

فصل ۶

طراحی تیر مرکب

طراحی کاربردی سازه های فولادی (جلد یک) - محسن گرامی

در این فصل:		
۶-۱	پیشگفتار	۲
۶-۲	تحلیل تیر مرکب	۵
۶-۳	طراحی تیرهای مرکب	۹
۶-۴	برشگیر	۱۴
۶-۵	خیز در تیر مرکب	۲۰
۶-۶	کنترل تغییر مکان در تیر مرکب همراه با اثر خزش و جمع شدگی بتن	۳۱
۶-۷	کنترل ارتعاش تیر مرکب	۳۳
۶-۸	تستهای فصل ششم	۳۵
۶-۹	مسائل فصل ششم	۳۹

۶-۱ پیشگفتار

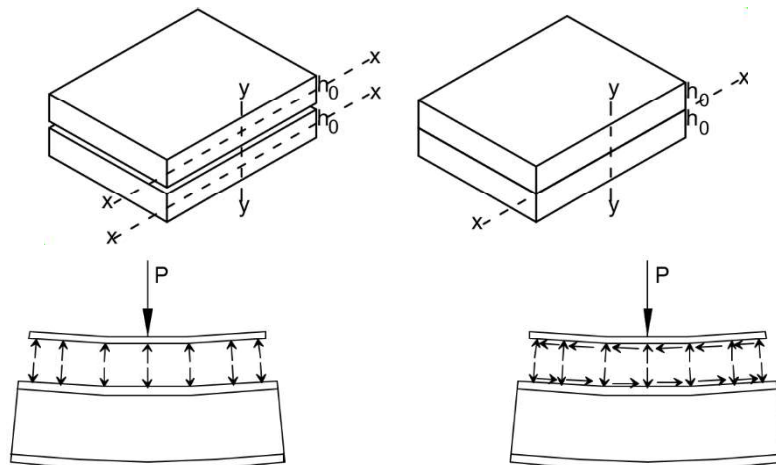
هنگامی که دال بتنی سقف توسط تیرهای فولادی تحمل شود و هیچ گونه اتصالی برای انتقال برش بین دال بتنی و تیر فولادی وجود نداشته باشد، در این صورت این دو عملکرد غیر مرکب خواهند داشت. در عملکرد غیر مرکب، دال بتنی و تیر فولادی هر کدام به تنهایی در تحمل بارهای خارجی نقش خواهند داشت. در سالهای اخیر استفاده از تیرهای مرکب که در آنها تیر فولادی و دال بتنی با تمهیدات و وسایل مناسب به یکدیگر متصل می‌شوند، رواج زیادی یافته است. این تیرها ظرفیت باربری بیشتری نسبت به تیرهای غیر مرکب دارند. استفاده از تیرهای مرکب موجب می‌شود تا حد امکان از خواص و مزایای فولاد نظیر مقاومت بالا و شکل پذیری زیاد، حداکثر استفاده به عمل آید و معایب آن نظیر خوردگی، کماتش و آتش‌سوزی به کمک پوشش بتنی تا حدی برطرف شود. در ضمن استفاده از تیرهای مرکب موجب صرفه جویی در مصرف فولاد، کاهش ارتفاع تیر و افزایش استحکام سقف در برابر بارهای وارده می‌شود.

۶-۱-۱ تئوری رفتار تیر مرکب^۱

بطور کلی هنگامی که دو قطعه بهم متصل هستند، عملکرد خمشی آنها بهتر از حالتی است که دو قطعه به صورت مجزا عمل می‌کنند. مثلاً برای دو قطعه به عرض b و ارتفاع h_o لنگر اینرسی دو قطعه با عملکرد مجزا $I = \frac{2bh_o^3}{12}$ و لنگر اینرسی دو قطعه با عملکرد یکپارچه $I = \frac{b(2h_o)^3}{12} = \frac{8bh_o^3}{12}$ خواهد بود. به عبارت دیگر، در صورتی که این دو قطعه به هم متصل باشند، لنگر اینرسی آنها چهار برابر حالت منفرد است.

تنها تفاوت تیرهای مرکب با تیرهای معمولی ساخته شده از یک جنس در رفتار و عملکرد توأم فولاد و بتن است. جهت درک رفتار مرکب، تیر شکل الف را در نظر بگیرید. در این تیر اگر از اصطکاک بین بتن و فولاد صرف‌نظر شود، هر یک از قطعات مستقلاً بخشی از بارهای وارده را تحمل خواهند کرد. مشاهده می‌شود که بتن تحت اثر بارهای قائم تغییرشکل داده و سطح تحتانی آن بر اثر کشش ازدیاد طول پیدا می‌کند، در حالی که سطح فوقانی تیر فولادی تحت فشار قرار گرفته و کاهش طول می‌یابد و بدین ترتیب در سطح تماس یک حالت غیر پیوسته اتفاق می‌افتد و چون از اصطکاک صرف‌نظر شده است تنها نیروهای قائم داخلی بین تیر فولادی و بتن وجود دارد.

وقتی قطعه مطابق شکل ب به صورت مرکب عمل کند، دیگر لغزش نسبی بین بتن و تیر فولادی وجود ندارد و نیروهای برشی در قسمت تحتانی بتن سبب فشرده شدن آن می‌گردند، در حالی که همین نیروها در قسمت فوقانی تیر فولادی سبب کشیده شدن و ازدیاد طول آن می‌شوند.

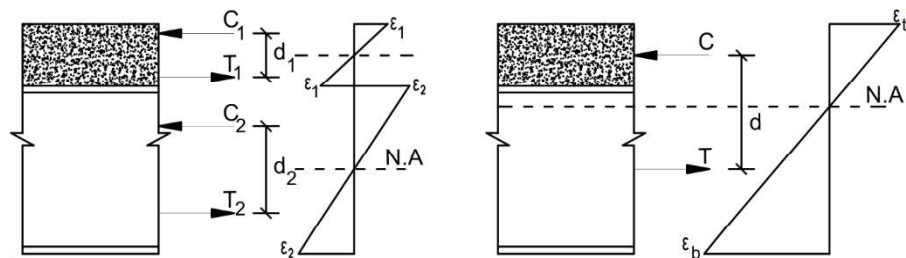


(الف) دو لایه با عملکرد مجزا

(ب) دو لایه با عملکرد لکپارچه

شکل ۱-۶ مقایسه عملکرد مقطع مرکب و غیر مرکب

چنانچه دال بتنی و تیر فولادی هر یک به صورت مجزا در تحمل بارهای وارده عمل کنند، آنگاه فرض مسطح ماندن صفحات عمود بر محور تیر پس از خمش منجر به توزیع کرنش خطی در هر یک از قسمتهای بتنی و فولادی تیر خواهد شد. شکل الف زیر، تیری را نشان می‌دهد که هیچ گونه اتصالی در محل تماس بتن و فولاد در آن وجود ندارد. در این شکل هر یک از قسمتهای دال بتنی و تیر فولادی رفتار جداگانه‌ای دارند و هر کدام دارای یک تار خنثی هستند. توزیع کرنش موجب توسعه تنشهای کششی و فشاری در هر یک از نواحی فولاد و بتن به صورت جداگانه می‌شود که برآیند آنها به صورت T_1, C_1, T_2, C_2 نشان داده شده است. با توجه به تعادل نیروهای کششی و فشاری در هر یک از قسمتهای بتن و فولاد لازم است که $T_1 = C_1$ و $T_2 = C_2$ باشد. در این صورت لنگر خمشی که تیر تحمل می‌کند، با رابطه $M = M_{slab} + M_{beam} = C_1 d_1 + C_2 d_2$ قابل محاسبه است.



(الف) عملکرد غیر مرکب

(ب) عملکرد مرکب

شکل ۲-۶ توزیع کرنش و تنش‌های ایجاد شده در رفتار مرکب و غیر مرکب

در رفتار مرکب مطابق شکل ب مقطع دارای یک محور خنثی می‌باشد و هیچ گونه لغزشی در محل اتصال آنها رخ نمی‌دهد و با توجه به تعادل نیروهای کششی و فشاری در مقطع $T = C$ خواهد بود که در این صورت لنگر خمشی که تیر تحمل می‌کند، با رابطه $M = Cd = Td$ قابل محاسبه می‌باشد. چون نیروی C از مجموع نیروهای $C_1 + C_2$ بزرگتر است و d نسبت به d_1, d_2 بزرگتر است، لذا لنگر خمشی در تیر مرکب بزرگتر است و عملکرد مرکب فولاد و بتن موجب افزایش ظرفیت باربری مقطع خواهد شد. در

صورت عملکرد تیر به صورت مرکب، لنگر اینرسی و اساس مقطع تیر بر اساس محور خنثی کل مقطع محاسبه می شود که مقادیر آن به مراتب از حالت رفتار تیر با عملکرد غیر مرکب بیشتر است.

۶-۱-۲ مزایای تیرهای مرکب

مزایای تیرهای مرکب عبارتند از:

- الف) رفتار توأم بتن و فولاد علاوه بر کاهش ارتفاع تیر، موجب کاهش مصرف فولاد به میزان تقریبی ۲۰ تا ۳۰ درصد خواهد شد.
- ب) عملکرد توأم دال بتنی و تیر فولادی موجب افزایش صلبیت سیستم کف سازه خواهد شد.
- ج) استفاده از تیرهای مرکب، ارتفاع سقفها را کاهش می دهد که این ویژگی در ساختمانهای بلند حائز اهمیت است.
- د) رفتار تیرهای مرکب در تحمل بارهای اضافی و اتفاقی از رفتار تیرهای غیر مرکب مناسبتر است.
- ه) هنگامی که دال بتنی در فشار قرار می گیرد به علت بالا بودن مقاومت فشاری، از دال به صورت بهینه استفاده می شود. در این حالت تیر فولادی در کشش به دلیل مقاومت کششی بالای خود عملکرد مطلوبی خواهد داشت.
- و) امکان تقویت بال پایین تیر در سقفهای مرکب به راحتی فراهم است و در بالا بردن اساس مقطع نقش مؤثری دارد.
- ز) در سقفهای کامپوزیت به دلیل فقدان بلوک، سقف سبکتر است و همچنین فضای کافی برای عبور تأسیسات برقی و مکانیکی فراهم است.

