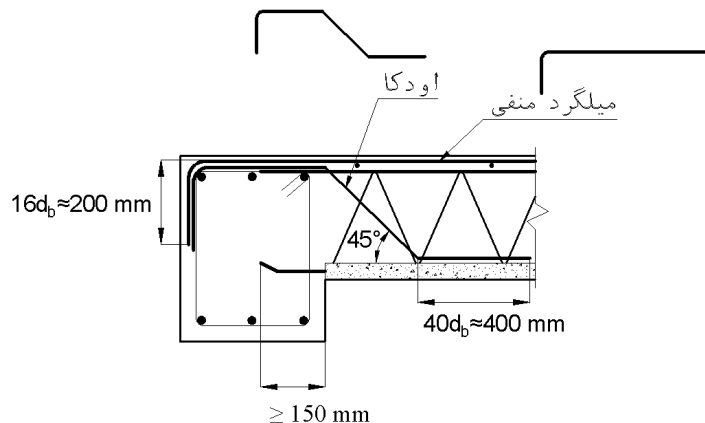
$$S \leq \frac{d}{2} (\cot 45 + \cot \alpha)$$

در مثال قبل حداکثر فواصل برابر خواهد بود با:

$$s \leq \frac{273}{2} \times (\cot 45 + \cot 73) = 177 mm$$

- ۳- ذکر مهم (از طرف مهندس عدالتی، با سپاس از ایشان): در اجرای سقف تیرچه بلوک برای سهولت قرارگیری تیرچه در داخل تیر، ممکن است حدود ۲۰ الی ۴۰ سانتیمتر از آرماتور زیگزاگ (آرماتور عرضی تیرچه) برش داده شود. در این حالت باید به دو مورد زیر توجه شود.

- اگر بتن به تنهایی پاسخگوی برش وارده نباشد، با توجه به اینکه حداکثر برش در تکیه‌گاه تیرچه رخ میدهد، توصیه میشود از میلگرد اودکا استفاده شود. ولی اگر بتن به تنهایی پاسخگوی برش وارده باشد، نیازی به میلگرد اودکا نخواهد بود.



## ۲ کنترل خیز تیرچه

## ۱-۲ روش تقریبی

مبحث نهم ویرایش ۹۹:

## ۱۱-۹ تیرها

۱-۱-۱۱-۹ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق غیر پیش تنیده در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارند.

## ۶-۲-۱۱-۹ حداقل ارتفاع تیر

۱-۶-۲-۱۱-۹ در ساختمان‌های [متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول]، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۱-۱۱-۹-۱ بیشتر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

## جدول ۱-۱۱-۹ حداقل ارتفاع تیر

کنسول	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های ساده	عضو
$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{16}$	تیرها یا تیرچه‌ها

تبصره:  $l$  در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۲-۶-۲-۱۱-۹ و ۳-۶-۲-۱۱-۹ تغییر یابد.

۲-۶-۲-۱۱-۹ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۱-۱۱-۹ باید در ضریب  $(0.4 + f_y / 700)$  ضرب شوند.

با توجه به جدول فوق و با فرض اینکه ارتفاع کلی تیرچه  $h=300$  mm باشد:

اگر در طراحی خمشی تیرچه مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تیرچه  $F_y = 400$  MPa فرض شده باشد، حداکثر طول تیرچه‌های دوسرهمفصل برابر خواهد

$$\frac{L}{16} \left( 0.4 + \frac{400}{700} \right) \leq (h = 300) \rightarrow L < 4663 \text{ mm} = 4.66 \text{ m} \quad \text{بود با:}$$

$$\frac{L}{16} \left( 0.4 + \frac{300}{700} \right) \leq (h = 300) \rightarrow L < 5793 \text{ mm} = 5.79 \text{ m} \quad \text{با فرض } F_y = 300 \text{ MPa}$$

- در مبحث نهم محدودیت جدول سخت گیرانه شده است و بنابراین در صورتی که طول تیرچه بیش از مقدار محاسبه شده طبق جدول فوق باشد، دو راه کار خواهیم داشت:

۱- راه کار اول: محاسبه دقیق خیز تیرچه و کنترل آن با مقادیر مجاز

۲- راه کار دوم: افزایش عمق تیرچه‌های بتنی

۲-۲ محاسبه دقیق خیز تیرچه توسط نرم افزار SAFE

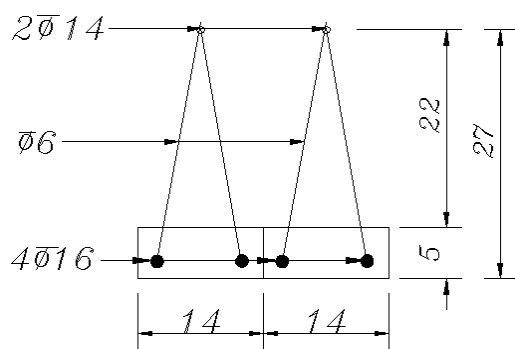
جهت محاسبه دقیق خیز تیرچه از روش ارائه شده در (2008) ACI-209 و نیز نرم افزار SAFE استفاده شده است.

طول تیرچه: 7.5m

میلگرد تحتانی هر یک از تیرچه ها:  $2 \times \varphi 16$

میلگرد فوقانی هر کدام از تیرچه ها:  $1 \times \varphi 14$

رده بتن: C20، رده فولاد طولی: S400



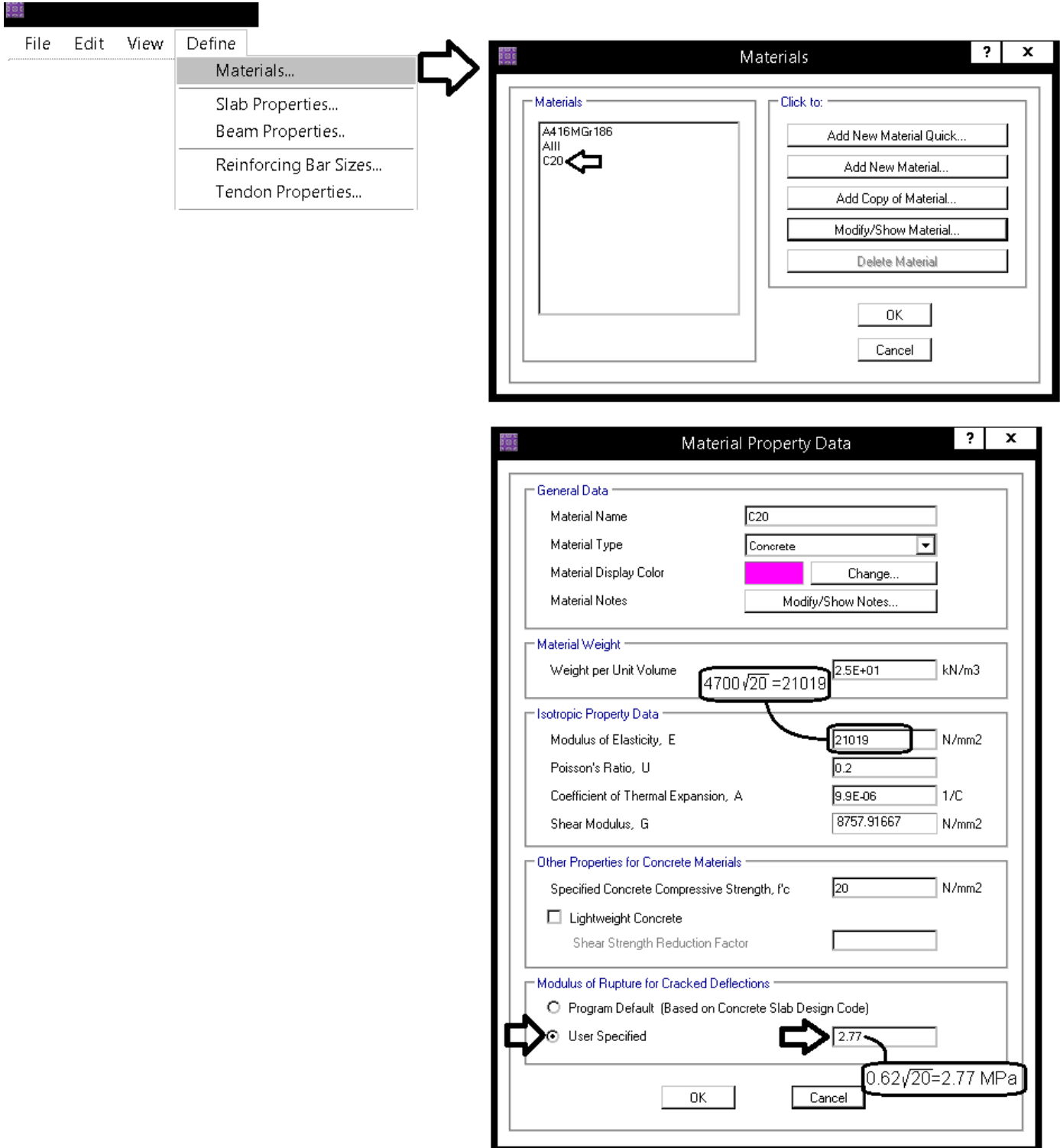
وزن مترمربع بتن تیرچه ها:  $D = 3.0357 \frac{kN}{m^2}$

وزن کفسازی + تیغه بندی:  $SD + P = 3 \frac{kN}{m^2}$

بار زنده:  $L = 2 \frac{kN}{m^2}$

مراحل گام به گام مدلسازی و کنترل خیز تیرچه به صورت تصویری نشان داده شده است.

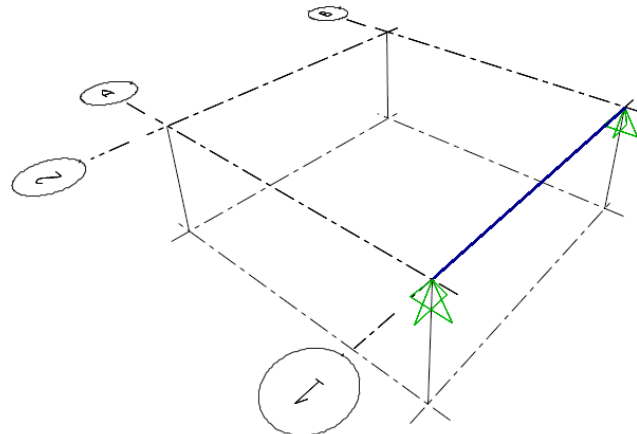
۱- یکی از موارد موثر در خیز، مدول الاستیسیته بتن میباشد که باید مطابق شکل زیر بررسی و اصلاح شود.



