

# طراحی تیرچه های بتنی - سقف تیرچه بلوک



---

*Masoud Hoseinzadeh Asl*

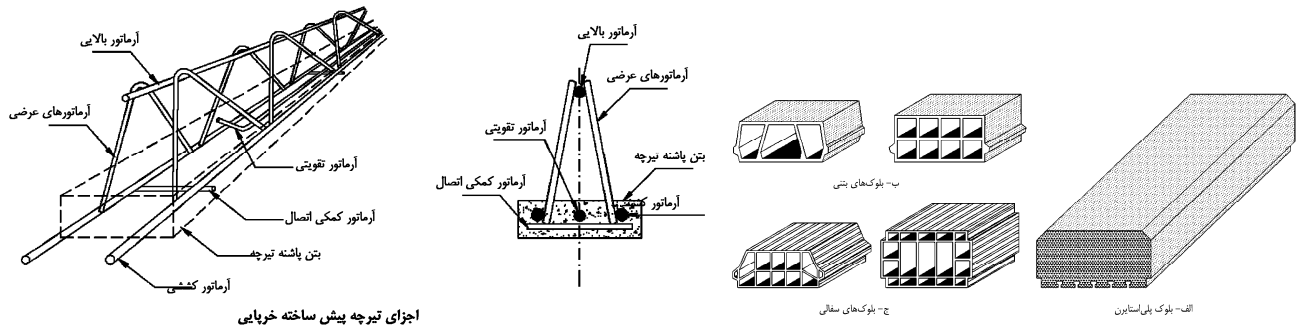
*[www.hoseinzadeh.net](http://www.hoseinzadeh.net)*

مسعود حسین زاده اصل

ویرایش بهار ۱۳۹۸

۱.....	۱ ضوابط نشریه ۵۴۳.....
۲.....	۲ مثال.....
۲.....	۱-۲ محاسبه بار مرده و زنده سقف.....
۳.....	۲-۲ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری.....
۴.....	۳-۲ مساحت آرماتورهای کششی.....
۵.....	۴-۲ آرماتور فوقانی (بالایی).....
۶.....	۵-۲ آرماتور افت حرارت.....
۷.....	۶-۲ آرماتور منفی.....
۷.....	۷-۲ کلاف میانی.....
۷.....	۸-۲ آرماتور عرضی.....
۸.....	۳ کنترل خیز تیرچه.....
۸.....	۱-۳ کنترل خیز تیرچه (بر اساس جدول).....
۹.....	۲-۳ محاسبه خیز تیرچه.....

## ضوابط نشریه ۵۴۳



اجزای تیرچه پیش ساخته خرابایی

بندهای زیر برگرفته از نشریه ۵۴۳ می باشد:

## ۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.<sup>۱</sup>

۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.<sup>۱</sup>

۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از  $\frac{3}{5}$  برابر حداقل عرض آنها باشد.<sup>۱</sup>

۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶٫۵ سانتی‌متر باشد.

۵) ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از  $\frac{1}{11}$  فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.<sup>۱</sup>

۶) حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش ساخته خرابایی) با تیرچه‌های منفرد  $\frac{1}{8}$  متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد. در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر، مطابق بند ۳-۶-۶- از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

۷) سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک و یا مرتعش، بکاربردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود.

۸) در سقف‌های تیرچه و بلوک، بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها، بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول، اساساً توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، توصیه می‌شود تا ضخامت دال بتنی (روی بلوک‌ها) حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده (برش پانچ) برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز، یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک، تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر به طور مساوی توزیع کرد.

۹) در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، مطابق توضیحات بند ۲-۳-۲-۶-، یک یا چند کلاف میانی (تیر عرضی) در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه می‌شود.

۱۰) لوله‌ها و مجراهایی که در داخل دال قرار داده می‌شوند، نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند. ضخامت دال باید به اندازه حداقل ۲٫۵ سانتی‌متر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد.

۱۱) در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرابایی، می‌توان مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را ۱۰ درصد بیشتر از مقاومت برشی اسمی تیرهای بتنی در نظر گرفت.