۶-۱-۳ معایب و محدودیتهای تیرهای مرکب

معایب تیرهای مرکب عبارتند از:

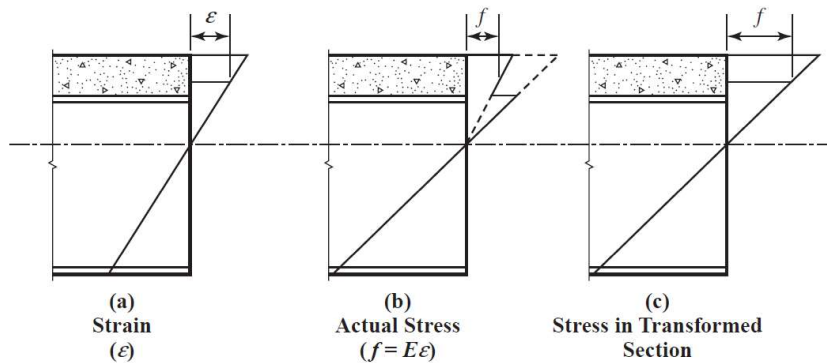
- الف) استفاده از سیستم مرکب در نواحی با لنگر منفی عملکرد نامطلوبی خواهد داشت زیرا بتن تحت کشش قرار می گیرد که با استفاده از تعبیه میلگردهای طولی مناسب در دال بتنی جهت تحمل لنگرهای منفی می توان این عیب را برطرف نمود.
- ب) پدیده خزش^۱ در بتن موجب تغییرشکلهای دراز مدت در تیر مرکب می شود که بایستی به نحو مناسبی در محاسبه تغییر مکان تیر مرکب در نظر گرفته شود.
- ج) پدیده انقباض^۲، موجب جمع شدگی بتن می شود که بایست به نحو مناسب در محاسبه تغییر مکان تیر مرکب در نظر گرفته شود.
- د) استفاده از تیرهای مرکب برای دهانه های کوتاه و تحت بارگذاری سبک می تواند مقرون به صرفه نباشد.
- ه) استفاده از سقف کاذب برای مخفی کردن تیرچه های فولادی، موجب افزایش هزینه های اجرای سقف مرکب می شود.
- و) سیستم مرکب به دلیل نداشتن بلوک، عایق صوتی ضعیفی است.
- ز) با توجه به کاهش ارتفاع تیر، لازم است به فرکانس ارتعاش تیر مرکب توجه بیشتری شود.

۶-۲ تحلیل تیر مرکب

تحلیل تیر مرکب و تعیین تنشها و تلاشهای آن، با توجه به مقایسه مقادیر تنشهای بتن و فولاد با مقادیر حدی الاستیک آنها، به دو وضعیت تحلیل تیر مرکب در حالت الاستیک و در حالت پلاستیک قابل تقسیم‌بندی است.

۶-۲-۱ توزیع تنش تیر مرکب در حالت الاستیک

چنانچه تنشهای اجزاء تیر از حد الاستیک خود خارج نشوند، وضعیت تنشها و کرنشها به صورت شکل زیر قابل بیان خواهد بود. در این حالت، صفحه مقطع در راستای عمود بر محور خمش، پس از تغییر شکل به صورت مسطح باقی خواهد ماند و نمودار کرنش در ارتفاع مقطع، به صورت خطی قابل ترسیم است. البته خطی بودن نمودار تنش در ارتفاع مقطع، مستلزم یکسان بودن مصالح مقطع است زیرا با توجه به رابطه $\sigma = E\epsilon$ تغییرات تنش در مصالح مختلف یکنواخت نبوده و در نمودار آن شکستگی ایجاد خواهد شد (شکل ب).



الف- وضعیت خطی کرنش

ب- وضعیت تنش در مصالح مختلف

پ- وضعیت خطی تنش فرضی (با فرض مصالح یکسان)

شکل ۶-۳ وضعیت تنش و کرنش در ارتفاع مقطع تیر مرکب، در حالت الاستیک

جهت سهولت در انجام محاسبات، مصالح بتنی با مصالح فرضی فولادی (با ارتفاع یکسان و عرض متفاوت) جایگزین شده و با توجه به برابری کرنش بتن با فولاد فرضی، رابطه $\epsilon_c = \epsilon_s \rightarrow \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow \sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c = n \sigma_c$ ، n نسبت مدول فولاد به بتن یا «ضریب مدول»^۱ است. چنانچه M لنگر اعمال شده به مقطع باشد، پس از محاسبه موقعیت تار خنثی الاستیک مقطع، تنش تار پایینی فولاد با رابطه $\sigma_{sb} = \frac{My_b}{I}$ و تنش تار بالایی فولاد با رابطه $\sigma_{st} = \frac{My_t}{I}$ قابل محاسبه است. تنش در تار بالایی بتن، با توجه به ضریب مدول، با رابطه $\sigma_c = \frac{M\bar{y}}{nI}$ قابل محاسبه خواهد بود.

^۱ Modular Ratio

مثال ۶-۱

تیر مرکب با مقطع IPE24 و لایه بتنی C30 به عرض 140cm و ضخامت 8cm مفروض است. چنانچه مقطع تحت لنگر ۸ تن متر قرار گیرد، مطلوبست تنشهای ماکزیمم ایجاد شده در فولاد و بتن.

(حل)

محاسبه مدول الاستیک بتن مطابق بند ۹-۱۳-۷ مبحث نهم

$$E_c = (3300\sqrt{f_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5}$$

در این رابطه جرم مخصوص بتن γ_c بر حسب $\frac{KN}{m^3}$ درج می شود.

$$C30 \rightarrow f_c = 30MPa$$

$$\gamma_c = 25 \frac{KN}{m^3}$$

$$E_c = (3300\sqrt{30} + 6900) \left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 28.3MPa \cong 283 \frac{ton}{cm^2}$$

محاسبه مقطع معادل فولادی در قسمت بتنی:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040}{283} = 7.21 \rightarrow use \ n = 7$$

$$b = 140cm \rightarrow \frac{b}{n} = \frac{140}{7} = 20cm$$

$$IPE24 \rightarrow A = 39.1cm^2, I_x = 3890cm^4$$

$$\bar{y} = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{20 \cdot 8 \cdot 4 + 39.1 \cdot \left(8 + \frac{24}{2}\right)}{20 \cdot 8 + 39.1} = 7.14cm < 8cm$$

ملاحظه می شود که تار خنثی در بتن قرار دارد.

$$I = \Sigma(I_i + A_i d_i^2) = \frac{20 \cdot 8^3}{12} + 20 \cdot 8 \cdot \left(7.14 - \frac{8}{2}\right)^2 + 3890 + 39.1 \cdot (20 - 7.14)^2 = 12787cm^4$$

تعیین فاصله تار خنثی تا بالا و پایین پروفیل فولادی

$$y_t = 8 - 7.14 = 0.86cm$$

$$y_b = 8 + 24 - 7.14 = 24.86cm$$

محاسبه تنش در بالا و پایین مقطع فولادی

$$M = 8 \ ton.m = 800ton.cm$$

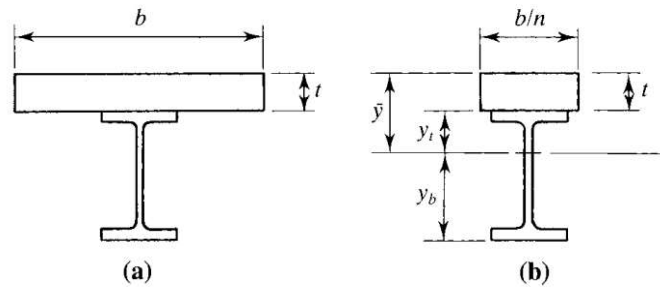
$$\sigma_{st} = \frac{My_t}{I} = \frac{800 \cdot 0.86}{12787} = 0.05 \frac{ton}{cm^2}$$

$$\sigma_{sb} = \frac{My_b}{I} = \frac{800 \cdot 24.86}{12787} = 1.55 \frac{ton}{cm^2}$$

مشاهده می شود که تنش لایه پایینی فولاد (تنش کششی) به مراتب بیشتر از تنش لایه بالایی (تنش فشاری) است.

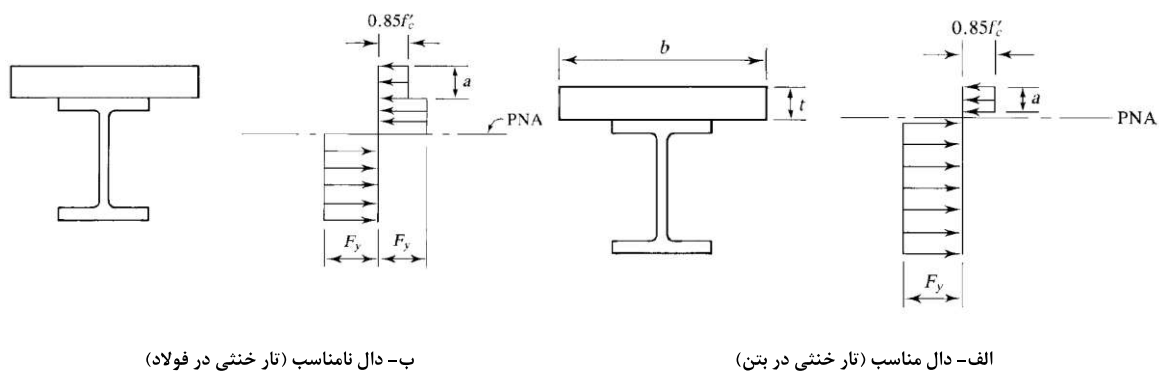
محاسبه تنش در لایه بالایی بتن

$$\sigma_c = \frac{M\bar{y}}{nI} = \frac{800 \cdot 7.14}{7 \cdot 12787} = 0.063 \frac{ton}{cm^2}$$



۶-۲-۲ توزیع تنش تیر مرکب در حالت پلاستیک

ظرفیت خمشی اسمی مقطع مرکب، با جاری شدن تمام مقطع فولادی و رسیدن بتن فشاری به حد خورد شدن (در لنگر مثبت) حاصل می‌شود. این وضعیت «توزیع تنش پلاستیک» نام داشته و مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ها، استفاده از این ظرفیت نیازمند برقرار بودن شرایطی مانند فشردگی جان است. با استفاده از توزیع تنش معادل ویتنی، تنش بتن به صورت یکنواخت با مقدار $0.85f_c$ قابل بیان می‌باشد. جهت محاسبه ظرفیت مقطع، ابتدا لازم است موقعیت تار خنثی پلاستیک تعیین گردد، سپس با مقایسه با ضخامت دال بتنی، بررسی با توجه به موقعیت تار خنثی پلاستیک امکانپذیر خواهد بود. شکل زیر توزیع تنش پلاستیک را در دو وضعیت در تیر مرکب نمایش می‌دهد.