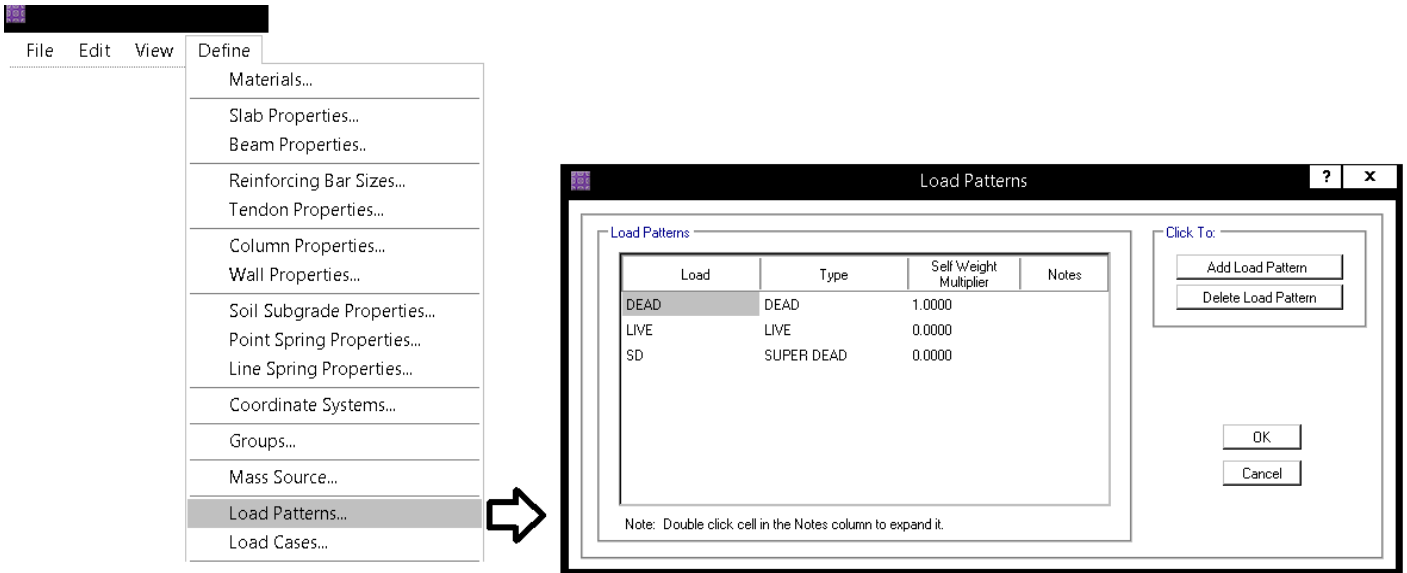
توجه شود که اصلاح مدول گسیختگی (Modulus of Rupture) مطابق شکل فوق تنها برای کنترل خیز تیرها و تیرچه ها مجاز است

۲- مطابق شکل زیر یک تیر T شکل با ابعاد تیرچه مورد نظر تعریف کنید.

۳- مطابق شکل زیر یک تیر با مقطع فوق ترسیم کرده و در دو انتهای آنها تکیه گاه مفصلی ثابت اعمال کنید.

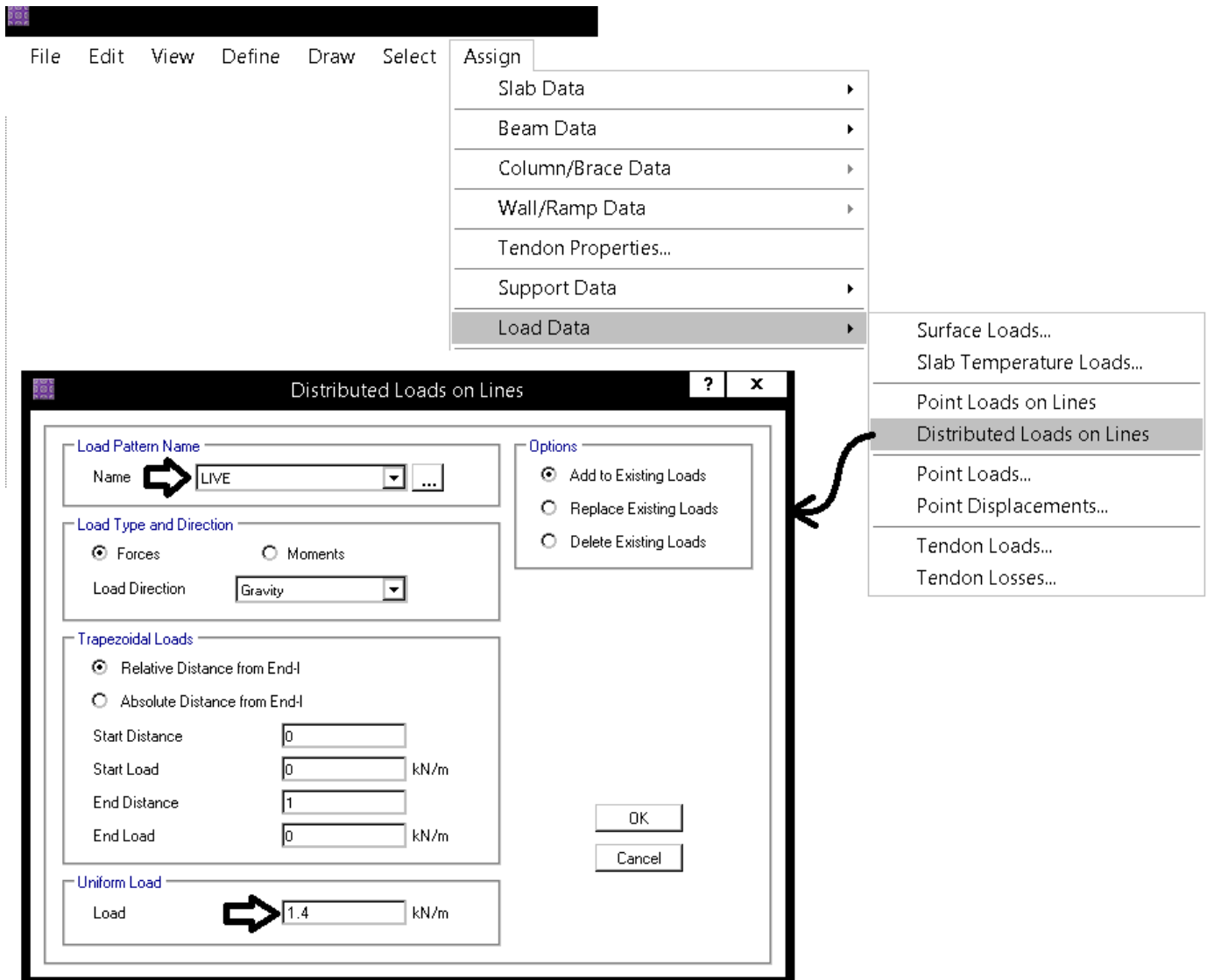


۴- در قسمت تعریف بارها، بارهای زنده (LIVE) و مرده اضافی (SD) را تعریف نمایید



۵- تیر رسم شده را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر بار زنده و مرده مد نظر را وارد کنید. در این مثال بار زنده برابر  $LIVE=2 \text{ kN/m}^2$  و بار مرده کف سازی + تیغه بندی برابر  $SD=2+1=3 \text{ kN/m}^2$  در نظر گرفته شده است.

مقادیر فوق بر واحد سطح (مترمربع) می باشند. با توجه به اینکه عرض تیر برابر 0.7m می باشد. بار وارد بر تیر برابر  $LIVE=2 \times 0.7 = 1.4 \text{ kN/m}$  و  $SD = 3 \times 0.7 = 2.1 \text{ kN/m}$  خواهد بود.





۶- نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل بلند مدت (ناشی از خزش و جمع شدگی) از روش پیشنهاد شده در ACI-209 استفاده میکند. این روش با روش ارائه شده در ACI-318 تفاوت دارد. خلاصه روش ACI-209 در فلوجارت زیر نمایش داده شده است. جهت اطلاعات بیشتر میتونید به کتاب محاسب حرفه ای نوشته آقای مهندس آقازاده مراجعه نمایید.

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t, t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}} \varphi_u$$

زمان بارگذاری (روز)  $\varphi_u = 2.35\gamma_c$

$$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\psi} \cdot \gamma_a$$

$$\text{Shrinkage strain} = (\epsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\epsilon_{sh})_u$$

زمان بارگذاری (روز)  $(\epsilon_{sh})_u = 780 \times 10^{-6} \gamma_{sh}$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{cp} \cdot \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\psi} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_a$$

Loading age = 7 days  $\Rightarrow \gamma_{la} = 1$  در جهت  
 Loading age > 7 days  $\Rightarrow \gamma_{la} = 1.25(t_{la})^{-0.118}$  اطمینان  
 میتوان  $\gamma_{la}$  را برابر یک در نظر گرفت

Moist cured during a period of 7 days  $\Rightarrow \gamma_{cp} = 1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage $\gamma_{cp}$
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

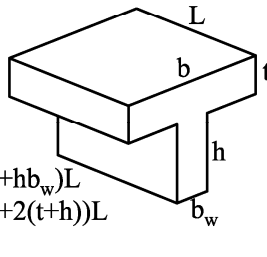
$\lambda = 40$  percent  $\Rightarrow \gamma_{\lambda} = 1$   
 $\lambda > 40$  percent  $\Rightarrow \gamma_{\lambda} = 1.27 - 0.0067\lambda$

Relative humidity in percent

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان  $\gamma_{\lambda}$  را برابر یک گرفت

Size effect :

$$\gamma_{vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13 \exp(-0.0213 V/S))$$



$V = (bh)L$   
 $S = (2b + 2h)L$

$V = (bt + hb_w)L$   
 $S = (2b + 2(t+h))L$

Size effect :  $\gamma_{vs} = 1.2 (\exp(-0.00472 V/S))$

Observed slump in mm

Slump:  $\gamma_s = 0.89 + 0.041s$

Observed slump in mm

Slump:  $\gamma_s = 0.82 + 0.00264s$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi \leq 50$  percent  $\Rightarrow \gamma_{\psi} = 0.3 + 0.014\Psi$   
 $\Psi > 50$  percent  $\Rightarrow \gamma_{\psi} = 0.9 + 0.002\Psi$

Fine aggregate percentage:  $\gamma_{\psi} = 0.88 + 0.0024\Psi$

Cement content in kg/m<sup>3</sup>

Cement content:  $\gamma_c = 0.75 + 0.00061c$

air content in percent

Air content:  $\gamma_a = 0.46 + 0.09\alpha \geq 1$

air content in percent

Air content:  $\gamma_a = 0.95 + 0.008\alpha \geq 1$

$\gamma_{la} = 1$   $\Rightarrow$  زمان شروع بارگذاری = ۷ روز

$\gamma_{\lambda} = 1$   $\Rightarrow$  رطوبت نسبی هوا = ۴۰ درصد

$\frac{V}{S} = \frac{(bt + hb_w)L}{(2b + 2(t+h))L}$   
 $= \frac{700 \times 50 + 250 \times 200}{2 \times 700 + 2 \times 300} = 42.5 \text{ mm}$

creep:

$\gamma_{vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13 \exp(-0.0213 V/S)) \cong 1$

Shrinkage:

$\gamma_{sh} = 1.2 (\exp(-0.00472 V/S)) \cong 1$

فرض  $\Rightarrow \gamma_s = 1$

فرض  $\Rightarrow \gamma_c = 1$

فرض  $\Rightarrow \gamma_{\psi} = 1$

فرض  $\Rightarrow \gamma_a = 1$

creep coefficient  $= \varphi(t, t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}} \varphi_u$