مثال

سازه مسکونی

دهانه تیرچه: 7m

نوع سقف: تیرچه فوم

ارتفاع کل تیرچه: 300 mm

فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها: 500 mm

میلگردهای طولی: AII,  $F_y=300MPa$

- توضیح: با توجه به بلند بودن دهانه برای اینکه مشکل خیز نداشته باشیم، تنش تسلیم میلگردهای طولی بهتر است در محاسبات 300MPa فرض شود. در این حالت مساحت میلگرد کششی (خمشی) افزایش یافته و به کنترل خیز کمک می کند. در حالیکه در اجرا ممکن است از میلگرد AIII با  $F_y=400MPa$  استفاده شود.

بتن:  $f'_c = 20MPa$

شهر: تبریز ( $A=0.35$ )

۲-۱ محاسبه بار مرده و زنده سقف

بار مرده طبقه:

$0.01 \times 21 = 0.21kPa$	۱) موزائیک
$0.03 \times 21 = 0.63kPa$	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 گچ و خاک
$(0.25 \times 0.1 \times 2 + 0.05 \times 1)25 = 2.5 kN$	۶) وزن بتن تیرچه ها
<b><math>4.5kPa</math></b>	<b>جمع کل بار مرده کف</b>

$$D = 4.5 kN$$

بار مرده:

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

بار زنده مسکونی:

$$Partition = 1 \frac{kN}{m^2}$$

بار زنده تیغه بندی:

$$EV = 0.6AIW_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (4.5) = 0.945 \frac{kN}{m^2}$$

بار زلزله قائم:

بار ضریب دار:

$$q_u = Max \left\{ \begin{array}{l} 1.4D = 1.4 \times 4.5 = 6.3 kN \\ 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 4.5 + 1.6 \times 3 = 10.2 kPa \\ 1.2D + L + EV = 1.2 \times 4.5 + 3 + 0.945 = 9.345 \frac{kN}{m^2} \end{array} \right\} = 10.2 \frac{kN}{m^2}$$

۲-۲-۳ ترکیب بارها در طراحی به روش حالت های حدی مقاومت (ضرایب بار و مقاومت)

در طراحی به روش حالت های حدی مقاومت، سازه ها، اعضا و شالوده های آنها باید به گونه ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار زیر باشد:

- ⇒ 1)  $1/4D$
- ⇒ 2)  $1/2D + 1/6L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- 3)  $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$
- 4)  $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ⇒ 5)  $1/2D + E + L + 0/2S$
- 6)  $0/9D + 1/6W$
- 7)  $0/9D + E$

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۲، ۴ و ۵ را برای کاربری هایی که بار  $L_0$  (طبق جدول ۶-۵-۱) آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ ها یا محل های اجتماع عمومی می توان برابر با ۰/۵ منظور نمود.

$$M_u = \frac{10.2 \times 0.4^2}{12} = 0.136 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.6 \times 0.42 \sqrt{20} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 469574 \text{ N.mm} = 0.47 \text{ kN.m}$$

$$0.136 < 0.47 \quad OK.$$

## 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:

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

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

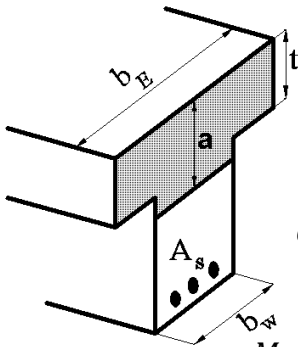
where  $S_m$  is the corresponding elastic section modulus.

۳-۲ مساحت آرماتورهای کششی

با فرض اینکه فاصله مرکز تا مرکز تیرچه 0.5m باشد، لنگر وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$M_u = \frac{(0.5 \times q_u) \times 7^2}{8} = \frac{(0.5 \times 10.2) \times 7^2}{8} = 31.2375 \text{ kN.m}$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد  $2 \times \phi 16 + 1 \times \phi 12$  و با فرض مقطع T شکل:

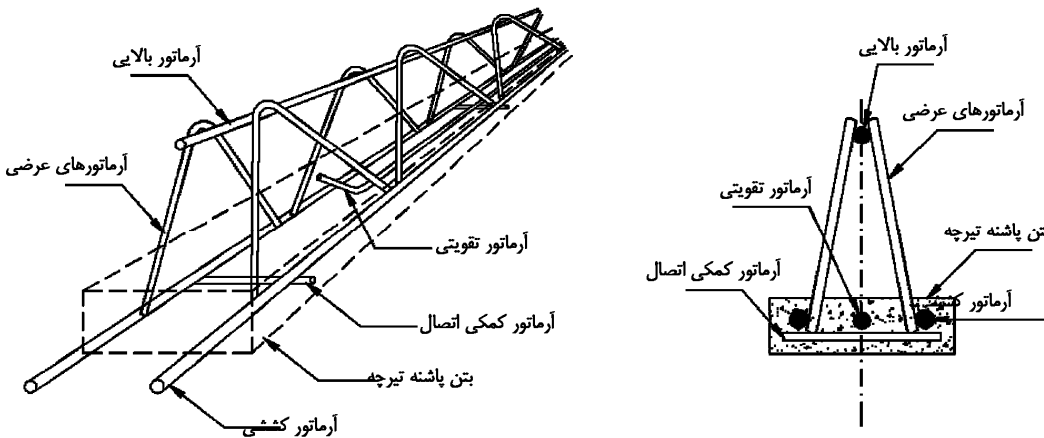


$$d = 300 - 20 - 8 = 272 \text{ mm}$$

$$a = 0.85x = \frac{A_s(F_y)}{0.85(b_E)(f'_c)} = \frac{515.22 \times 300}{0.85 \times 500 \times 20} = 18.18 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s F_y \left( 272 - \frac{a}{2} \right) = A_s \times 300 \times \left( 272 - \frac{18.18}{2} \right) = 40.6 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 31.2375 < 0.9 \times M_n = 36.6 \text{ kN.m} \quad OK.$$



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرابایی

## ۲-۴ آرمانتور فوقانی (بالایی)

## ۲-۳-۱-۳-۲ آرمانتور فوقانی

(۱) آرمانتور فوقانی باید از نوع آجدار باشد.

(۲) قطر آن با توجه به نوع فولاد آرمانتور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خرابای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی، از ۶ میلی‌متر تا ۱۲ میلی‌متر متفاوت است. (جدول ۲-۲) به عنوان راهنمای تعیین حداقل قطر میلگرد بالایی تیرچه‌های غیرکارخانه‌ای توصیه می‌شود.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش نقطه جوش (جوش مقاومتی) تولید شوند، مقادیر قطر میلگرد بالایی مندرج در (جدول

۲-۲) را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

طبق جدول  $\phi 12$  انتخاب می‌شود.

## ۲-۵ آرماتور افت حرارت

۲-۳-۵- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرماتور منفی

۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف - برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350	۰٫۰۰۲
ب - برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار	۰٫۰۰۱۸
ج - برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر	۰٫۰۰۱۵

۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵ درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی  $\frac{1}{5}$  دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

$$1\phi6@250mm \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226$$

گرچه از نظر آیین نامه  $1\phi6@250mm$  به عنوان آرماتور افت و حرارت کافی می‌باشد، منتها به لحاظ اجرایی بهتر است از  $1\phi8@250mm$  استفاده شود.



## ۶-۲ آرماتور منفی

مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر  $0.77 \text{ cm}^2$  باشد. می توان از میلگرد  $\phi 10$  استفاده کرد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵ درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی  $\frac{1}{5}$  دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

## ۷-۲ کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی  $\phi 12 + 2\phi 16$  می باشند، می توان از دو عدد میلگرد  $\phi 14$  استفاده کرد.

## ۸-۲ آرماتور عرضی

۱- طراحی میلگردهای برشی

$$V_u = \frac{q_u \times 0.5 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{10.2 \times 0.5 \times (7 - 2 \times 0.272)}{2} = 16.46 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{20} \times (100 \times 272) = 17.06 \text{ kN}$$

$$\phi V_s = 16.46 - 17.06 < 0$$

آرماتور برشی حداقل نیاز است. با فرض اینکه آرماتورهای عرضی  $\phi 6$  و با فواصل 15cm باشد:

$$\phi V_s = 0.75 \times A_v \frac{d(\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} F_y = 0.75 \times 28.25 \times \frac{273(0.95 + 0.28)}{150} 300 = 14 \text{ kN}$$

$$A_{v-\min} = \frac{0.35 b_w s}{F_y} = 17.5 \text{ mm}^2 < 28.25 \text{ OK}$$

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

متوالی و  $f_y$  مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب  $(\text{N/mm}^2)$  MPa می‌باشد.

۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶

میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع

نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از

دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر 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 تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

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



## ۲-۳ محاسبه خیز تیرچه

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی (Mcr)

## ۱۹-۲-۲ محاسبه تغییر مکان‌های آنی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه

۱۹-۲-۲-۱۹-۹ تغییر مکان آنی اعضاء را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار  $E_c$  باید بر اساس ضوابط بند ۹-۳-۶ و ممان اینرسی مؤثر عضو طبق رابطه ۹-۱۹-۱ تعیین گردند.

۱۹-۲-۲-۱۹-۹ ممان اینرسی مؤثر اعضاء،  $I_e$  با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی آن‌ها به کمک جدول ۹-۱۹-۱ محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامع‌تری استفاده شود:

جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر،  $I_e$ 

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

در روابط فوق  $M_{cr}$ ، لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع، طبق رابطه (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

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

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن،  $f_r$ 

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می‌شود.

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

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن،  $E_c$ 

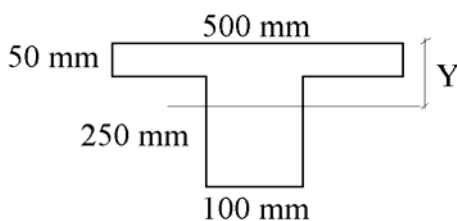
۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته‌ی بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲ الف) و (۹-۳-۲ ب) محاسبه نمود:

- در صورتی که وزن مخصوص بتن،  $w_c$ ، بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد:

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

- برای بتن‌های با وزن معمولی، می‌توان از رابطه‌ی زیر نیز استفاده نمود:

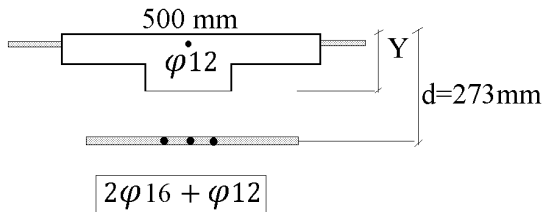
$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۲ ب)$$



$$Y = \frac{500 \times 50 \times 25 + 250 \times 100 \times 175}{500 \times 50 + 250 \times 100} = 100 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50(75)^2 + \frac{100 \times 250^3}{12} + 100 \times 250(75)^2 = 416.66 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62 \sqrt{20} \times 416.66 \times 10^6}{200} = 5.776 \text{ kN.m}$$

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

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

$$nA_s = 9.515 \times (2 \times \phi 16 + 1 \times \phi 12) = 4902.4 \text{ mm}^2$$

$$(n - 1)A'_s = 8.515 \times (\phi 12 + \phi 8) = 1390.35 \text{ mm}^2$$

$$Y = 63.5 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{400 \times 50^3}{12} + (50 \times 400) \times (Y - 25)^2 + \frac{100 \times Y^3}{3} + nA_s(d - Y)^2 + (n - 1)A'_s(Y - d')^2 = 257 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