ب- دال نامناسب (تار خنثی در فولاد)

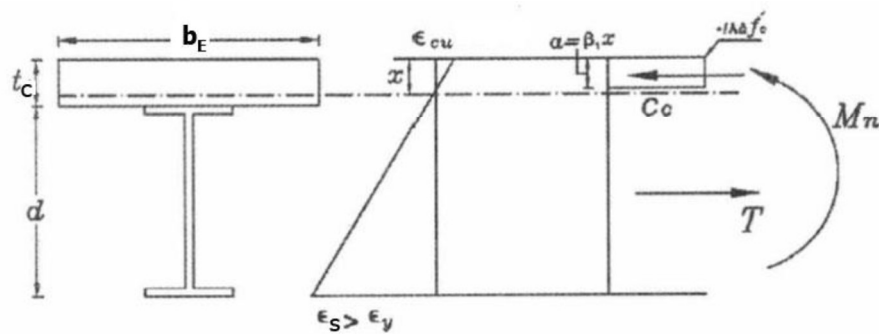
الف- دال مناسب (تار خنثی در بتن)

شکل ۴-۶ توزیع تنش پلاستیک در تیر مرکب

۱-۲-۲-۶ وضعیت دال مناسب

برای تعیین مقاومت خمشی اسمی مقطع مرکب، ابتدا باید محل تار خنثی مشخص گردد. تار خنثی ممکن است مطابق شکل زیر، داخل دال بتنی قرار گیرد و دال به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی فشاری باشد، این حالت را اصطلاحاً دال مناسب^۱ می‌نامند.

^۱ slab adequate



شکل ۵-۶ نمایش وضعیت دال مناسب

در این وضعیت نیروی فشاری دال برابر است با:

$$C_c = 0.85f_c b_E a \quad 1-6$$

نیروی کششی مقطع فولادی نیز با فرض به حد تسلیم رسیدن کل مقطع به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$T = A_s f_y \quad 2-6$$

از برقراری تعادل نیروهای کششی و فشاری، مقدار a بدست می‌آید:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f_c b_E} \leq t_c \quad 3-6$$

در نتیجه ظرفیت اسمی خمشی مقطع مرکب به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad 4-6$$

برای تعیین x بررسی کرنش در مقطع مرکب، مقدار a مشابه مقاطع بتن‌آرمه از رابطه $a = \beta_1 x$ بدست می‌آید. β_1 ضریبی

است که بستگی به مقاومت فشاری بتن دارد و مقدار آن از رابطه زیر قابل تعیین می‌باشد:

$$a = \beta_1 x \quad 5-6$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c$$

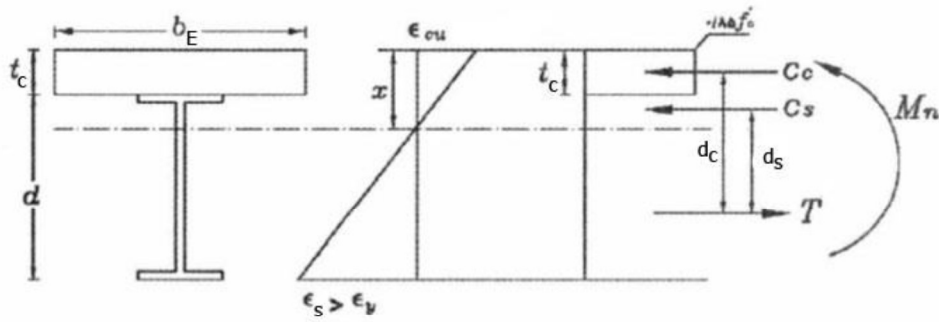
f_c بر حسب Mpa

۲-۲-۲-۶ وضعیت دال نامناسب

چنانچه تار خنثی پلاستیک در مقطع فولادی قرار گیرد، کل مقطع بتنی و بخشی از مقطع فولادی تحت فشار و بخش دیگری از

مقطع فولادی تحت کشش خواهد بود. این حالت را اصطلاحاً دال نامناسب^۱ می‌نامند.

^۱ inadequate slab



شکل ۶-۶ نمایش وضعیت دال نامناسب

در این وضعیت مقدار نیروی فشاری بتن از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_c = 0.85 f_c b_E t_c \quad ۶-۶$$

از تعادل نیروها نتیجه می‌شود:

$$T = C_c + C_s \quad ۷-۶$$

مجموع نیروهای کششی و فشاری فولاد برابر با مقدار ثابتی است.

$$T + C_s = A_s f_y \quad ۸-۶$$

با قرار دادن T نتیجه می‌شود:

$$C_s = \frac{A_s f_y - C_c}{2} \quad ۹-۶$$

با جایگذاری C_c مقدار C_s بدست می‌آید:

$$C_s = \frac{A_s f_y - 0.85 f_c b_E t_c}{2} \quad ۱۰-۶$$

ظرفیت خمشی مقطع مرکب از رابطه زیر نتیجه می‌شود:

$$M_n = C_c d_c + C_s d_s \quad ۱۱-۶$$

مقادیر بازوهای لنگر نیز بر اساس محل اثر نیروی T تعیین می‌گردند.

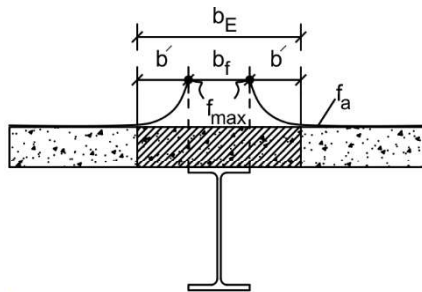
۶-۳ طراحی تیرهای مرکب

ضوابط طراحی و محدودیتهای یک مقطع مرکب از دیدگاه آیین‌نامه به شرح زیر است.

۶-۳-۱ عرض مؤثر دال بتنی (b_E)

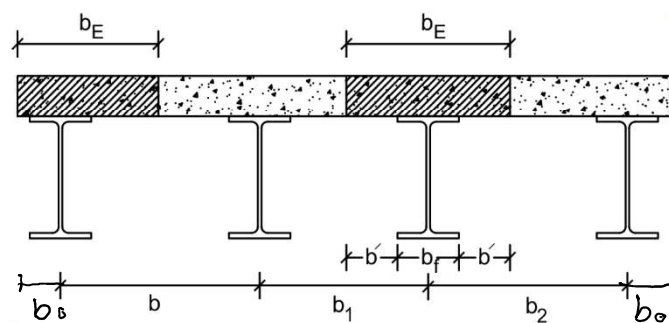
به منظور امکان محاسبه عملی مشخصات یک مقطع مرکب لازم است که از مفهوم عرض مؤثر استفاده شود. در شکل زیر دال بتنی با عرض بینهایت و تحت تنش نشان داده شده است. شدت تنش فشاری که در تار خارجی با f_a نشان داده شده است در محل تیر فولادی مقدار حداکثر خود را داشته و به صورت غیرخطی با افزایش فاصله از تیر فولادی کاهش می‌یابد. عرض مؤثر دال بتنی را

می توان مطابق شکل زیر برابر $b_E = b_f + 2b'$ در نظر گرفت. البته این مقدار برای تیرهای میانی و تیرهای کناری متفاوت است و طول تیر نیز در عملکرد تیر و مقدار عرض مؤثر تاثیرگذار خواهد بود.



شکل ۶-۷ توزیع تنش غیرخطی فشاری و تعیین عرض مؤثر دال بتنی

آیین نامه عرض مؤثر دال بتنی را که تیر با آن به صورت مرکب عمل می نماید، طبق روابط زیر پیشنهاد می کند. همچنین لازم به ذکر است که مبحث دهم حداقل ضخامت دال بتنی را برابر 8 cm در نظر می گیرد.



شکل ۶-۸ عرض مؤثر b_E در سیستم مرکب

$$b_E \leq \begin{cases} \min\left(\frac{L}{4}, \frac{b_1 + b_2}{2}\right) & \text{تیر میانی} \\ \min\left(\frac{L}{8}, b_o + \frac{b}{2}\right) & \text{تیر کناری} \end{cases} \quad ۱۲-۶$$

b_E	عرض مؤثر	L	طول دهانه تیر
b, b_1, b_2	فاصله محور تیر تا تیرهای مجاور	b_o	فاصله محور تیر تا لبه دال

۶-۳-۲ مقاومت در حین ساخت

تیرهای مرکب معمولاً به دو روش با و یا بدون استفاده از شمعهای موقت اجرا می شوند. در نرم افزارهای مهندسی رشته عمران مانند ETABS هر دو روش پیش بینی شده و بارهای Dead و Super Dead به صورت مجزا تعریف می شوند.

۱-۲-۳-۶ بدون استفاده از شمع موقت

در این حالت، تیر فولادی بایستی به تنهایی وزن مرده بتن تازه قبل از گیرش بتن و وزن خودش را تحمل کند. پس از گیرش بتن و عملکرد یکپارچه دال و تیر، مقطع مرکب برای کل بارهای وارده زنده و مرده طراحی می‌شود. بر این اساس کنترلها در دو وضعیت مختلف قبل از گیرش بتن و بعد از گیرش بتن انجام می‌شود:

a- قبل از گیرش بتن

در این وضعیت تیر فولادی بایستی به تنهایی قادر به تحمل لنگرهای خمشی $M_{D1} + M_{D11}$ باشد که M_{D1} لنگر ناشی از بارهای مرده دائمی و M_{D11} لنگر ناشی از بارهای مرده موقت مانند وزن قالب بندی و بارهای پیش‌بینی نشده (وزن بتن انباشته، وزن افرادی که بتن را اجرا می‌کنند و سایر موارد مشابه) است.