(t=∞) ضریب خزش بلند مدت  $= \frac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}} \cdot 2.35 = 2.35$

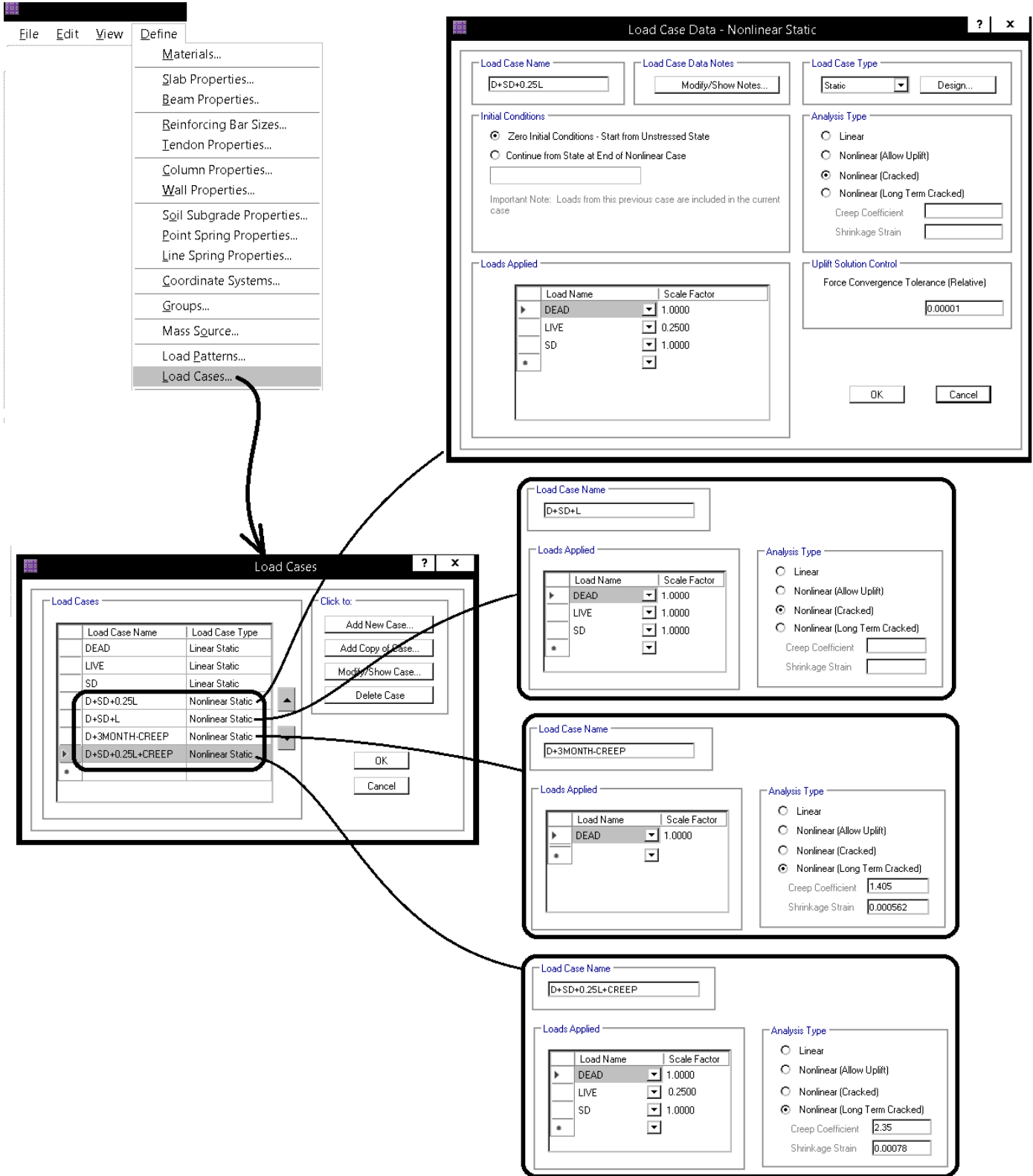
(t=90) ضریب خزش ۳ ماهه  $= \frac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}} \cdot 2.35 = 1.4$

Shrinkage strain  $= (\epsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\epsilon_{sh})_u$

(t=∞) ضریب جمع شدگی بلند مدت  $= \frac{(\infty)}{35+(\infty)} \cdot 780 \times 10^{-6} = 780 \times 10^{-6}$

(t=90) ضریب جمع شدگی ۳ ماهه  $= \frac{(90)}{35+(90)} \cdot 780 \times 10^{-6} = 562 \times 10^{-6}$

۷- ترکیب بارهای غیر خطی را مطابق شکل زیر تعریف نمایید



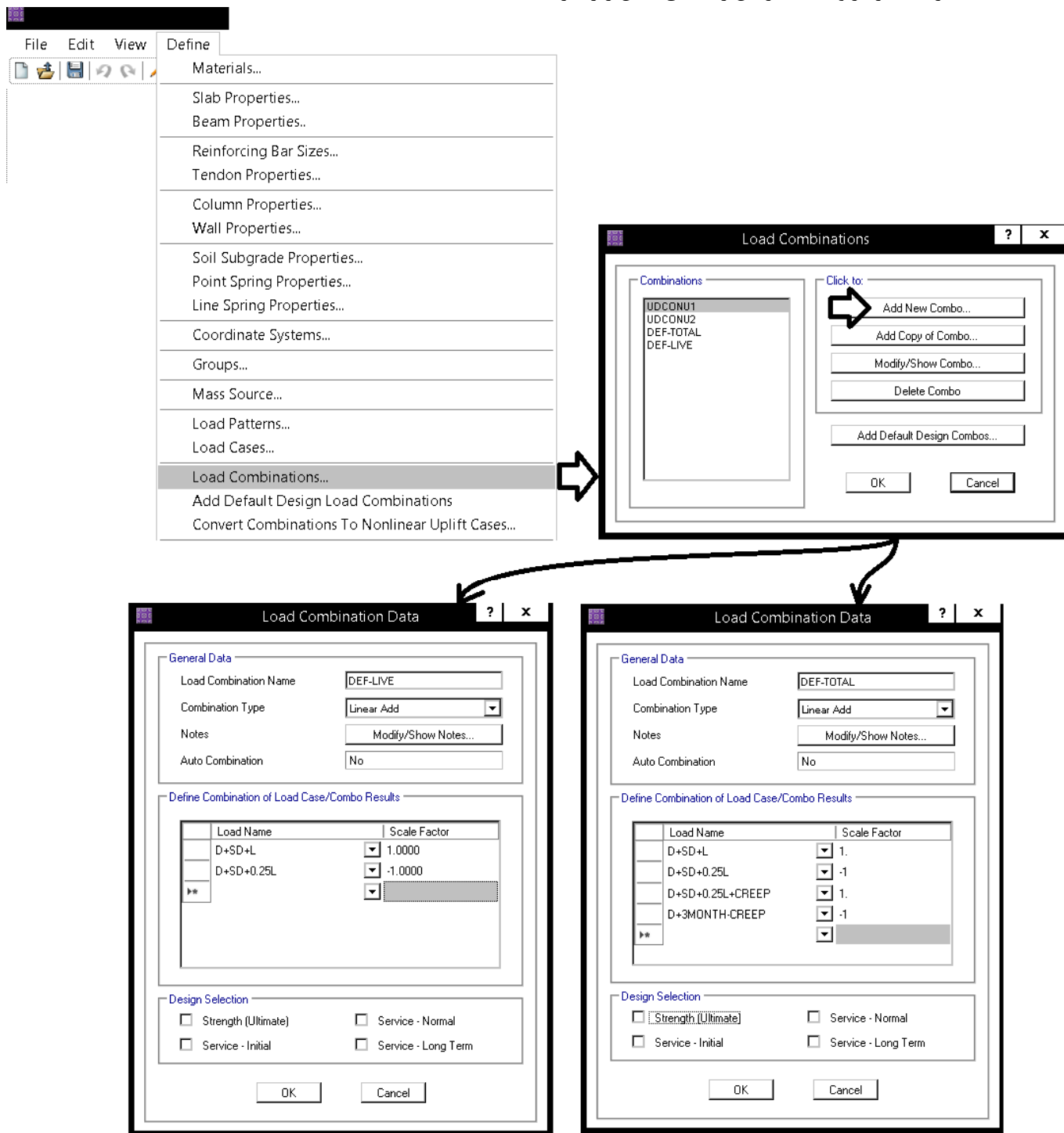
خیز کل سقف (پس از اتصال اجزای غیر سازه ای) برابر خواهد بود با:

$$\Delta = (D + SD + L) - (D + SD + 0.25L) + (D + SD + 0.25L + CREEP) - (D + 3MONTH - CREEP) < \frac{L}{240}$$

در رابطه فوق فرض شده است، وزن خود تیرچه ها و خزش سه ماهه آن (D+3MONTH-CREEP)، قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اعمال میشود.

بررسی های انجام شده بنده نشان میدهد محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد. این خطای محاسباتی در خلاف جهت اطمینان میباشد (قابل اغماض). برای جبران این خطا توصیه میشود تنها خیز مربوط به بار مرده تیرچه (و خزش ۳ ماهه) آن از تغییر شکل کل کاسته شود. گرچه بخشی از خیز مربوط به بارهای SD قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اتفاق می افتد، با توجه به خطای فوق بهتر است در جهت اطمینان از منظور کردن این بخش از خیز در محاسبات صرف نظر شود.