۳- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

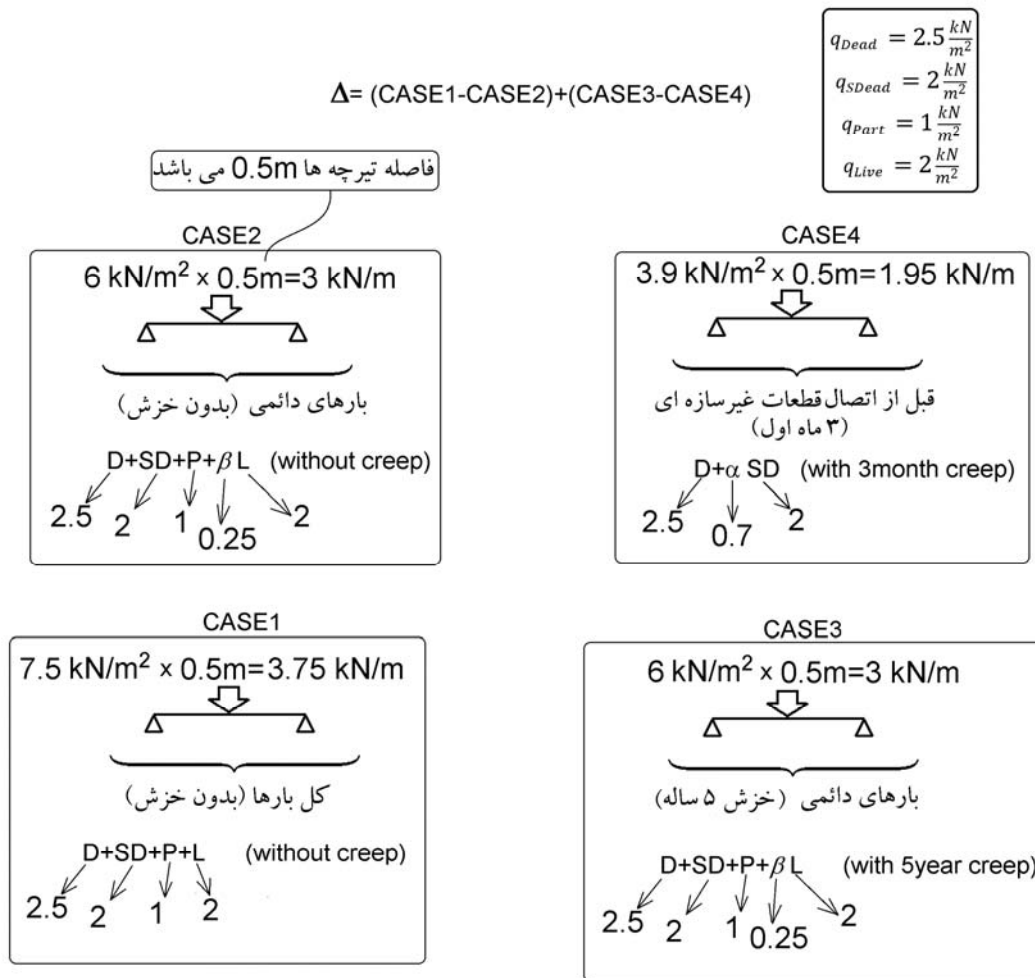
در این مثال فرض می شود:

۷۰ درصد کل بار مرده کف سازی قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای و در سه ماهه اول اعمال میشود ( $\alpha = 0.7$ )

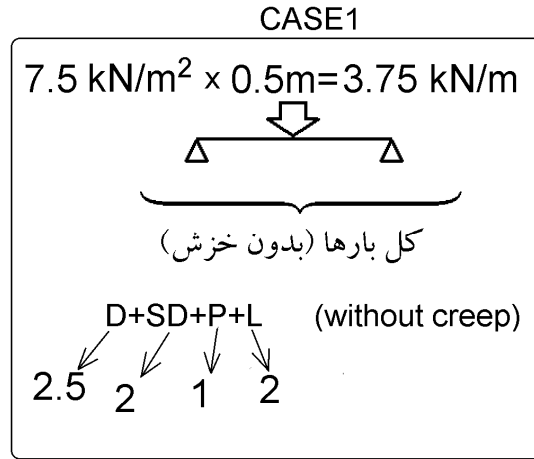
۲۵ درصد بار زنده دائمی می باشد ( $\beta = 0.25$ )

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.



۴- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE1



بسته به میزان لنگر وارد بر تیر، ممان اینرسی موثر نیز تغییر می کند. بنابراین در هر مرحله که بارها تغییر می یابند، ممان اینرسی نیز تغییر می یابد.

جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر،  $I_e$

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

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (1-19-9)$$

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f_c'} \quad (1-3-9)$$

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (\text{الف } 2-3-9)$$

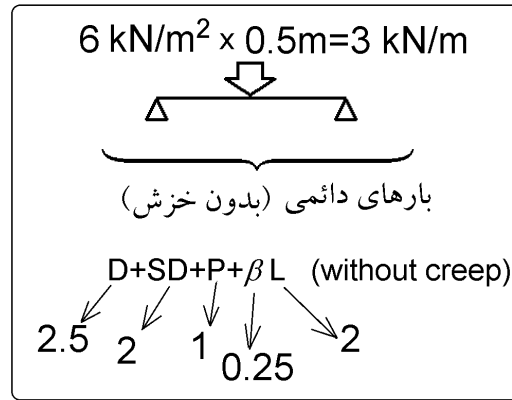
$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad (\text{ب } 2-3-9)$$