در حالتی که از شمعهای موقت استفاده نمی‌شود، مقطع فولادی باید به تنهایی قادر به حمل کلیه بارهای وارده قبل از دستیابی بتن به ۷۵٪ مقاومت فشاری بتن (f_c) باشد. مقاومت خمشی مقطع فولادی به تنهایی بر اساس توضیحات فصل خمش تعیین می‌گردد. در این وضعیت جهت محاسبه M_n تیر فولادی، باید مقادیر L_p, L_r, L_b کنترل گردند. در این وضعیت L_b برابر طول تیر می‌باشد.

لنگر خمشی M_{D1} ناشی از بارهای مرده دائمی مانند وزن پروفیل و وزن بتن.
لنگر خمشی M_{D11} ناشی از بارهای مرده موقت مانند وزن قالب بندی و بارهای پیش‌بینی نشده (وزن بتن انباشته، وزن افرادی که بتن را اجرا می‌کنند و سایر موارد مشابه).

از آنجا که بارهای مورد نظر در این مرحله از نوع مرده می‌باشند، معمولاً ترکیب بار $1.4D$ تعیین کننده است.
در طراحی، معمولاً شماره پروفیل تیر فولادی با توجه به وضعیت قبل از گیرش بتن طرح می‌شود.

b- بعد از گیرش بتن

پس از سفت شدن بتن و حذف شمعها، مقطع مرکب بایستی علاوه بر لنگر خمشی M_{D1} ناشی از بارهای مرده دائمی، لنگرهای خمشی M_{D2} ناشی از وزن کفسازی و وزن دیوارهای ثابت در طبقات و M_L ناشی از بار زنده وارد به کف و بار معادل تیغه بندی را تحمل کند. در این حالت لنگر خمشی M_{D11} ناشی از بارهای مرده موقت در محاسبات وارد نمی‌شود، زیرا وزن قالب‌بندی و بارهای پیش‌بینی نشده حذف می‌شوند.

در این حالت تیر دارای مهار جانبی است و جهت محاسبه M_n تیر حتماً $L_b \leq L_p$ برقرار می‌باشد زیرا بال فوقانی تیر در بتن واقع شده و دارای مهار جانبی پیوسته است یعنی $L_b = 0$ می‌باشد.

لنگر خمشی M_{D2} ناشی از وزن کفسازی و وزن دیوارهای ثابت در طبقات.
لنگر خمشی M_L ناشی از بار زنده وارد به کف و بار معادل تیغه بندی.

از آنجا که بارهای مورد نظر در این مرحله از نوع مرده و زنده می‌باشند، معمولاً هر دو ترکیب بار $1.4D$ و $1.2D + 1.6L$ کنترل می‌شوند.

۶-۳-۲ با استفاده از شمع موقت

در این روش اجرای تیرهای مرکب با استفاده از شمعهای موقتی انجام می شود که در زیر تیر فولادی قرار داده می شوند. در این حالت، وزن مرده بتن تازه به شمعهای موقت منتقل می گردد و در نتیجه لزومی به طراحی مقطع فولادی برای وزن بتن تازه نمی باشد. پس از گیرش بتن و عملکرد یکپارچه دال و تیر، شمعهای موقت برداشته می شوند و کل بارهای وارده توسط مقطع مرکب حمل می گردد. مدت زمان مورد نیاز پیش از باز کردن قالبها، به دمای محیط و نوع عضو بستگی دارد که در مبحث نهم مقررات ملی به صورت جدول ارائه شده است.

مقدار فولاد مصرفی روش دوم معمولاً کمتر از روش اول است، اما در روش دوم لازم است هزینه اجرای شمعهای موقت در نظر گرفته شود. تغییر شکل دال نیز در روش دوم کمتر از روش اول می باشد زیرا در روش اول، مقطع فولادی به تنهایی تحت اثر وزن مرده بتن قرار دارد.

۶-۳-۳ مقاومت خمشی اسمی مثبت مقطع مرکب

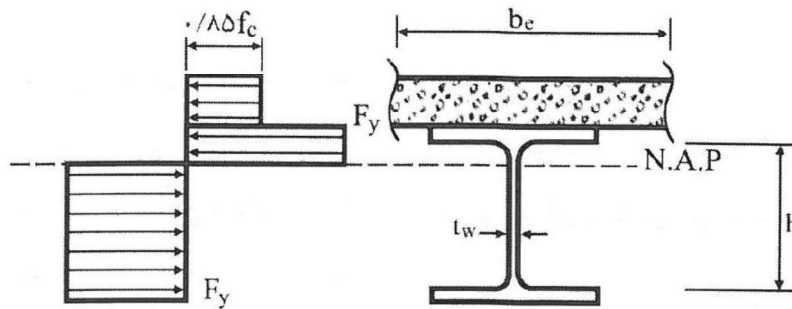
مقاومت خمشی لنگر مثبت طراحی $\phi_b M_n$ می باشد که در آن ϕ_b ضریب تقلیل مقاومت خمشی مساوی 0.9 و M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی بر اساس حالت حدی تسلیم است که بر حسب فشردگی جان، در دو وضعیت قابل محاسبه است.

۶-۳-۳-۱ وضعیت فشردگی جان تیر

مقدار مقاومت خمشی اسمی بر حسب فشردگی جان، در دو وضعیت توسط آیین نامه ها ارائه شده است.

a- جان فشرده

چنانچه جان مقطع فشرده باشد یعنی $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ مقاومت خمشی اسمی بر اساس توزیع پلاستیک در مقطع مرکب برای حالت حدی تسلیم (لنگر پلاستیک) تعیین می گردد. در این حالت، جان مقطع فشرده بوده و امکان کمانش موضعی وجود ندارد و در نتیجه لنگر پلاستیک مقطع حاصل می گردد. این حالت معمولاً برای مقاطع نورد شده کنترل کننده می باشد. شایان ذکر است که بررسی بال فشاری تیر برای کمانش موضعی ضرورت ندارد زیرا دال سقف علاوه بر جلوگیری از کمانش موضعی بال فشاری، به عنوان مهار جانبی پیوسته نیز عمل می کند.



شکل ۹-۶ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مرکب

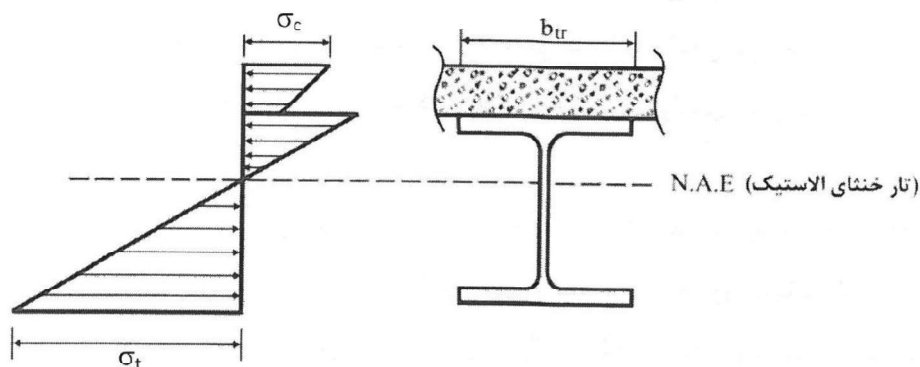
با توجه به شکل فوق تمام قسمت‌های فولاد تحت تنش یکنواخت f_y قرار دارد و تمام بتن در بخش فشاری خود تحت تنش یکنواخت $0.85f_c$ می باشد.

b- جان غیرفشرده

چنانچه جان مقطع غیر فشرده و یا لاغر باشد، یعنی $\frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ برقرار باشد، مقاومت خمشی اسمی بر اساس مجموع تنشها در مقطع مرکب با در نظر گرفتن اثرات شمعهای موقت برای حالت حدی تسلیم (لنگر پلاستیک) تعیین می گردد. این حالت معمولاً در مورد تیرورقها حاکم است.

توجه: تیرهای دارای جان غیر فشرده، در این کتاب مورد بررسی قرار نگرفته اند.

در این حالت، جان تیر غیرفشرده یا لاغر است و تنشهای حاصل از بارهای دائمی وارد به تیر بدون شمعهای موقت و قبل از گیرش بتن باید با تنشهای حاصل از بارهای وارده به مقطع مرکب پس از گیرش بتن جمع شوند. چنانچه از شمعهای موقت استفاده شود، کلیه بارهای وارده توسط مقطع مرکب حمل می گردد. روش مورد استفاده برای تعیین تنشها در مقطع مرکب، روش تبدیل مقطع با استفاده از نسبت مدول ارتجاعی می باشد. نسبت مدول برابر با نسبت مدول ارتجاعی فولاد به بتن است که از رابطه $n = \frac{E_s}{E_c}$ قابل محاسبه می باشد. طبق توصیه برخی مراجع نسبت مدول به نزدیکترین عدد صحیح گرد می شود. در این حالت دال بتنی به سطح مقطع فولاد معادل آن تبدیل می شود، به این ترتیب سطح مقطع بتن با به کار بردن عرضی برابر با $b_{tr} = \frac{bE}{n}$ به فولاد معادل تبدیل می شود.



شکل ۱۰-۶ توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل یافته

۶-۳-۴ مقاومت خمشی اسمی منفی مقطع مرکب

مقاومت خمشی منفی طرح $\phi_b M_n$ ، بر مبنای مقاومت خمشی اسمی مقطع فولادی به تنهایی و بر اساس توضیحات فصل خمش تعیین می شود که در آن ضریب تقلیل مقاومت برابر با ۰.۹ و M_n مقاومت خمشی منفی اسمی می باشد. به عنوان یک روش جایگزین و در صورت برقرار بودن شرایط زیر، می توان مقاومت خمشی منفی را بر اساس توزیع تنش پلاستیک در مقطع مرکب برای حالت حدی تسلیم (لنگر پلاستیک) به دست آورد.