۸- ترکیب بار مربوط به خیز کل را مطابق شکل زیر تعریف کنید



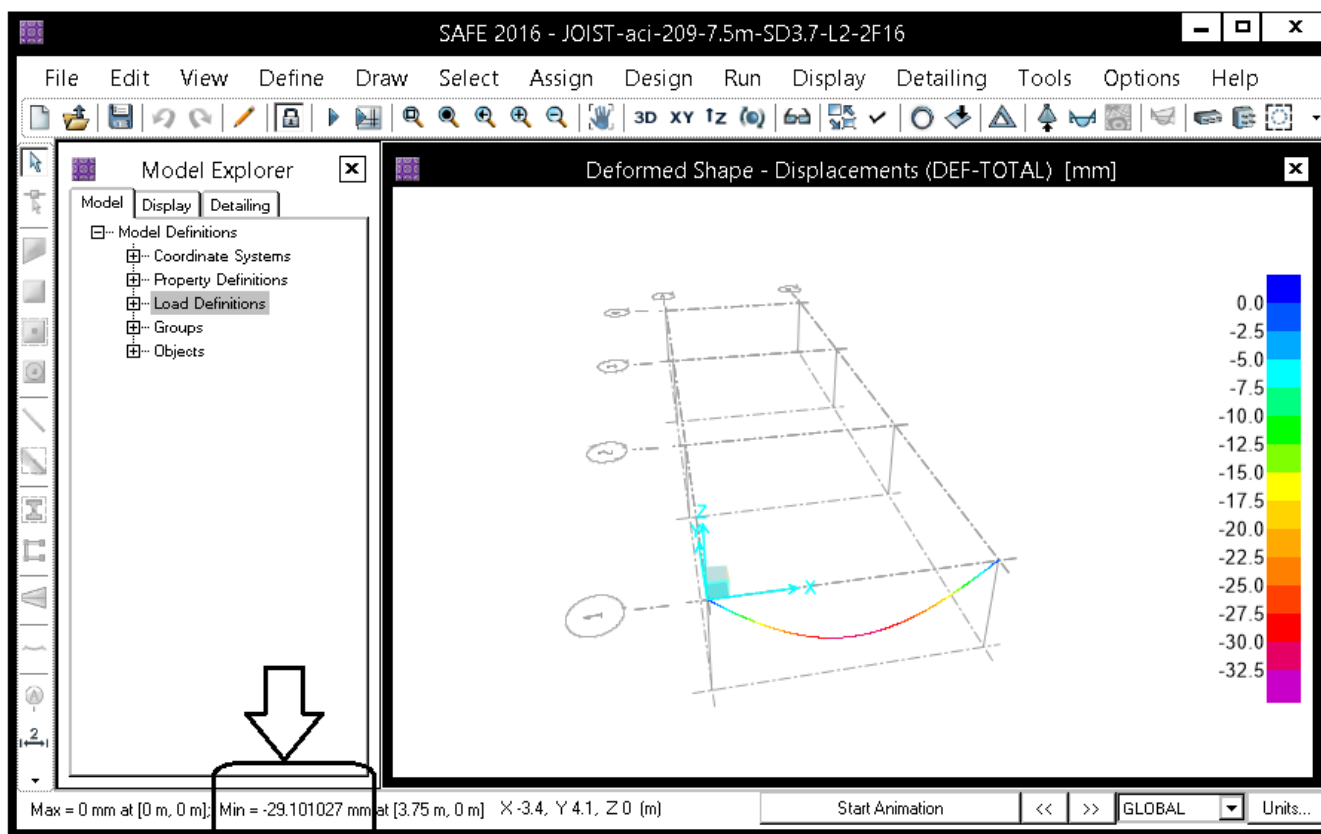
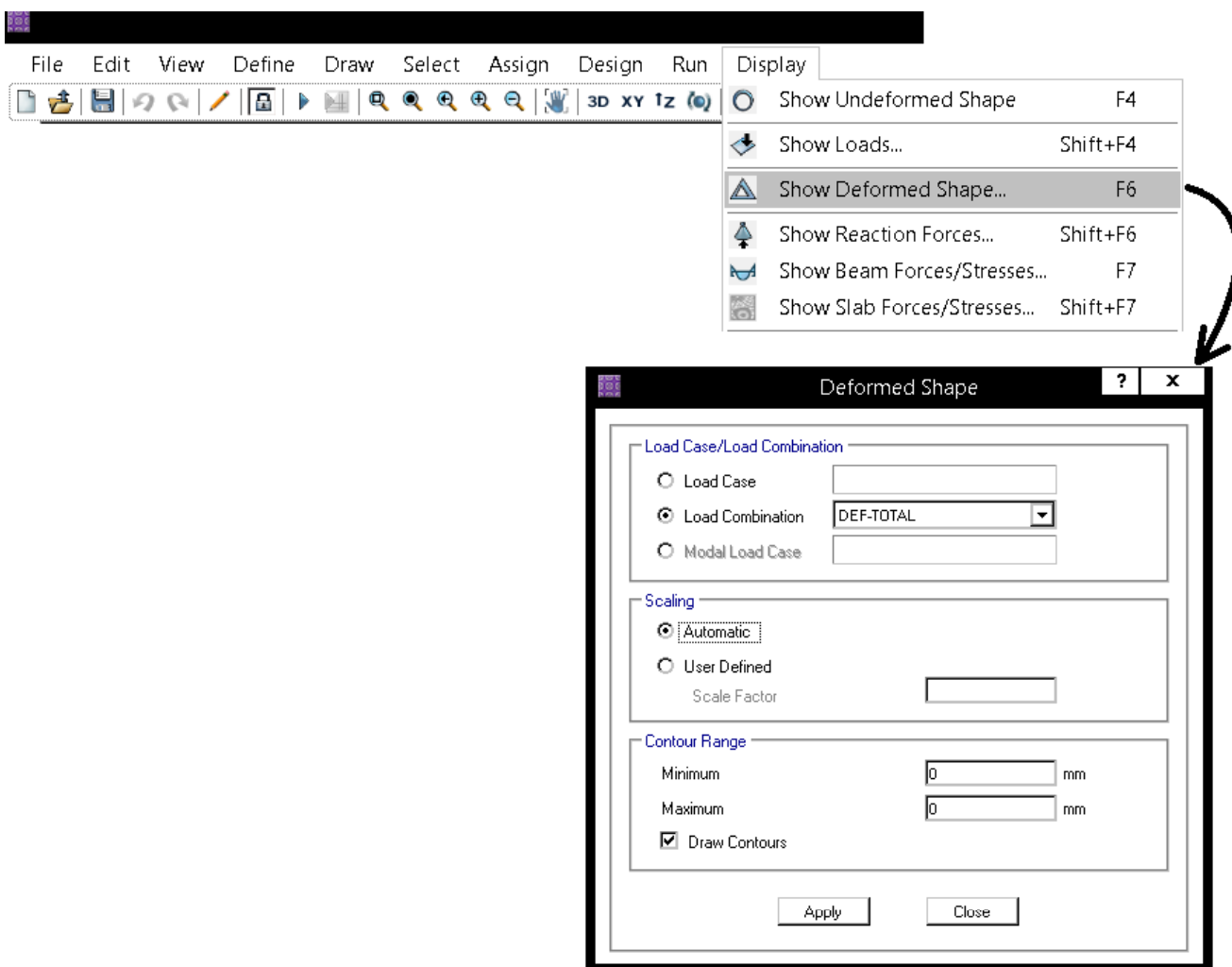
۹- تعریف میلگرد های تیرچه

مساحت میلگرد تیرچه، به ویژه میلگرد کششی آن تاثیر قابل توجهی در کنترل خیز آن دارد. ممان اینرسی مقطع ترک خورده تیرچه به شدت وابسته به مساحت میلگردهای کششی آن می باشد. در تعریف مقطع تیرچه امکان تعریف جزئیات میلگرد آن وجود ندارد. برای معرفی مساحت میلگردها مطابق شکل زیر عمل کنید:

The image shows a screenshot of the SAFE software interface. At the top, the 'Run' menu is open, with 'Cracking Analysis Options...' selected. Below the menu is the 'Reinforcement Options For Cracking Analysis' dialog box. In the dialog, 'From Finite Element Based Design' is selected under 'Reinforcement Source'. Under 'Minimum Reinforcing Ratios Used for Cracking Analysis', 'Tension Reinforcing' is set to '800/200/300=0.0133'. To the right of the dialog is a diagram of a T-beam with a top width of 700 mm, a flange width of 200 mm, and a total height of 300 mm. Below the diagram, the calculations are shown:  $A_s = 4\phi 16 = 800 \text{ mm}^2$  and  $\rho = A_s / (200 \times 300) = 800 / (200 \times 300) = 0.0133$ .

همانطور که در بند قبلی نیز اشاره کردم، محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد (قابل اغماض). بر همین اساس و بر اساس تجربیات مدلسازی اینجانب، توصیه میشود از تعریف و مشخص کردن میلگرد فشاری در شکل فوق صرف نظر شود.

توجه شود که هنگام تحلیل و طراحی خود نرم افزار میلگرد خمشی کششی را محاسبه میکند (بر اساس ترکیب بارهایی که اتوماتیک در قسمت load combination تحت عنوان DCON و یا UDCON می سازد). میلگرد خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار را میتوانید از طریق منوی Display/Show beam design... میتوانید مشاهده کنید. اگر میلگرد خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار بیش از مقدار وارد شده در شکل فوق باشد، در محاسبه میزان خیز از مقدار محاسباتی استفاده میکند. در تیرچه های بلند معمولا میلگرد خمشی محاسبه شده کمتر از مقدار لازم برای کنترل خیز میباشد و به عبارت دیگر در هنگام کنترل عموما همین مقداری که در شکل فوق وارد کرده ایم، در محاسبات منظور میشود.



خیز تیرچه تحت بار زنده و کل تغییرشکل بلند که پس از اتصال اجزای غیرسازه ای ایجاد میشود، برابر 29.1 mm بدست آمد. به همین ترتیب تغییرشکل ناشی از بار زنده نیز برابر 3.67 mm بدست میاید.

## ۱۱- کنترل تغییر شکل

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

ملاحظات	حد تغییر مکان	تغییر مکان مورد نظر	انواع عضو
-	$\frac{l}{180}$	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.
	$\frac{l}{360}$		۲- مانند بالا در مورد کفها
تبصره ۱	$\frac{l}{480}$	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.
تبصره ۲	$\frac{l}{240}$		۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیر سازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های

شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

کنترل خیز بلند مدت:

$$\left. \begin{aligned} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد نمی‌کند} \\ & \left( \frac{L}{240} < \text{تغییر مکان کل} \right) \\ & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد میکند} \\ & \left( \frac{L}{480} < \text{تغییر مکان کل} \right) \end{aligned} \right\}$$

$$\text{تغییر مکان بار زنده} < \frac{L}{360}$$

با فرض اینکه تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد نمی‌کند:

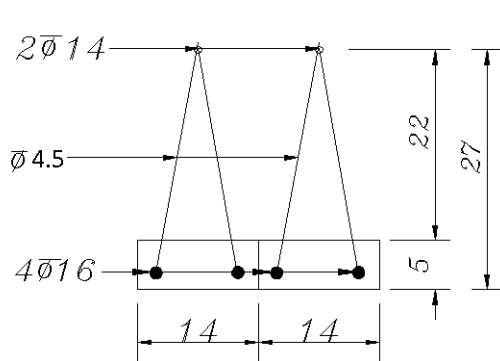
$$\Delta_{\text{بار زنده + تغییر مکان دراز مدت}} = 31.427 \leq \left( \frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

$$\Delta_L = 3.69 < \left( \frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

- طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲ از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) که در شکل فوق نیز نمایش داده شده، برای ساختمانهای متعارف مسکونی و اداری و تجاری رعایت محدودیت  $L/240$  کفایت میکند. توجه شود که مشابه این بند در ACI-318-19 مطرح نشده است.

۳-۲ محاسبه خیز دقیق بر اساس روش ACI209

- بررسی های انجام شده بنده نشان میدهد محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر ( BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد. به همین جهت در این قسمت محاسبات دستی کنترل خیز ارائه شده است.
- مرجع نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل ناشی از ترک خوردگی و نیز اثرات بلند مدت ACI-209 و نیز کتاب "Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition" نوشته Ghali و همکاران میباشد.