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{3.75 \times 7^2}{8} = 22.97 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+SD+P+L} = \frac{257 \times 10^6}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} \times 5.776}{22.96}\right)^2 \left(1 - \frac{257 \times 10^6}{416.66 \times 10^6}\right)} = 260 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} I_{e-D+SD+P+L} &= 260 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ q_{D+SD+P+L} &= 0.5 \times (3.5 + 2.5 + 1.5) = 3.75 \text{ kN.m} \\ E_c &= 4700 \sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta_{CASE1} = \Delta_{D+SD+P+L} = \frac{5 qL^4}{384 EI_e} = 21.45 \text{ mm}$$

۵- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE2

## CASE2

جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر،  $I_e$ 

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

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (1-19-9)$$

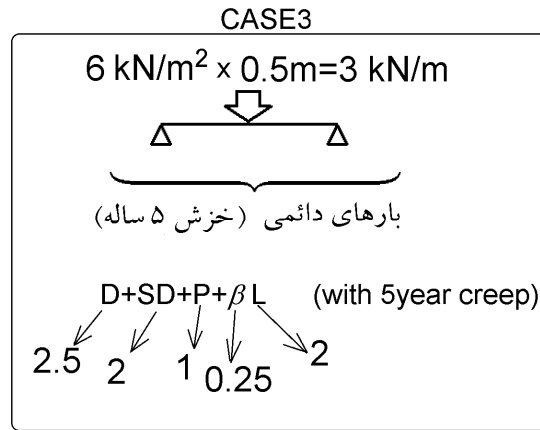
$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f_c'} \quad (1-3-9)$$

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (\text{الف} - 2-3-9)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad (\text{ب} - 2-3-9)$$

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{3 \times 7^2}{8} = 18.375 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.7 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+SD+P+0.25L} = \frac{257 \times 10^6}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} \times 5.776}{18.375}\right)^2 \left(1 - \frac{257 \times 10^6}{416.66 \times 10^6}\right)} = 2621.6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} I_{e-D+SD+P+0.25L} &= 261.6 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ Q_{D+SD+P+0.25L} &= 0.5 \times (3.5 + 2.5) = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ E_c &= 4700 \sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7\text{m} \end{aligned} \right\} \Delta_{CASE2} = \Delta_{D+SD+P+0.25L} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_e} = 17.06 \text{ mm}$$



$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{3 \times 7^2}{8} = 18.375 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 5.776 \text{ kN.m} \\ I_g &= 416.7 \times 10^6 \\ I_{cr} &= 257 \times 10^6 \end{aligned} \right\} I_{e-D+SD+P+0.25L} = \frac{257 \times 10^6}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} \times 5.776}{18.375}\right)^2 \left(1 - \frac{257 \times 10^6}{416.66 \times 10^6}\right)} = 261.6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} I_{e-D+SD+P+0.25L} &= 261.6 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ q_{D+SD+P+0.25L} &= 0.5 \times (3.5 + 2.5) = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ E_c &= 4700\sqrt{20} = 21019 \text{ MPa} \\ L &= 7 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Delta_{D+SD+P+0.25L} = \frac{5 qL^4}{384 E I_e} = 17.06 \text{ mm}$$

۵-۲-۲-۱۹-۹ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان درازمدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل ضرب تغییر مکان آبی ناشی از بارهای دائمی در ضریب  $\lambda_8$  که از رابطه ی (۳-۱۹-۹)، تعیین می‌شود، به دست آورد:

$$\lambda_8 = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (۳-۱۹-۹)$$

در این رابطه  $\rho'$  نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه، در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا یکسره، و در مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای، است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی،  $\xi$ ، باید برابر با مقادیر جدول ۲-۱۹-۹ در نظر گرفته شود:

جدول ۲-۱۹-۹ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

ضریب $\xi$	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیشتر

میلگرد فوقانی تیرچه  $\phi 12$  می‌باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت نیز  $\phi 8$  فرض شده است:

$$\rho' = \frac{\phi 12 + \phi 8}{bd} = \frac{3.14 \times 6^2 + 3.14 \times 4^2}{100 \times 272} = 0.006 \quad \left. \vphantom{\rho'} \right\} \lambda_{5\text{-year}} = \frac{2}{1 + 50 \rho'} = 1.538$$