- مقطع تیر فولادی فشرده و دارای مهار جانبی کافی باشد
 - در ناحیه لنگر منفی، دال بتنی به کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.
 - آرماتورهای دال به موازات تیر فولادی و در عرض موثر دال، شرایط لازم را برای رسیدن به حد تسلیم داشته باشند.
- در حالتی که مقطع فولادی فشرده و به صورت مناسبی مهار شده باشد و همچنین آرماتورهای طولی در عرض موثر مقطع به طور کامل ضوابط مربوط به چسبندگی و طول مهاری را برآورده نمایند، مقاومت اسمی خمشی منفی بر اساس توزیع تنش پلاستیک تعیین می گردد.

۶-۴ برشگیر

برای دستیابی به عملکرد مرکب در تیرهای ساخته شده از فولاد و بتن لازم است جریان یا نیروی برشی توسعه یافته در محل اتصال دو ماده به نحو مناسبی توسط قطعات اتصالی به نام برشگیر تحمل شود. انواع برشگیرهای متداول عبارتند از:

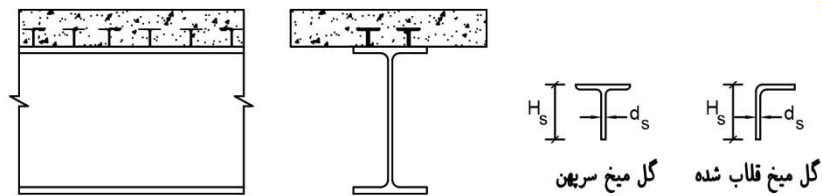
الف) گلمیخ با سر پهن یا قلاب شده

ب) ناودانی یا نبشی

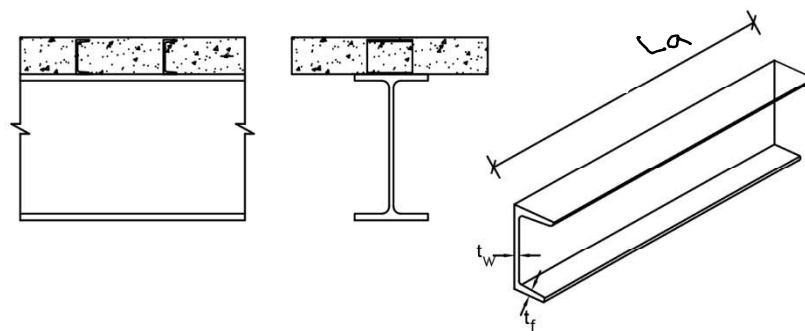
ج) میلگردهای مارپیچ

استفاده از برشگیرها به منظور یکپارچه کردن دال بتنی با تیرهای فولادی صورت می گیرد. همچنین برشگیرها نقش مهمی در ممانعت از بلند شدن دال بتنی از روی تیر فولادی ایفا می کنند. بدین منظور و برای تحویل عملکرد کامل در تیر مرکب لازم است

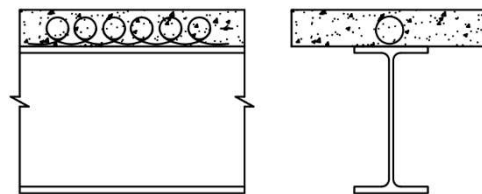
برشگیرها صلبیت کافی نیز برای جلوگیری از لغزش در محل اتصال داشته باشند. در شکل زیر انواع مختلف برشگیر نشان داده شده است.



الف) گل میخ



ب) ناودانی



ج) میلگردهای مارپیچ

شکل ۶-۱۱ انواع برشگیرهای رایج در تیرهای مرکب

۶-۴-۱ ضوابط طراحی برشگیرها^۱

اتصالات برشی مورد نیاز بین محل حداکثر لنگر مثبت یا منفی و محل مجاور لنگر صفر باید بین آن دو نقطه به طور یکنواخت توزیع شوند. اما در حالت بارهای متمرکز، تعداد اتصالات برشی مورد نیاز بین محل بار متمرکز و محل مجاور لنگر صفر باید به مقدار کافی برای حداکثر لنگر در محل بار متمرکز باشند. به عبارت دیگر فواصل اتصالات برشی معمولاً یکنواخت در نظر گرفته می‌شوند، مگر در موارد خاص و برای بارهای متمرکز که لازم است دقت بیشتری در مورد نحوه توزیع اتصالات برشی در نظر گرفته شود. در سقفهای عرشه فولادی، به جز برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورقهای فولادی شکل داده شده، اتصالات برشگیر باید دارای حداقل ۲۵

^۱ مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۹۲

میلیمتر پوشش بتنی جانبی باشند. حداکثر فاصله محور به محور برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت دال بتنی یا ۸۰ سانتیمتر بیشتر باشد.

تعداد اتصالات برشی مورد نیاز (n) بین محل حداکثر لنگر مثبت یا منفی و محل مجاور لنگر صفر از تقسیم نیروی برشی مورد نیاز (V_{hu}) به مقاومت اسمی یک اتصال برشی (Q_n) به دست می آید.

$$V_{hu} \leq V_{hn} = \sum Q_n = n \times Q_n \rightarrow n \geq \frac{V_{hu}}{Q_n} \quad ۱۳-۶$$

V_{hu}	نیاز مقاومت برشی افقی نهایی
V_{hn}	مقاومت برشی افقی اسمی
$\sum Q_n$	مجموع مقاومت های اسمی اتصالات برشگیر واقع در حد فاصل نقاط لنگر حداکثر و لنگر صفر
Q_n	مقاومت برشی اسمی هر برشگیر
n	تعداد برشگیر

توجه: تعداد برشگیر بدست آمده، برای محدوده نقاط لنگر صفر تا لنگر ماکزیمم است. در تیرهای ساده، این محدوده معادل نصف طول تیر بوده و تعداد برشگیرهای کل تیر، دو برابر مقدار محاسبه شده است.

۱-۴-۶ نیاز مقاومت برشی در ناحیه لنگر خمشی مثبت

برای عملکرد مرکب تیر فولادی با بتنی که تحت فشار ناشی از خمش می باشد، کل نیروی برش افقی V_h بین محل حداکثر لنگر مثبت و لنگر صفر بر اساس کمترین مقدار از حالت های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی تعیین می گردد.

$$V_{hu} = \min \left\{ 0.85 f_c A_c, f_y A_s \right\} \quad ۱۴-۶$$

f_c	مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن	A_c	سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر برابر $A_c = b_E t_c$
f_y	تنش تسلیم فولاد تیر	A_s	سطح مقطع تیر فولادی

۲-۴-۶ نیاز مقاومت برشی در ناحیه لنگر خمشی منفی

در تیرهای مرکب پیوسته که آرماتورهای طولی در محدوده لنگر منفی با فرض عملکرد مرکب با تیر فولادی طراحی می شوند، کل نیروی برشی افقی بین محل حداکثر لنگر منفی و لنگر صفر باید بر اساس حالت حدی تسلیم آرماتورهای طولی دال تعیین گردد. در این رابطه A_{sr} سطح مقطع کل آرماتورهای طولی در عرض موثر بر روی تکیه گاه داخلی است که امکان به حد تسلیم رسیدن آنها وجود دارد.

$$V_{hu} = f_{yr} A_{sr} \quad ۱۵-۶$$

A_{sr}	سطح مقطع کل آرماتورهای طولی در عرض موثر بر روی تکیه گاه داخلی
f_{yr}	تنش تسلیم آرماتورهای طولی

۶-۴-۲ برشگیر از نوع گل‌میخ

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرو رفته‌اند از رابطه زیر بدست می‌آید^۱:

$$Q_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c} \\ R_g R_p A_{sa} f_u \end{array} \right. \quad ۶-۱۶$$

Q_n	مقاومت برشی اسمی هر برشگیر گل‌میخ
A_{sa}	سطح مقطع گل‌میخ
f_u	حداقل مقاومت کششی نهایی گل‌میخ
f_c	مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن
E_c	مدول ارتجاعی بتن
R_g, R_p	ضرایب اصلاحی طبق جدول ۶-۱

جدول ۶-۱ مقادیر ضرایب اصلاحی R_p و R_g

R_p	R_g	حالت مقطع مختلط		
0.75	1.0	بدون استفاده از ورق فولادی شکل داده شده		
0.75	1.0	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	کنگره موازی با محور تیر	با استفاده از ورق فولادی شکل داده شده
0.75	0.85	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$		
0.6	1.0	یک گلمیخ در هر کنگره	کنگره عمود بر محور تیر	
0.6	0.85	دو گلمیخ در هر کنگره		
0.6	0.7	سه گلمیخ در هر کنگره (یا بیشتر)		

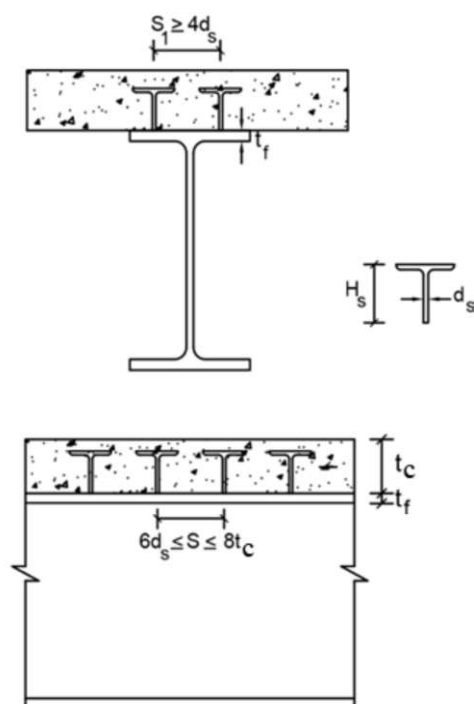
h_r ارتفاع اسمی ورقهای فولادی^۲ (مطابق شکل)

w_r پهنای متوسط کنگره‌های پر شده با بتن (مطابق شکل)

قطر گل‌میخ باید کمتر از ۲.۵ برابر ضخامت بالی که به آن جوش می‌شود باشد، مگر آنکه مستقیماً بالای جان مقطع فولادی جوش شود. حداقل فاصله محور به محور گل‌میخها در امتداد محور طولی تیر مرکب ۶ برابر قطر آن و در امتداد عمود بر محور طولی ۴ برابر قطر آن باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورقهای دوزنقه‌ای که فاصله مرکز تا مرکز حداقل در هر دو امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد.