طول تیرچه: 7.5m

میلگرد تحتانی هر یک از تیرچه ها:  $2 \times \phi 16$

میلگرد فوقانی هر کدام از تیرچه ها:  $1 \times \phi 14$

رده بتن: C20، رده فولاد طولی: S300

وزن مترمربع بتن تیرچه ها:  $D = 3.0357 \frac{kN}{m^2}$

وزن کفسازی + تیغه بندی:  $SD + P = 3 \frac{kN}{m^2}$

بار زنده:  $L = 2 \frac{kN}{m^2}$

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی ( $M_{cr}$ )

۹-۲-۱۹-۲ محاسبه تغییر مکانهای آنی و دراز مدت در تیرها و دالهای یک طرفه

جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر،  $I_e$

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، $I_e$
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	$I_g$
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$

در روابط جدول ۹-۱۹-۱،  $M_{cr}$  لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۹-۱)$$

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۱)$$

۹-۳-۶ مدول الاستیسیتهی بتن،  $E_c$

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیتهی بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲ الف) و یا (۹-۳-۲ ب) محاسبه نمود:

- ضریب الاستیسیتهی بتنهای با چگالی بتن  $W_c$  بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب:

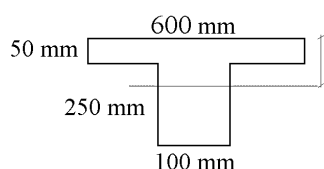
$$E_c = 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۲ الف)$$

- رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۲ ب)$$

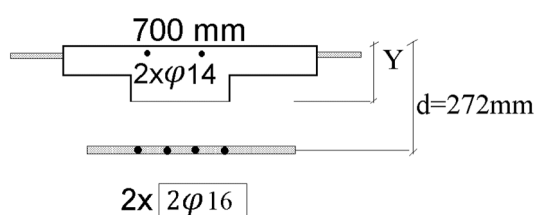
$$Y_1 = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2 = 730943630 \text{ mm}^4$$



$$I_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{20} \times 730.9436 \times 10^6}{300 - 113.23} = 10.85165 \text{ kN.m}$$

۲- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (I<sub>cr</sub>)



$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

$$nA_s = 9.515 \times 2 \times (2 \times \phi 16) = 7652.5 \text{ mm}^2$$

$$(n - 1)A'_s = 8.515 \times (2\phi 14 + \phi 8) = 3050 \text{ mm}^2$$

$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 3050 \times (Y - 23) = 7652.5 \times (277 - Y_2)$$

$$Y_2 = 66.469 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n - 1)A'_s(Y_2 - d')^2$$

$$= 412.7275 \times 10^6 \text{ mm}^4$$



۳- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

در این مثال فرض می شود:

کل بار مرده کف سازی و تیغه بندی بعد از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود ( $\alpha = 0$ )  
 با توجه به اینکه کاربری سازه مسکونی می باشد، فرض می شود ۲۵ درصد بار زنده دائمی می باشد ( $\beta = 0.25$ )

در آیین نامه ها و نشریه ها پیشنهادی برای این فرض ارائه نشده است. بسته به نظر طراح و کاربری سازه ممکن است عددی بین صفر درصد تا ۱۰۰ درصد برای این موارد در نظر گرفته شود.

اگر بخواهیم در جهت اطمینان عمل کنیم، می توانیم فرض کنیم ۱۰۰ درصد بار مرده کف سازی پس از اتصال قطعات غیرسازه ای اعمال می شود.

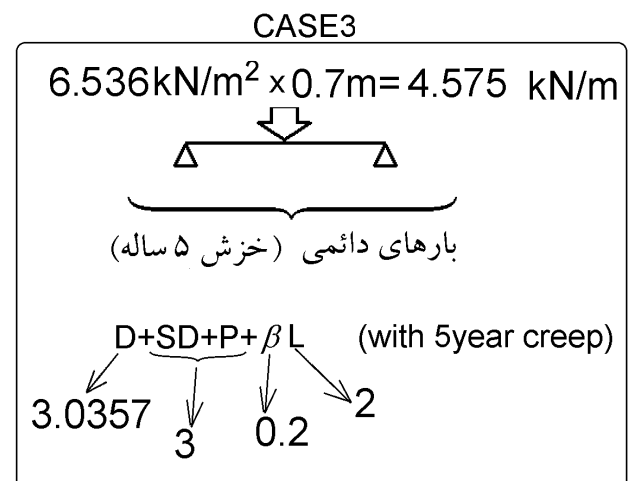
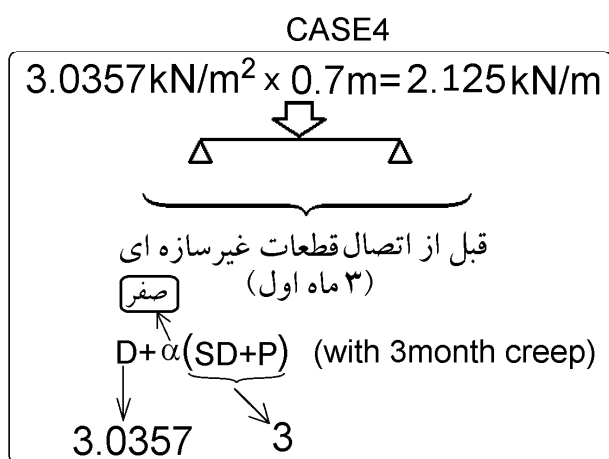
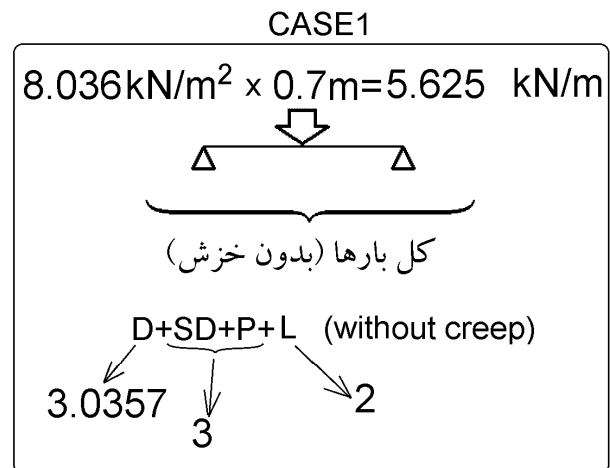
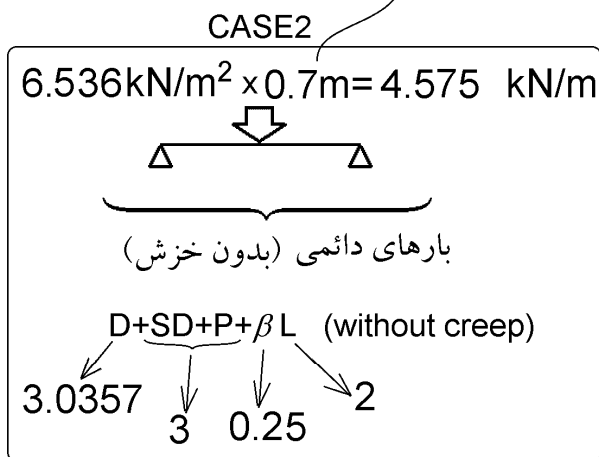
$$q_{Dead} = 3.0357 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{SDDead} + q_{Part} = 3 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Live} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta = (CASE1 - CASE2) + (CASE3 - CASE4)$$

فاصله تیرچه ها ۰.۷m می باشد



۴- محاسبه پارامترهای مربوط به خزش و جمع شدگی محاسبات زیر بر اساس ACI-209 به صورت خلاصه تهیه شده اند:

$$\text{creep coefficient } = \varphi(t, t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}} \varphi_u$$

زمان بارگذاری (روز)  $\varphi_u = 2.35 \gamma_c$

$$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_a$$

$$\text{Shrinkage strain } = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\varepsilon_{sh})_u$$

زمان بارگذاری (روز)  $(\varepsilon_{sh})_u = 780 \times 10^{-6} \gamma_{sh}$

$$\gamma_{sh} = \gamma_{cp} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_{vs} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_a$$

Loading age = 7 days  $\Rightarrow \gamma_{la} = 1$  در جهت  
 Loading age > 7 days  $\Rightarrow \gamma_{la} = 1.25(t_{la})^{-0.118}$  اطمینان  
 میتوان  $\gamma_{la}$  را برابر یک در نظر گرفت

Moist cured during a period of 7 days  $\Rightarrow \gamma_{cp} = 1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage $\gamma_{cp}$
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent  
 $\lambda = 40$  percent  $\Rightarrow \gamma_\lambda = 1$   
 $\lambda > 40$  percent  $\Rightarrow \gamma_\lambda = 1.27 - 0.0067\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان  $\gamma_\lambda$  را برابر یک گرفت

Size effect :  $\gamma_{vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13 \exp(-0.0213 V/S))$

$V = (bh)L$   $S = (2b+2h)L$   
 $V = (bt+hb_w)L$   $S = (2b+2(t+h))L$

Size effect :  $\gamma_{vs} = 1.2 ( \exp(-0.00472 V/S) )$

Observed slump in mm  
 Slump:  $\gamma_s = 0.82 + 0.00264s$

Observed slump in mm  
 Slump:  $\gamma_s = 0.89 + 0.041s$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage  
 Fine aggregate percentage:  $\gamma_\psi = 0.88 + 0.0024\psi$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage  
 $\psi \leq 50$  percent  $\Rightarrow \gamma_\psi = 0.3 + 0.014\psi$   
 $\psi > 50$  percent  $\Rightarrow \gamma_\psi = 0.9 + 0.002\psi$

air content in percent  
 Air content:  $\gamma_a = 0.46 + 0.09\alpha \geq 1$

Cement content in  $kg/m^3$   
 Cement content:  $\gamma_c = 0.75 + 0.00061c$

air content in percent  
 Air content:  $\gamma_a = 0.95 + 0.008\alpha \geq 1$

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز  $\Rightarrow \gamma_{la} = 1$   
 رطوبت نسبی هوا = ۴۰ درصد  $\Rightarrow \gamma_\lambda = 1$

$\frac{V}{S} = \frac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L} = \frac{700 \times 50 + 250 \times 200}{2 \times 700 + 2 \times 300} = 42.5 \text{ mm}$

creep:  
 $\gamma_{vs} = \frac{2}{3} (1 + 1.13 \exp(-0.0213 V/S)) \cong 1$   
 Shrinkage:  
 $\gamma_{sh} = 1.2 ( \exp(-0.00472 V/S) ) \cong 1$

فرض  $\Rightarrow \gamma_s = 1$  فرض  $\Rightarrow \gamma_c = 1$   
 فرض  $\Rightarrow \gamma_\psi = 1$  فرض  $\Rightarrow \gamma_a = 1$

creep coefficient  $= \varphi(t, t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}} \varphi_u$

ضریب خزش بلند مدت  $(t=\infty) = \frac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}} \cdot 2.35 = 2.35$

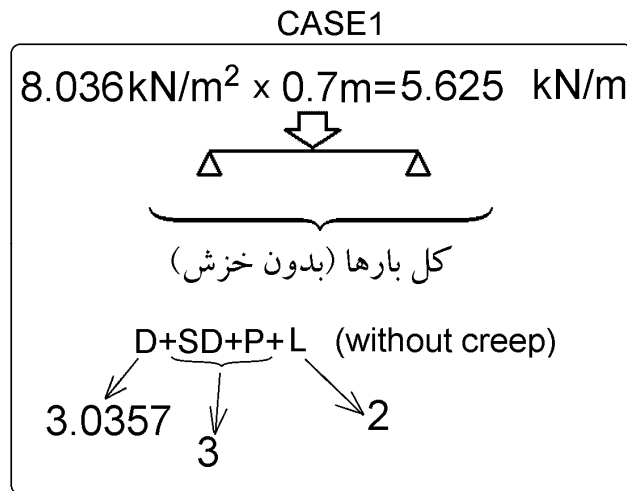
ضریب خزش ۳ ماهه  $(t=90) = \frac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}} \cdot 2.35 = 1.4$