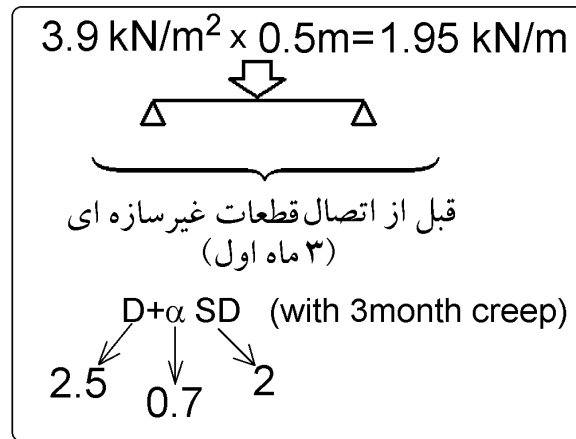
$\xi = 2$

$$\Delta_{\text{creep-5year}} = (\lambda_{5\text{year}}) (\Delta_{D+SD+P+0.25L}) = 1.538 \times 17.06 = 26.2 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{CASE3}} = \Delta_{\text{creep-5year}} + \Delta_{\text{creep-5year}} = 17.06 + 26.2 = 43.3 \text{ mm}$$



## CASE4



$$M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.95 \times 7^2}{8} = 11.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = 5.776 \text{ kN.m}$$

$$I_g = 416.66 \times 10^6$$

$$I_{cr} = 257 \times 10^6$$

$$I_{e-D+0.7SD} = \frac{257 \times 10^6}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} \times 5.776}{11.94}\right)^2 \left(1 - \frac{257 \times 10^6}{416.66 \times 10^6}\right)} = 267.9 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{e-D+0.7SD} = 267.9 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$q_{D+0.7SD+0.7Part} = 1.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

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

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\Delta_{D+0.7SD} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_e} = 10.8 \text{ mm}$$

۵-۲-۲-۱۹-۹ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییرمکان درازمدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل ضرب تغییرمکان آبی ناشی از بارهای دائمی در ضریب  $\lambda_A$  که از رابطه ی (۳-۱۹-۹)، تعیین می‌شود، به دست آورد:

$$\lambda_A = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (۳-۱۹-۹)$$

در این رابطه  $\rho'$  نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه، در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا یکسره، و در مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای، است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی،  $\xi$ ، باید برابر با مقادیر جدول ۲-۱۹-۹ در نظر گرفته شود:

جدول ۲-۱۹-۹ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

ضریب $\xi$	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیشتر

میلگرد فوقانی تیرچه  $\phi 12$  می‌باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت  $\phi 8$  فرض شده است:

$$\rho' = \frac{\phi 12 + \phi 8}{bd} = \frac{3.14 \times 6^2 + 3.14 \times 4^2}{100 \times 272} = 0.006 \quad \left. \begin{matrix} \xi = 1 \\ \lambda_{5\text{-year}} = \frac{1}{1 + 50\rho'} = 0.77 \end{matrix} \right\}$$

$$\Delta_{\text{creep-5year}} = (\lambda_{5\text{year}})(\Delta_{D+SD+P+0.25L}) = 0.77 \times 10.8 = 8.31 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{CASE3}} = \Delta_{\text{creep-5year}} + \Delta_{\text{creep-5year}} = 10.8 + 8.31 = 19.155 \text{ mm}$$

## ۸- کنترل تغییر شکل

## ۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تج 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 غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند لذا 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 غیرسازه ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر مکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آبی ناشی از بارهای زنده است.	۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.
تبصره ۲ و ۳	$\frac{L}{240}$		۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای 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 غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه ای ایجاد شده است، نمی‌شود. اضافه تغییر مکان مورد نظر تفاضل این دو، 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.

$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه تغییر مکان درازمدت}} = (CASE1 - CASE2) + (CASE3 - CASE4) \\ = (21.45 - 17.06) + (43.3 - 19.15) = 28.53$$

$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه تغییر مکان درازمدت}} = 28.53 \text{ mm} < \left( \frac{L}{240} = \frac{7000}{240} = 29.16 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$

$$\Delta_L = (CASE1 - CASE2) = (21.45 - 17.06) = 4.39 < \left( \frac{L}{360} = \frac{7000}{360} = 19.4 \text{ mm} \right) \text{ OK}$$