^۱ به شکلهای ۱۰-۲-۸ و ۱۰-۲-۵ و ۱۰-۲-۸-۶ می‌بست دهم مراجعه

^۲ شکل صفحه ۱۲۴ می‌بست دهم شود.



شکل ۱۲-۶ نحوه قرار گیری گل میخ ها در تیر مرکب

مقاطع گلمیخ موجود مطابق جدول زیر دارای قطرهای ۱۰، ۱۳، ۱۶، ۱۹، ۲۲ و ۲۵ میلیمتر هستند و طول (ارتفاع) آنها بر اساس محاسبات تعیین می گردد که ۱۱۵ میلیمتر از طولهای متداول موجود در بازار است.

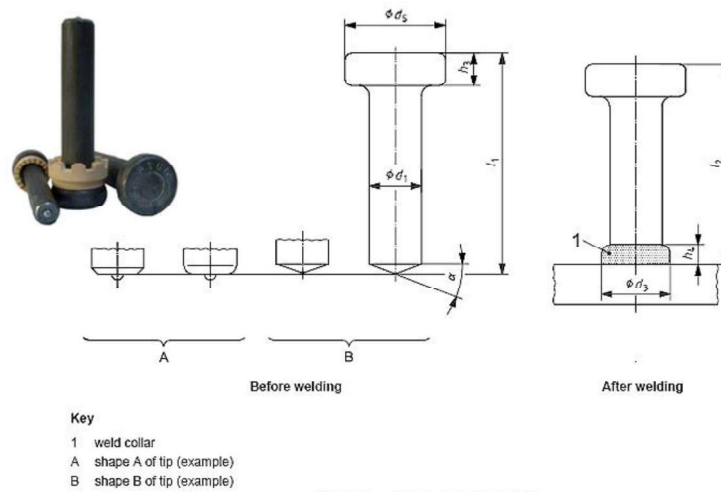


Figure 5 — Shear connector (SD)

Table 10 — Dimensions of shear connectors (SD) with l_2 according to Table A.4

Dimensions in millimetres

$d_1 - 0,4^{a,e}$	9,5	10	12,7	13	16	19	22	25	25,4
$d_5 \pm 0,3$	19		25		32 ^d	32	35	41	
d_3^c	13		17		21	23	29	31	
$h_3^{+1}_{-0,5}$	7		8		8	10	10	12	
h_4^c	2,5		3		4,5	6	6	7	
$\alpha \pm 2,5^\circ$	22,5 ^a		22,5 ^a		22,5 ^a	22,5 ^a	22,5 ^a	22,5 ^a	
$l_1 \pm 1,5$	$l_2^{b,c} + 3$		$l_2^{b,c} + 3$		$l_2^{b,c} + 4$	$l_2^{b,c} + 4,5$	$l_2^{b,c} + 5$	$l_2^{b,c} + 5,5$	

^a Excess diameter or production impressions in the shaft area below the head are permitted up to 0,5 mm, provided they do not affect proper plunge.

^b Tolerance on l_2 is $^{+1}_{-2}$ mm.

^c For special conditions, e.g. through-deck stud welding, the dimensions and the tolerances are not applicable.

^d May be reduced to 29 mm for shear application.

^e Use of the optional dimension depends on national regulations.

شکل ۶-۱۳ جدول مشخصات گلمیخ

تست اتصال جوش گلمیخ بر اساس آزمایشهای استاندارد انجام می‌شود که شکل زیر نمونه گلمیخ پس از اعمال ضربات چکش تست را نشان می‌دهد.



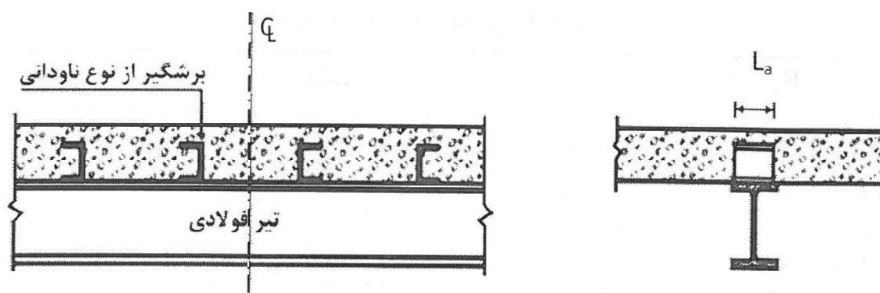
شکل ۶-۱۴ تست جوش گلمیخ

۳-۴-۶ برشگیر از نوع ناودانی

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می گیرند، از رابطه زیر بدست می آید:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_cE_c} \quad ۱۷-۶$$

Q_n	مقاومت برشی اسمی هر برشگیر ناودانی	L_a	طول ناودانی
f_c	مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن	t_f	ضخامت متوسط بال ناودانی
E_c	مدول ارتجاعی بتن	t_w	ضخامت جان ناودانی



شکل ۶-۱۵ برشگیرهای ناودانی

برای برشگیر ناودانی حداقل پوشش بتنی باید $2.5cm$ در نظر گرفته شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز ناودانی 500 میلیمتر است.

۵-۶ خیز در تیر مرکب

لازم به ذکر است کنترل خیز از کنترلهای بهره برداری می باشد لذا می بایست بارهای بدون ضریب مورد استفاده قرار گیرند. محاسبه تغییر مکان در تیرهای مرکب به نحوه اجرای آن بستگی دارد. با توجه به اجرای تیرهای مرکب در دو حالت با و بدون شمع بندی، نتیجه می شود:

الف) چنانچه در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع بندی استفاده شود، تغییر مکان حداکثر تیر مرکب در ناحیه الاستیک که دارای طول دهانه L و شامل بارهای مرده W_D و بارهای زنده W_L باشند، توسط رابطه زیر تعیین می شود:

$$\delta_{max} = \beta \frac{(W_D + W_L)L^3}{E_s I_c} \quad ۱۸-۶$$

I_c	ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته (تیر کامپوزیت)
β	ضریبی است که برای تعدادی از تیرها با بارگذاری و شرایط تکیه گاهی مختلف ارائه شده است.

مقطع تبدیل یافته مقطعی که سطح مقطع بتن با بکار بردن عرضی برابر با $b_{tr} = \frac{b_E}{n}$ به فولاد معادل تبدیل می شود. برای محاسبه لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته ابتدا باید تار خنثی الاستیک را یافته و سپس لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته از قانون محوره های موازی محاسبه می گردد.

ب) اگر در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع‌بندی استفاده نشود، تغییر مکان حداکثر تیر فولادی قبل از گیرش بتن تحت اثر بار مرده W_{D1} توسط رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\delta_{max(D1)} = \beta \frac{(W_{D1})L^3}{E_s I_s} \quad ۱۹-۶$$

I_s : ممان اینرسی تیر فولادی تنها

پس از گیرش بتن، تغییر مکان حداکثر تیر مرکب ناشی از بارهای مرده W_{D2} و بارهای زنده W_L توسط روابط زیر بدست می‌آید:

$$\delta_{max(D2)} = \beta \frac{(W_{D2})L^3}{E_s I_c} \quad ۲۰-۶$$

$$\delta_{max(L)} = \beta \frac{(W_L)L^3}{E_s I_c}$$

بنابراین تغییر مکان حداکثر ناشی از بارهای زنده و مرده در سیستم بدون شمع‌بندی برابر است با:

$$\delta_{max(D+L)} = \delta_{max(D1)} + \delta_{max(D2)} + \delta_{max(L)} \quad ۲۱-۶$$

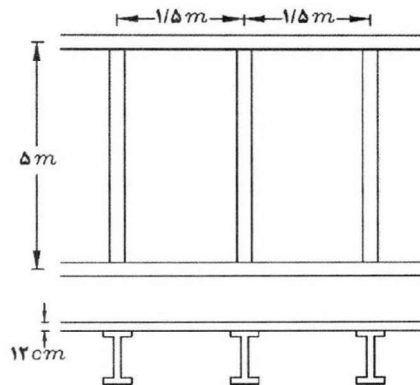
تغییر مکانهای حداکثر بدست آمده از خیز باید از مقادیر مجاز مطابق روابط زیر کمتر باشد:

$$\delta_{max(L)} \leq \frac{L}{360} \quad \text{برای بارزنده تنها} \quad ۲۲-۶$$

$$\delta_{max(D+L)} \leq \frac{L}{240} \quad \text{برای تمام بارهای مرده و زنده} \quad ۲۳-۶$$

مثال ۲-۶

سیستم کف نشان داده شده در شکل زیر متشکل از تیرهای IPE به فواصل ۱.۵ متر و طول دهانه ۵ متر با تکیه‌گاههای ساده و دال مرکب به ضخامت ۱۲ سانتیمتر را با استفاده از شمع موقت طراحی نمایید. بار مرده سقف $600 \frac{kg}{m^2}$ با در نظر گرفتن وزن تیر و بدون در نظر گرفتن وزن دال و بار زنده $500 \frac{kg}{m^2}$ است. مقاومت فشاری بتن $f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ می‌باشد.