Shrinkage strain  $= (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t} (\varepsilon_{sh})_u$

ضریب جمع شدگی بلند مدت  $(t=\infty) = \frac{(\infty)}{35+(\infty)} \cdot 780 \times 10^{-6} = 780 \times 10^{-6}$

ضریب جمع شدگی ۳ ماهه  $(t=90) = \frac{(90)}{35+(90)} \cdot 780 \times 10^{-6} = 562 \times 10^{-6}$

۵- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE1



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition, صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

$$M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.625 \times 7.5^2}{8} = 39.5508 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = 10.85165 \text{ kN.m}$$

$$\beta = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.625 \times 7.5^2}{8} = 39.5508 \text{ kN.m} \\ M_{cr} = 10.85165 \text{ kN.m} \\ \beta = 1 \end{array} \right\} \xi = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 = 1 - \left( \frac{10.85165}{39.5508} \right)^2 = 0.9247$$

حالت ۱

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$

$$E_c I = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

$$STAT1: \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{39.5508 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.5743 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

حالت ۲

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$

$$E_c I_{cr} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

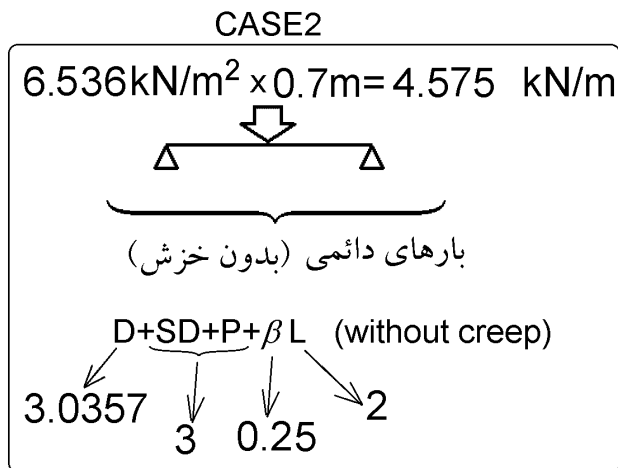
$$STAT2: \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{39.5508 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 4.559 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\psi = \xi \times \psi_2(t_0) + (1 - \xi) \psi_1(t_0) = 0.9247 \times 4.559 \times 10^{-6} + 0.0753 \times 2.5743 \times 10^{-6} = 4.40955 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت  $Ma$  نشان میدهد. مسلماً در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE1} = \Delta_{D+SD+P+L} = \frac{5}{48} \psi L^2 = \frac{5}{48} \times 4.40955 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 25.83720703 \text{ mm}$$



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition, صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{4.575 \times 7.5^2}{8} = 32.168 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 10.85165 \text{ kN.m} \\ \beta &= 1 \end{aligned} \right\} \xi = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 = 1 - \left( \frac{10.85165}{32.168} \right)^2 = 0.8862$$

حالت ۱

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$\begin{aligned} E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \\ E_c I &= 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2 \\ \text{STAT1: } \psi_1(t_0) &= \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.09377 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}} \end{aligned}$$

حالت ۲

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

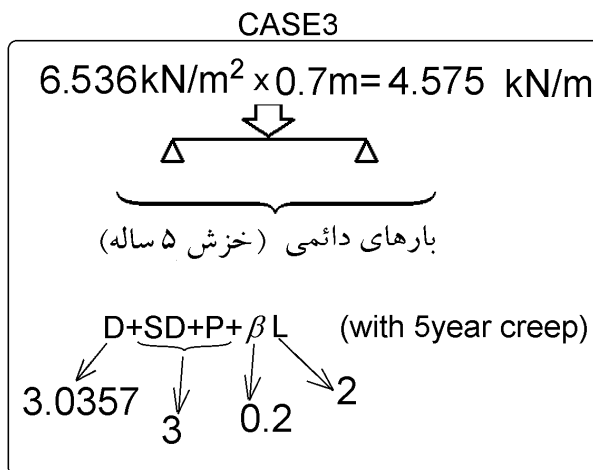
$$\begin{aligned} E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \\ E_c I_{cr} &= 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2 \\ \text{STAT2: } \psi_1(t_0) &= \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 3.708 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}} \end{aligned}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\psi = \xi \times \psi_2(t_0) + (1 - \xi)\psi_1(t_0) = 0.8862 \times 3.708 \times 10^{-6} + 0.1138 \times 2.09377 \times 10^{-6} = 3.524 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت  $M_a$  نشان میدهد. مسلماً در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE2} = \Delta_{D+SD+0.25L}(\text{No creep, No Shrinkage}) = \frac{5}{48} \psi L^2 = \frac{5}{48} \times 3.5243 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 20.65 \text{ mm}$$



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition, صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

حالت ۱ (فرض مقطع نخورده)

محاسبه انحنای مقطع با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

در محاسبه مشخصات مقطع ترک نخورده (در زمان ۰) در جهت اطمینان از اثر میلگردها صرف نظر شده است. میتوان این محاسبات را با احتساب میلگردها انجام داد.

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$

$$E_c I_1 = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$Y_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23 \text{ mm}$$

$$I_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2$$

$$= 730943630 \text{ mm}^4$$

$$STATE1: \psi_{1(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.09377 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

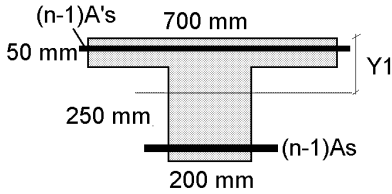
محاسبه مدول الاستیسیته بتن پس از گذر زمان:

Age adjusted modulus of elasticity of concrete:

$$\left. \begin{array}{l} \text{creep coefficient} = \phi(t, t_0) = 2.35 \\ \chi = 0.8 \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019 \end{array} \right\} \bar{E}_c(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times \text{creep coefficient}} = 7298.277 \text{ MPa}$$

$$\bar{n} = \frac{E_s}{\bar{E}_c(t, t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$

محاسبه مشخصات مقطع تبدیل یافته پس از گذر زمان در حالت ۱ (با فرض عدم ترک خوردن مقطع):



$$\bar{n} = \frac{E_s}{E_c(t, t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$

$$(n-1)A_s = 26.4 \times 2 \times (2 \times \phi 16) = 21235.14 \text{ mm}^2$$

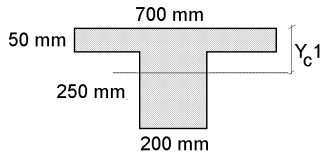
$$(n-1)A'_s = 26.4 \times (2\phi 14 + \phi 8) = 9456.27 \text{ mm}^2$$

$$Y_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 + 21235.14 \times 277 + 9456.27 \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 + 21235.14 + 9456.27} = 135.92 \text{ mm}$$

$$I_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (135.92 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 135.92)^2 + 21235.14 \times (277 - 135.92)^2 + 9456.27 \times (135.92 - 23)^2 = 1317915499 \text{ mm}^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن در حالت ۱ (بدون میلگرد):

$$Y_{c1} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 - A_s \times 277 - A'_s \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 - A_s - A'_s} = 112.0498 \text{ mm}$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = 112.0498 - 135.92 = -23.87 \text{ mm}$$

$$I_{c1} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (135.92 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 135.92)^2 - A_s \times (277 - 135.92)^2 - A'_s \times (135.92 - 23)^2 = 754105084 \text{ mm}^4$$

$$A_{c1} = 700 \times 50 + 200 \times 250 - A_s - A'_s = 83837.611 \text{ mm}^2$$

$$r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = \frac{754105084}{83837.611} = 8994.830341 \text{ mm}^2$$

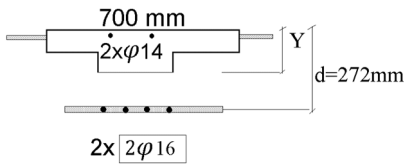
محاسبه ضریب کاهش انحنای (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left. \begin{aligned} \kappa &= \frac{I_{c1}}{I_{c1(t=\infty)}} = \frac{754105084}{1317915499} = 0.572195323 \\ \text{Creep Coefficient} &= \phi(t, t_0) = 2.35 \\ \psi_1(t_0) &= 2.09377 \times 10^{-6} \\ \varepsilon_0(t_0) &= \psi_{1(t=0)} \times (Y_{1(t=\infty)} - Y_{1(t=0)}) = 2.09377 \times 10^{-6} \times (135.92 - 113.23) = 4.751 \times 10^{-5} \\ Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} &= -23.87 \\ r_{c1}^2 &= \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = 8994.830341 \\ \varepsilon_{cs}(t, t_0) &= -0.00078 \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta\psi_1 = \kappa \left[ \phi(t, t_0) \left( \psi_1(t_0) + \varepsilon_0(t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right]$$

$$= 0.572195323 \left[ 2.35 \times \left( 2.09377 \times 10^{-6} + 4.751 \times 10^{-5} \frac{-23.87}{8994.830341} \right) - 0.00078 \frac{-23.87}{8994.830341} \right] = 3.83027 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{1(t=\infty)} = \psi_{1(t=0)} + \Delta\psi_1 = 2.09377 \times 10^{-6} + 3.83027 \times 10^{-6} = 5.92403 \times 10^{-6}$$



انحنای مقطع در زمان (t=0) و با فرض ترک خوردن مقطع:

$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

$$nA_s = 9.515 \times 2 \times (2 \times \phi 16) = 7652.5 \text{ mm}^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.515 \times (2\phi 14 + \phi 8) = 3050 \text{ mm}^2$$

$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 3050 \times (Y - 23) = 7652.5 \times (277 - Y_2)$$

$$Y_{2(t=0)} = 66.469 \text{ mm}$$

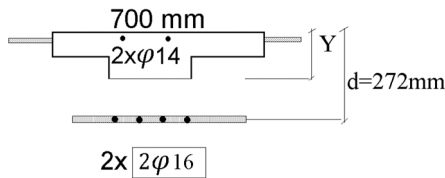
$$I_{2(t=0)} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n-1)A'_s(Y_2 - d')^2$$

$$= 412.7275 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_c I_{2(t=0)} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

$$STATE2: \quad \psi_{2(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 3.708 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

با فرض ترک خوردن مقطع:



$$\bar{n} = \frac{E_s}{E_c(t, t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$

$$(n)A_s = 27.4 \times 2 \times (2 \times \phi 16) = 22039.3847 \text{ mm}^2$$

$$(n-1)A'_s = 26.4 \times (2\phi 14 + \phi 8) = 9456.27 \text{ mm}^2$$

$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 9456.27 \times (Y_2 - 23) = 22039.3847 \times (277 - Y_2)$$