شکل ۶-۱۶ نمایش سقف کامپوزیت (پلان تیر ریزی سقف)

حل) با استفاده از شمع موقت

در این حالت، سقف باید به صورت مرکب برای کلیه بارهای وارده طراحی گردد.

$$t_c = 12 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \cong 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$E_c = (3300\sqrt{21} + 6900) \left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 26518 \text{ MPa} \cong 270 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

گام ۱- محاسبه لنگر نهایی M_u

محاسبه بار گسترده خطی نهایی

$$\gamma_c = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cong 2.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$q_D = 0.12 \text{ m} \times 2.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1.5 \text{ m} + 0.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1.5 \text{ m} = 1.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_L = 1.5 \text{ m} \times 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 1.36 + 1.6 \times 0.75 = 2.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 1.36 + 1.6 \times 0.75 = 2.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

محاسبه لنگر نهایی با ترکیب بار $1.2D + 1.6L$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.83 \times 5^2}{8} = 8.85 \text{ ton.m} = 885 \text{ ton.cm}$$

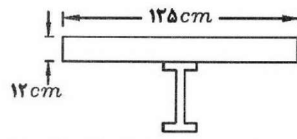
گام ۲- عرض موثر مقطع مرکب

عرض موثر مقطع مرکب با توجه به اینکه تیر مورد بررسی تیر میانی است، محاسبه می شود:

$$b_E \leq \min\left(\frac{L}{4}, \frac{b_1 + b_2}{2}\right) = \min\left(\frac{500}{4}, \frac{150 + 150}{2}\right) = \min(125, 150) = 125 \text{ cm}$$

$$A_c = b_E t_c = 125 * 12 = 1500 \text{ cm}^2$$

در شکل زیر مقطع مرکب نشان داده شده است:



گام ۳- حدس اولیه پروفیل فولادی

برای حدس اولیه M_n از آنجا که در مقطع کامپوزیت بال بالا تحت خمشی مثبت فشاری است و مهار جانبی سراسری دارد، با فرض استفاده از مقاطع نورد شده، می توان تیر را فشرده در نظر گرفت و همچنین با توجه به عملکرد کامپوزیت که باعث افزایش مقاومت تیر می شود، M_n مقدار بزرگتری از M_p در نظر گرفته می شود این میزان افزایش می تواند از ۲ تا ۳ برابر منظور شود. توجه شود که به علت شمع بندی تیر، عملاً زمانی شمع بندی حذف می شود که بال بالایی تیر با بتن درگیر شده و مهار پیوسته برقرار شود ($L_b = 0$) که در این حالت تیر در ناحیه یک خمشی قرار دارد.

چنانچه افزایش لنگر پلاستیک به میزان ۲ برابر فرض شود:

$$M_n \cong 2.0M_p$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \rightarrow \phi_b \times 2.0 Z f_y \geq M_u \rightarrow Z \geq \frac{M_u}{2\phi_b f_y} = \frac{885}{0.9 \times 2 \times 2.4} = 205 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{try IPE20}$$

با Z بدست آمده و با استفاده از جدول اشتال، IPE20 به عنوان مقطع کنترل انتخاب می گردد.

$$\text{IPE20} \rightarrow d = 20 \text{ cm}, A = 28.5 \text{ cm}^2, Z_x = 209.7 \text{ cm}^3$$

گام ۴- موقعیت تار خنثی پلاستیک

برای تعیین موقعیت تار خنثی پلاستیک، در ابتدا فرض می شود که منطقه فشاری به طور کامل در بتن قرار دارد (تار خنثی در ناحیه بتنی فرض می شود). سپس بعد از محاسبه a این فرض کنترل می شود.

$$f_c = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$0.85 f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 28.5 \times 2.4 \rightarrow a = 3.1 \text{ cm}$$

$$a = 3.1 \text{ cm} < t_c = 12 \text{ cm}$$

در نتیجه تار خنثی پلاستیک، در بتن قرار دارد.

گام ۵- محاسبه ظرفیت خمشی طراحی $\phi_b M_n$ و کنترل آن

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) = 28.5 \times 2.4 \times \left(\frac{20}{2} + 12 - \frac{3.1}{2} \right) = 1398.8 \text{ ton.cm}$$

$$\frac{M_n}{M_p} = \frac{1398.8}{209.7 \times 2.4} = 2.78$$

کنترل ظرفیت خمشی

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u = 885 \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 1399 = 1259 \text{ ton.cm} \rightarrow OK, \frac{1259}{885} = 1.42$$

مقطع جوابگوست. به دلیل اختلاف ۴۳ درصدی نیاز و ظرفیت، پروفیل با نمره کمتر نیز بررسی می گردد.

$$\text{IPE18} \rightarrow d = 18 \text{ cm}, A = 23.9 \text{ cm}^2, Z_x = 160.9 \text{ cm}^3$$

$$0.85f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 23.9 \times 2.4 \rightarrow a = 2.57 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) = 23.9 \times 2.4 \times \left(\frac{18}{2} + 12 - \frac{2.57}{2} \right) = 1130.9 \text{ ton.cm}$$

$$\frac{M_n}{M_p} = \frac{1130.9}{160.9 \times 2.4} = 2.93$$

$$M_u = 885 \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 1130.9 = 1017.8 \text{ ton.cm} \rightarrow OK, \frac{1017.8}{885} = 1.15$$

مقطع جوابگوست. به دلیل اختلاف ۱۵ درصدی نیاز و ظرفیت، پروفیل با نمره کمتر نیز بررسی می‌گردد.

$$IPE16 \rightarrow d = 16 \text{ cm}, A = 20.1 \text{ cm}^2, Z_x = 119 \text{ cm}^3$$

$$0.85f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 20.1 \times 2.4 \rightarrow a = 2.16 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) = 20.1 \times 2.4 \times \left(\frac{16}{2} + 12 - \frac{2.16}{2} \right) = 912.7 \text{ ton.cm}$$

$$\frac{M_n}{M_p} = \frac{912.7}{119 \times 2.4} = 3.19$$

$$M_u = 885 \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 912.7 = 821.4 \text{ ton.cm} \rightarrow NOT OK$$

در نتیجه مقطع IPE18 مناسب است.

ملاحظه می‌شود که با کاهش نمره پروفیل، نسبت ظرفیت خمشی اسمی مقطع به لنگر پلاستیک پروفیل افزایش می‌یابد و فرض افزایش آن به میزان ۲.۵ برابر، فرض مناسبی است.

گام ۶- کنترل فشردگی

در پروفیل‌های نورد شده، شرایط فشردگی مقطع برقرار است.

$$IPE18 \rightarrow b_f = 9.1 \text{ cm}, t_f = 0.8 \text{ cm}, d - 2k = 14.6 \text{ cm}, t_w = 0.53 \text{ cm}$$

$$\lambda_f = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{9.1/2}{0.8} = 5.7 \leq \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 11.08$$

$$\lambda_w = \frac{d-2k}{t_w} = \frac{14.6}{0.53} = 27.5 \leq \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 109.6$$

مقطع فشرده است.

گام ۷- طراحی برشگیرها

$$V_{hu} = \min(0.85f_c A_c, f_y A_s) \leq V_{hn} = \Sigma Q_n$$

با توجه به اینکه منطقه فشاری به طور کامل در بتن قرار دارد، انتظار می‌رود تسلیم فولاد کنترل کننده باشد و خردشدگی بتن تعیین کننده نباشد.

$$V_{hu} = \min(0.85f_c A_c, f_y A_s) = \min(0.85 \times 0.21 \times 1500, 2.4 \times 23.9) = \min(267.75, 57.36) = 57.36 \text{ ton}$$

با فرض استفاده از گلمیخ به قطر ۱۰ میلیمتر و حداقل ارتفاع ۴۰ میلیمتر، مقاومت برشی هر گلمیخ بدست می‌آید.

$$Q_n = \min(0.5A_{sa}\sqrt{f_c E_c}, R_g R_p A_{sa} f_u)$$

$$A_{sa} = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_{sa}\sqrt{f_c E_c} = 0.5 \times 0.785 \times \sqrt{0.21 \times 270} = 2.96 \text{ ton}$$

$$R_g R_p A_{safu} = 1 \times 0.75 \times 0.785 \times 4.5 = 2.64 \text{ ton}$$

$$Q_n = \min(2.96, 2.64) = 2.64 \text{ ton}$$

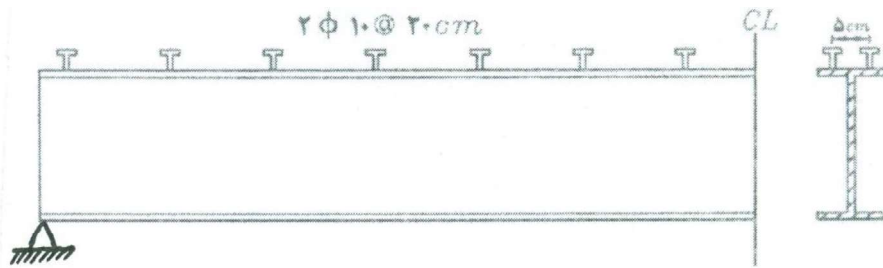
محاسبه تعداد گلمیخ (در نصف تیر):

$$V_{hu} \leq V_{hn} = \Sigma Q_n = n Q_n \rightarrow n \geq \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{57.4}{2.64} = 21.7 \Rightarrow n = 22 = 2 \times 11$$

تعداد گلمیخ بدست آمده باید در فاصله حداکثر لنگر مثبت و لنگر صفر توزیع شوند. اگر این فاصله با توجه به عرض تکیه‌گاهها به طور تقریبی 2.2m در نظر گرفته شود و با فرض دو گلمیخ در هر ردیف، فاصله گلمیخها به دست می‌آید.

$$s = \frac{220}{11} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 2\phi 10 @ 20 \text{ cm}$$

تیر طراحی شده به صورت کامپوزیت در حالت با شمع‌بندی در شکل زیر نشان داده شده است.



گام ۸- بررسی برش قائم تیر فولادی

با صرف‌نظر کردن از تحمل برش قائم بتن در مقطع تیر کامپوزیت، کل برش مقطع را باید تیر فولادی تنها تحمل کند.

برای مقطع پروفیل نورد شده با رابطه $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ برای بررسی برش نتیجه می‌شود:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{146}{5.3} = 27.5 \leq 64.7 \rightarrow C_v = 1, V_n = 0.6 f_y A_w C_v, \phi_v = 1$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 0.6 \times 2.4 \times (18 \times 0.53) \times 1 = 13.7 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{2.83 \times 5}{2} = 7.1 \text{ ton}$$

$$V_u = 7.1 \text{ ton} \leq \phi_v V_n = 13.7 \text{ ton} \rightarrow OK$$

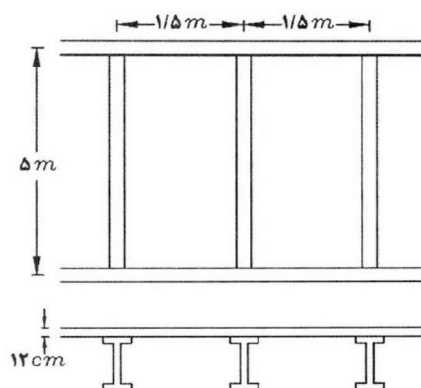
مقطع مورد بررسی از نظر برش نیز قابل قبول می‌باشد.