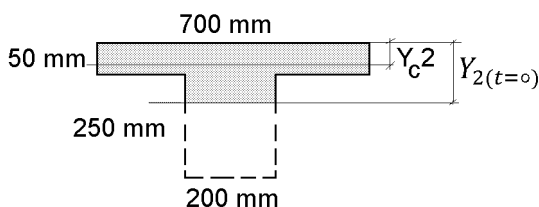
$$Y_{2(t=\infty)} = 103.8739119 \text{ mm}$$

$$I_{2(t=\infty)} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n-1)A'_s(Y_2 - d')^2$$

$$= 957.8824 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن (بدون میلگرد):

$$Y_{c2} = \frac{500 \times 50 \times 25 + 66.469 \times 200 \times \frac{66.469}{2} - A'_s \times 23}{500 \times 50 + 66.469 \times 200 - A'_s} = 27.904 \text{ mm}$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c2} - Y_{2(t=\infty)} = 27.904 - 103.8739 = -75.969 \text{ mm}$$

$$I_{c2} = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50 \times (103.8739 - 25)^2 + \frac{200 \times 66.469^3}{12} + 200 \times 66.469 \times \left(103.8739 - \frac{66.469}{2}\right)^2 - A'_s \times (103.8739 - 23)^2 = 229.622 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_{c2} = 500 \times 50 + 200 \times 66.469 - A'_s = 37935.656 \text{ mm}^2$$

$$r_{c2}^2 = \frac{I_{c2}}{A_{c2}} = \frac{229622783}{37935.656} = 6052.95 \text{ mm}^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنای (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left. \begin{aligned} \kappa_2 &= \frac{I_{c2}}{I_{2(t=\infty)}} = \frac{229.622 \times 10^6}{957.8824 \times 10^6} = 0.2397 \\ \text{Creep Coefficient} &= \phi(t, t_0) = 2.35 \\ \psi_2(t_0) &= 3.708 \times 10^{-6} \\ \varepsilon_0(t_0) &= \psi_{2(t=0)} \times (Y_{2(t=\infty)} - Y_{2(t=0)}) = 3.708 \times 10^{-6} \times (103.87 - 66.469) = 0.00013868 \\ Y_{c2} - Y_{2(t=\infty)} &= -75.969 \\ r_{c2}^2 &= \frac{I_{c2}}{A_{c2}} = \frac{229.622 \times 10^6}{37935.656} = 6052.95 \\ \varepsilon_{cs}(t, t_0) &= -0.00078 \end{aligned} \right\}$$

$$\begin{aligned} \Delta\psi_2 &= \kappa_2 \left[ \phi(t, t_0) \left( \psi_2(t_0) + \varepsilon_0(t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right] \\ &= 0.2397 \left[ 2.35 \times \left( 3.708 \times 10^{-6} + 0.00013868 \frac{-75.969}{6052.95} \right) - 0.00078 \frac{-75.969}{6052.95} \right] = 3.455 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$\psi_{2(t=\infty)} = \psi_{2(t=0)} + \Delta\psi_2 = 3.708 \times 10^{-6} + 3.455 \times 10^{-6} = 7.16307E - 06$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{4.575 \times 7.5^2}{8} = 32.168 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 10.85165 \text{ kN.m} \\ \beta &= 0.5 \end{aligned} \right\} \xi = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 = 1 - 0.5 \left( \frac{10.85165}{32.168} \right)^2 = 0.9431$$

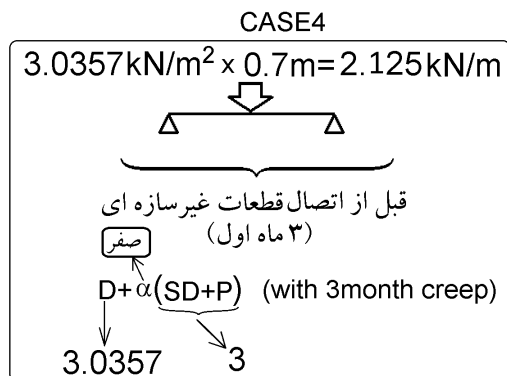
$$\left. \begin{aligned} \xi &= 0.9431 \\ \psi_{2(t=\infty)} &= 7.16307 \times 10^{-6} \\ \psi_{2(t=0)} &= 5.92403 \times 10^{-6} \end{aligned} \right\}$$

$$\begin{aligned} \psi &= \xi \times \psi_{2(t=\infty)} + (1 - \xi) \psi_{2(t=0)} = 0.9431 \times 7.16307 \times 10^{-6} + 0.0569 \times 5.92403 \times 10^{-6} \\ &= 7.09257 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}} \end{aligned}$$

مقدار فوق انحنای در وسط تیر را تحت  $Ma$  نشان میدهد. مسلماً در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنای نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنای در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\begin{aligned} \Delta_{CASE3} &= \Delta_{D+SD+0.25L} (\text{including Long term creep \& shrinkage}) = \frac{5}{48} \psi L^2 = \frac{5}{48} \times 7.09257 \times 10^{-6} \times 7500^2 \\ &= 41.558 \text{ mm} \end{aligned}$$





محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition, صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

حالت ۱ (فرض مقطع نخورده)

محاسبه انحنای مقطع با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

در محاسبه مشخصات مقطع ترک نخورده (در زمان ۰) در جهت اطمینان از اثر میلگردها صرف نظر شده است. میتوان این محاسبات را با احتساب میلگردها انجام داد.

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$

$$E_c I_1 = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

$$Y_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23 \text{ mm}$$

$$I_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2$$

$$= 730943630 \text{ mm}^4$$

$$STATE1: \quad \psi_{1(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{14.941 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 9.725 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

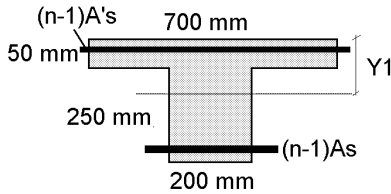
محاسبه مدول الاستیسیته بتن پس از گذر زمان:

Age adjusted modulus of elasticity of concrete:

$$\left. \begin{array}{l} \text{creep coefficient} = \phi(t, t_0) = 1.4 \\ \chi = 0.8 \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019 \end{array} \right\} \bar{E}_c(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times \text{creep coefficient}} = 9914.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{n} = \frac{E_s}{\bar{E}_c(t, t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

محاسبه مشخصات مقطع تبدیل یافته پس از گذر زمان در حالت ۱ (با فرض عدم ترک خوردن مقطع):



$$\bar{n} = \frac{E_s}{E_c(t, t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

$$(n-1)A_s = 19.17 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 15419.19 \text{ mm}^2$$

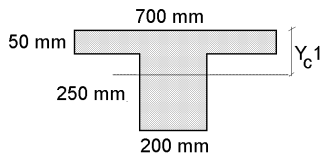
$$(n-1)A'_s = 19.17 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 6866.36 \text{ mm}^2$$

$$Y_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 + 15419.19 \times 277 + 6866.36 \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 + 15419.19 + 6866.36} = 131 \text{ mm}$$

$$I_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (131 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 131)^2 + 15419.19 \times (277 - 131)^2 + 6866.36 \times (131 - 23)^2 = 1166532940 \text{ mm}^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن در حالت ۱ (بدون میلگرد):

$$Y_{c1} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 - A_s \times 277 - A'_s \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 - A_s - A'_s} = 112.0498 \text{ mm}$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = 112.0498 - 131 = -18.946 \text{ mm}$$

$$I_{c1} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (131 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 131)^2 - A_s \times (277 - 131)^2 - A'_s \times (131 - 23)^2 = 736436813 \text{ mm}^4$$

$$A_{c1} = 700 \times 50 + 200 \times 250 - A_s - A'_s = 83837.611 \text{ mm}^2$$

$$r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = \frac{736436813}{83837.611} = 8784.08 \text{ mm}^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنای (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

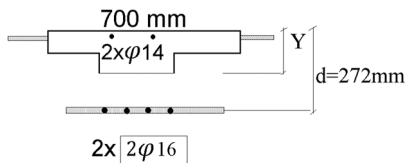
$$\left. \begin{aligned} \kappa &= \frac{I_{c1}}{I_{1(t=\infty)}} = \frac{736436813}{1166532940} = 0.6313 \\ \text{Creep Coefficient} &= \phi(t, t_0) = 1.4 \\ \psi_1(t_0) &= 9.725 \times 10^{-7} \\ \varepsilon_0(t_0) &= \psi_{1(t=0)} \times (Y_{1(t=\infty)} - Y_{1(t=0)}) = 9.725 \times 10^{-7} \times (131 - 113.23) = 1.7281 \times 10^{-5} \\ Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} &= -18.946 \\ r_{c1}^2 &= \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = 8784.09 \\ \varepsilon_{cs}(t, t_0) &= -0.000562 \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta\psi_1 = \kappa \left[ \phi(t, t_0) \left( \psi_1(t_0) + \varepsilon_0(t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right]$$

$$= 0.6313 \left[ 1.4 \times \left( 9.725 \times 10^{-7} + 1.7281 \times 10^{-5} \frac{-18.946}{8784.09} \right) - 0.000562 \frac{-18.946}{8784.09} \right] = 1.5918 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{1(t=\infty)} = \psi_{1(t=0)} + \Delta\psi_1 = 9.725 \times 10^{-7} + 1.5918 \times 10^{-6} = 2.564 \times 10^{-6}$$

انحنای مقطع در زمان (t=0) و با فرض ترک خوردن مقطع:



$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

$$nA_s = 9.515 \times 2 \times (2 \times \phi 16) = 7652.5 \text{ mm}^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.515 \times (2\phi 14 + \phi 8) = 3050 \text{ mm}^2$$

$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 3050 \times (Y - 23) = 7652.5 \times (277 - Y_2)$$

$$Y_{2(t=0)} = 66.469 \text{ mm}$$

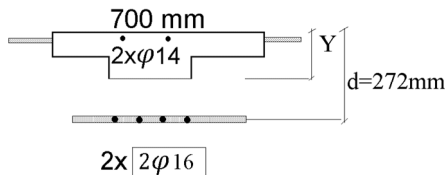
$$I_{2(t=0)} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n-1)A'_s(Y_2 - d')^2$$

$$= 412.7275 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_c I_{2(t=0)} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

$$STATE2: \quad \psi_{2(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{14.941 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 1.722 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

با فرض ترک خوردن مقطع:



$$\bar{n} = \frac{E_s}{E_c(t, t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

$$(n)A_s = 20.17 \times 2 \times (2 \times \phi 16) = 16223 \text{ mm}^2$$

$$(n-1)A'_s = 19.17 \times (2\phi 14 + \phi 8) = 6866 \text{ mm}^2$$

$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 6866 \times (Y_2 - 23) = 16223 \times (277 - Y_2)$$

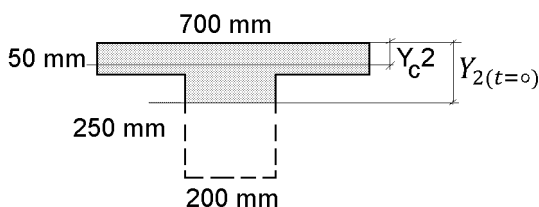
$$Y_{2(t=\infty)} = 92.09 \text{ mm}$$

$$I_{2(t=\infty)} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n-1)A'_s(Y_2 - d')^2$$

$$= 757.28 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن (بدون میلگرد):

$$Y_{c2} = \frac{500 \times 50 \times 25 + 66.469 \times 200 \times \frac{66.469}{2} - A'_s \times 23}{500 \times 50 + 66.469 \times 200 - A'_s} = 27.904 \text{ mm}$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c2} - Y_{2(t=\infty)} = 27.904 - 92.09 = -64.188 \text{ mm}$$

$$I_{c2} = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50 \times (92.09 - 25)^2 + \frac{200 \times 66.469^3}{12} + 200 \times 66.469 \times \left(92.09 - \frac{66.469}{2}\right)^2$$

$$- A'_s \times (92.09 - 23)^2 = 166.98 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_{c2} = 500 \times 50 + 200 \times 66.469 - A'_s = 37935.656 \text{ mm}^2$$

$$r_{c2}^2 = \frac{I_{c2}}{A_{c2}} = \frac{166.98 \times 10^6}{37935.656} = 4401.713 \text{ mm}^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه 3.18 در کتاب (Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left. \begin{aligned} \kappa_2 &= \frac{I_{c2}}{I_{2(t=\infty)}} = \frac{166.98 \times 10^6}{757.28 \times 10^6} = 0.2205 \\ \text{Creep Coefficient} &= \phi(t, t_0) = 1.4 \\ \psi_2(t_0) &= 1.722 \times 10^{-6} \\ \varepsilon_0(t_0) &= \psi_{2(t=0)} \times (Y_{2(t=\infty)} - Y_{2(t=0)}) = 1.722 \times 10^{-6} \times (92.09 - 66.469) = 4.412 \times 10^{-5} \\ Y_{c2} - Y_{2(t=\infty)} &= -64.188 \\ r_{c2}^2 &= \frac{I_{c2}}{A_{c2}} = \frac{166.98 \times 10^6}{37935.656} = 4401 \\ \varepsilon_{cs}(t, t_0) &= -0.000562 \end{aligned} \right\}$$

$$\Delta\psi_2 = \kappa_2 \left[ \phi(t, t_0) \left( \psi_2(t_0) + \varepsilon_0(t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2} \right]$$

$$= 0.2205 \left[ 1.4 \times \left( 1.722 \times 10^{-6} + 4.412 \times 10^{-5} \frac{-64.188}{4401} \right) - 0.000562 \frac{-64.188}{4401} \right] = 2.1401 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{2(t=\infty)} = \psi_{2(t=0)} + \Delta\psi_2 = 1.722 \times 10^{-6} + 2.1401 \times 10^{-6} = 3.862 \times 10^{-6}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{2.125 \times 7.5^2}{8} = 14.941 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 10.85165 \text{ kN.m} \\ \beta &= 0.5 \end{aligned} \right\} \xi = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 = 1 - 0.5 \left( \frac{10.85165}{14.941} \right)^2 = 0.736$$

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 0.736 \\ \psi_{2(t=\infty)} &= 3.862 \times 10^{-6} \\ \psi_{2(t=0)} &= 2.564 \times 10^{-6} \end{aligned} \right\}$$

$$\psi = \xi \times \psi_{2(t=\infty)} + (1 - \xi) \psi_{2(t=0)} = 0.736 \times 3.862 \times 10^{-6} + 0.264 \times 2.564 \times 10^{-6} = 3.52 \times 10^{-6} \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت  $Ma$  نشان میدهد. مسلماً در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE4} = \Delta_D (\text{including 3 month creep \& shrinkage}) = \frac{5}{48} \psi L^2 = \frac{5}{48} \times 3.52 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 20.625 \text{ mm}$$

## ۹- کنترل تغییر شکل

۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

ملاحظات	حد تغییر مکان	تغییر مکان مورد نظر	انواع عضو
-	$\frac{l}{180}$	تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده	۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.
	$\frac{l}{360}$		۲- مانند بالا در مورد کفها
تبصره ۱	$\frac{l}{480}$	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.
تبصره ۲	$\frac{l}{240}$	از بارهای دائمی و تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیر سازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

کنترل خیز بلند مدت:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه‌ای آسیب ایجاد نمی‌کند} \\ \frac{L}{240} \\ \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه‌ای آسیب ایجاد میکند} \\ \frac{L}{480} \end{array} \right\} < \text{تغییر مکان کل}$

$$\text{تغییر مکان بار زنده} < \frac{L}{360}$$

با فرض اینکه تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه‌ای آسیب ایجاد نمی‌کند:

$$\Delta_{CASE1} = \Delta_{D+SD+P+L} (\text{No creep, No Shrinkage}) = 25.83720703 \text{ mm}$$

$$\Delta_{CASE2} = \Delta_{D+SD+0.25L} (\text{No creep, No Shrinkage}) = 20.65 \text{ mm}$$

$$\Delta_{CASE3} = \Delta_{D+SD+0.25L} (\text{including Long term creep \& shrinkage}) = 41.558 \text{ mm}$$

$$\Delta_{CASE4} = \Delta_D (\text{including 3 month creep \& shrinkage}) = 20.625 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{بار زنده + تغییر مکان دراز مدت}} = (\text{CASE1} - \text{CASE2}) + (\text{CASE3} - \text{CASE4}) = 26.12$$

$$\leq \left( \frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

- مقدار  $26.12 \text{ mm}$  با بررسی لنگر وسط تیر و با فرض اینکه دیاگرام انحنا در طول تیر سهمی درجه دو باشد بدست آمده است (تقریب دارد). در شیت اکسل که برای این منظور نوشته شده است و در طول تیر دقیق انتگرالگیری میکند مقدار دقیق برابر  $28.053 \text{ mm}$  بدست می‌آید.

$$\Delta_L = 5.263 < \left( \frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

## ۴-۲ کنترل لرزش

## ۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کفها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کفها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید. حداقل فرکانس دوره‌ای کفها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۴-۱۹-۹ کم‌تر باشد:

جدول ۴-۱۹-۹ حداقل فرکانس دوره‌ای کفها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کفها ( $f$ )
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5 \text{ Hz}$
ساختمان‌های تجاری-فروشگاه‌ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4 \text{ Hz}$
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5 \text{ Hz}$
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5 \text{ Hz}$
پارکینگ‌ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$

در محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای ارتعاش کفها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر،  $I_e$ ، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن  $1/25$  برابر مقدار  $E_c$  منظور می‌گردد.

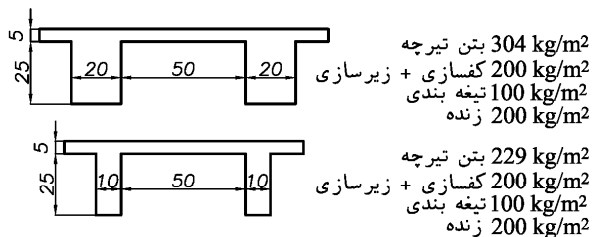
برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای،  $f$ ، می‌توان از رابطه‌ی (۴-۱۹-۹) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{IS}}} \quad (۴-۱۹-۹)$$

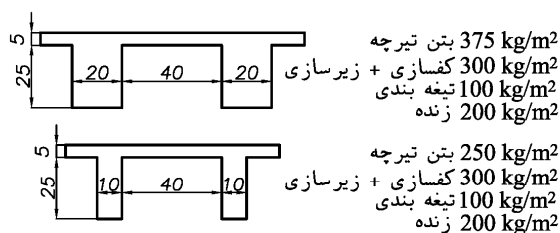
که در آن  $\Delta_{IS}$  تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی‌متر)، و  $f$  فرکانس دوره‌ای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد. در صورتی که به مطالعات جامع‌تر برای ارتعاش کف‌ها نیاز باشد می‌توان از مراجع معتبر بین‌المللی دیگر بجای رابطه ۴-۱۹-۹ و جدول ۴-۱۹-۹ استفاده نمود.

طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲ از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) که در شکل فوق نیز نمایش داده شده، برای ساختمانهای متعارف مسکونی و اداری و تجاری رعایت محدودیت  $L/240$  کفایت میکند. توجه شود که مشابه این بند در ACI-318-19 مطرح نشده است.

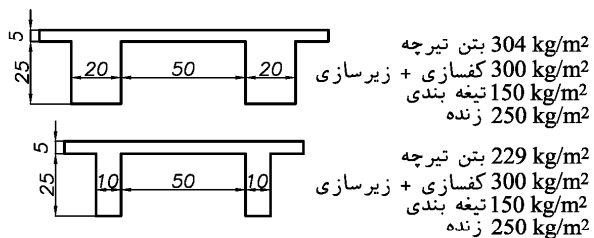
در جداول زیر چند نمونه از نتایج تیرچه های کنترل شده با روش پیشنهاد نشان داده شده است. رده بتن C20، رده میلگردهای طولی S300، و مدول الاستیسیته بتن  $E_c = 4700 \sqrt{20} = 21019 \text{ MPa}$  فرض شده است.



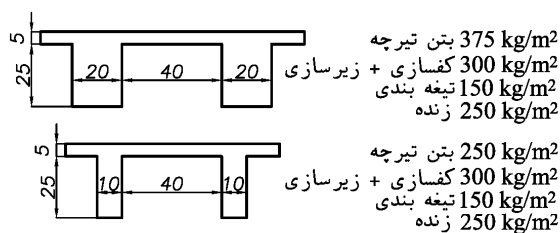
تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	8	2(2Ø16+1Ø12)	2Ø14	Ø4.5
دوبل	7.5	2(2Ø16)	2Ø14	Ø4.5
نک	7.5	2Ø16+2Ø14	1Ø14	Ø4.5
نک	7	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	6.5	2Ø14+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	6	2Ø12+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
نک	4.5	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
نک	4	2Ø10	1Ø8	Ø4.5
نک	3	2Ø8	1Ø8	Ø4.5



تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	8	2(2Ø16+1Ø16)	2Ø14	Ø4.5
دوبل	7.5	2(2Ø16+1Ø8)	2Ø14	Ø4.5
نک	7.5	2Ø16+2Ø14	1Ø14	Ø4.5
نک	7	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	6.5	2Ø14+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	6	2Ø12+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
نک	4.5	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
نک	4	2Ø10	1Ø8	Ø4.5
نک	3	2Ø8	1Ø8	Ø4.5



تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	7	2(2Ø16+1Ø12)	1Ø10	Ø4.5
نک	6.5	2Ø16+1Ø16	1Ø10	Ø4.5
نک	6	2Ø16+1Ø10	1Ø10	Ø4.5
نک	5	2Ø10+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	4.5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
نک	4	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
نک	3.5	2Ø10	1Ø8	Ø4.5



تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	7.5	2(2Ø16+1Ø16)	1Ø14	Ø4.5
نک	7	2Ø16+2Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	6.5	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
نک	6	2Ø12+1Ø16	1Ø10	Ø4.5
نک	5	2Ø10+1Ø12	1Ø8	Ø4.5
نک	4.5	2Ø10+1Ø10	1Ø8	Ø4.5
نک	4.2	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
نک	3.5	2Ø10	1Ø8	Ø4.5