مثال ۳-۶ (تشابه با مثال قبل)

سیستم کف نشان داده شده شکل زیر متشکل از تیرهای IPE به فواصل 1.5 متر و طول دهانه ۵ متر با تکیه‌گاههای

ساده و دال مرکب به ضخامت ۱۲ سانتیمتر را بدون استفاده از شمع موقت طراحی نمایید. بار مرده $\frac{kg}{m^2}$ 600 بدون در نظر

گرفتن وزن دال و وزن تیر و بار زنده $\frac{kg}{m^2}$ 500 است. مقاومت فشاری بتن $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ می‌باشد.



شکل ۱۷-۶ نمایش سقف کامپوزیت (پلان تیر ریزی سقف)

حل) بدون استفاده از شمع موقت

در این حالت، تیر فولادی باید به تنهایی وزن مرده بتن را بتواند تحمل کند. تا قبل گیرش بتن با لحاظ نکردن روشی برای جلوگیری از کمانش جانبی تیر فولادی، عملکرد تیر فولادی به صورت مهار نشده می باشد.

$$t_c = 12 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \cong 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$E_c = (3300\sqrt{21} + 6900) \left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 26518 \text{ MPa} \cong 270 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

گام ۱- محاسبه ظرفیت خمشی M_n تیر فولادی قبل از گیرش بتن

$$\gamma_c = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cong 2.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

برای در نظر گرفتن وزن تیر، مقطع تیر معادل مقطع حالت قبل $IPE18$ فرض می شود.

$$IPE18: G = 18.8 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

با توجه به اینکه در این مرحله فقط بار بتن تازه (بار مرده) به تیر وارد می شود لذا ترکیب بار $1.4D$ از میان ترکیب بارهای مختلف، انتخاب می گردد.

$$q_{D1} = 0.12 \text{ m} \times 2.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1.5 \text{ m} + \frac{18.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{1000} = 0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_u = 1.4 q_{D1} = 0.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{0.67 \times 5^2}{8} = 2.09 \text{ ton.m} = 209 \text{ ton.cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.06 \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 105.7 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 \cdot S_x}} = \sqrt{\frac{101 \times 17.2}{2 \times 146}} = 2.44 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum (bt^3) = \frac{1}{3} [2 \times 0.8^3 \times 9.1 + 0.53^3 \times (18 - 2 \times 0.8)] = 3.92 \text{ cm}^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 \times 2.44 \frac{2040}{0.7 \times 2.4} \sqrt{\frac{3.92 \times 1}{146(18 - 0.8)} + \sqrt{\left(\frac{3.92 \times 1}{146(18 - 0.8)}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2.4}{2040}\right)^2}} = 374.8 \text{ cm}$$

$$L_b = 500 \text{ cm} > L_r = 378.8 \text{ cm}$$

برای محاسبه C_b نیاز به معادله لنگر می‌باشد که به صورت زیر بدست می‌آید.

$$R_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{0.67 \times 5}{2} = 1.67 \text{ ton}$$

$$M_x = -\frac{q_u x^2}{2} + R_A x = -0.335x^2 + 1.67x$$

$$M_A \left(x = \frac{1}{4} \times 5\right) = -0.335(1.25^2) + 1.67 \times 1.25 = 1.56 \text{ ton.m}$$

$$M_B \left(x = \frac{1}{2} \times 5\right) = -0.335(2.5^2) + 1.67 \times 2.5 = 2.08 \text{ ton.m}$$

$$M_C \left(x = \frac{3}{4} \times 5\right) = -0.335(3.75^2) + 1.67 \times 3.75 = 1.55 \text{ ton.m}$$

لازم به ذکر است مقادیر M_A و M_C به دلیل تقارن، یکسان هستند و اختلاف ناچیز ایجاد شده به دلیل خطای محاسباتی ناشی از روند کردن اعداد محاسبه شده است.

$$M_{max} = 2.08 \text{ ton.m}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m = \frac{12.5 \times 2.08}{2.5 \times 2.08 + 3 \times 1.56 + 4 \times 2.08 + 3 \times 1.55} \times 1 = 1.136$$

لازم به ذکر است ضریب C_b برای تیرهای ساده دارای بار گسترده همواره برابر مقدار فوق بدست می‌آید.

$$f_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = \frac{1.13 \times \pi^2 \times 2040}{\left(\frac{500}{2.44}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \times \frac{3.92 \times 1}{146 \times 17.2} \times \left(\frac{500}{2.44}\right)^2} = 1.33 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n = f_{cr} S_x = 1.33 \times 146 = 194.1 \text{ ton.cm}$$

گام ۲- کنترل تیر فولادی قبل از گیرش

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u = 209 \text{ ton.cm} \not\leq \phi_b M_n = 0.9 \times 194.1 = 174.7 \text{ ton.cm} \rightarrow \text{NOT OK}$$

پروفیل *IPE18* به صورت مهار نشده جوابگوی وزن مرده بتن و تیر نمی باشد، در نتیجه پروفیل *IPE20* انتخاب می شود. در این مرحله در صورت تغییر قابل توجه در وزن تیر، باید مقدار q_D دوباره محاسبه گردد.

$$IPE20: A_s = 28.5 \text{ cm}^2$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.24 \sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 114.9 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 \cdot S_x}} = \sqrt{\frac{142 \times 19.15}{2 \times 194}} = 2.65 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum (bt^3) = \frac{1}{3} [2 \times 0.85^3 \times 10 + 0.56^3 \times (20 - 2 \times 0.85)] = 5.17 \text{ cm}^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E} \right)^2}$$

$$L_r = 1.95 \times 2.65 \times \frac{2040}{0.7 \times 2.4} \sqrt{\frac{5.17 \times 1}{194(20 - 0.85)} + \left(\frac{5.17 \times 1}{194(20 - 0.85)} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2.4}{2040} \right)^2}$$

$$= 393.6 \text{ cm}$$

$$L_b = 500 \text{ cm} > L_r = 393.6 \text{ cm}$$

$$f_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$f_{cr} = \frac{1.136 \times \pi^2 \times 2040}{\left(\frac{500}{2.64} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{5.16 \times 1}{194 \times 19.15} \left(\frac{500}{2.64} \right)^2} = 1.41 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n = f_{cr} S_x = 1.41 \times 194 = 273.4 \text{ ton.cm}$$

$$M_u = 209 \text{ ton.cm} \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 273.4 = 246.1 \text{ ton.cm} \rightarrow OK$$

مقطع *IPE20* بدون مهار جانبی، جوابگو می باشد.

گام ۳- کنترل تیر مرکب پس از گیرش بتن

مقطع پس از گیرش و به صورت مرکب بررسی می شود. بدیهی است که مقطع در این حالت جوابگوست، اما مقطع کنترل می شود. برای تعیین موقعیت تار خنثی پلاستیک، در ابتدا فرض می شود که منطقه فشاری به طور کامل در بتن قرار دارد، سپس بعد از محاسبه a این فرض کنترل می شود.

$$IPE20 \rightarrow A = 28.5 \text{ cm}^2$$

$$0.85 f_c b_E a = A_s f_y \rightarrow 0.85 \times 0.21 \times 125 \times a = 28.5 \times 2.4 \rightarrow a = 3.07 \text{ cm}$$

$$a = 3.07 \text{ cm} \leq t_c = 12 \text{ cm}$$

در نتیجه تار خنثی در بتن قرار دارد (دال مناسب).

محاسبه M_n

$$M_n = A_s f_y \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) = 28.5 \times 2.4 \times \left(\frac{20}{2} + 12 - \frac{3.07}{2} \right) \frac{1}{100} = 1400 \text{ ton.cm}$$

کنترل ظرفیت خمشی

$$q_D = 0.12m \times 2.55 \frac{\text{ton}}{m^3} \times 1.5m + 0.6 \frac{\text{ton}}{m^2} \times 1.5m + \frac{22.4 \text{ kg/m}}{1000} = 1.38 \frac{\text{ton}}{m}$$

$$q_L = 1.5m \times 0.5 \frac{\text{ton}}{m^2} = 0.75 \frac{\text{ton}}{m}$$

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 1.38 + 1.6 \times 0.75 = 2.86 \frac{\text{ton}}{m}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.86 \times 5^2}{8} = 8.92 \text{ ton.m} = 892 \text{ ton.cm}$$

$$M_u = 892 \text{ ton.cm} \leq \phi_b M_n = 0.9 \times 1400 = 1259.8 \text{ ton.cm}$$

لازم به ذکر است مقطع مرکب IPE18 نیز احتمالاً پاسخگوی نیاز خمشی است ولی برای حالت قبل از گیرش، مناسب نیست. در نتیجه مقطع IPE20 مناسب است.

گام ۴- طراحی اتصالات برشی

در این حالت از اتصالات برشی ناودانی استفاده می‌شود. مقطع UNP6 انتخاب می‌شود تا مقداری پوشش بتن بالای ناودانی در نظر گرفته شود. طول ناودانی نیز با توجه به عرض بال تیر فولادی ۵ سانتیمتر انتخاب می‌شود.

$$V_{hu} = \min(0.85f_c A_c, f_y A_s) \leq V_{hn} = \Sigma Q_n$$

با توجه به اینکه منطقه فشاری به طور کامل در بتن قرار دارد، انتظار می‌رود تسلیم فولاد کنترل کننده باشد و خردشدگی بتن تعیین کننده نباشد.

$$V_{hu} = \min(0.85f_c A_c, f_y A_s) = \min(0.85 \times 0.21 \times 1500, 2.4 \times 28.5) = \min(267.75, 68.4)$$

$$V_{hu} = 68.4 \text{ ton}$$

مقاومت ناودانی به صورت زیر بدست می‌آید:

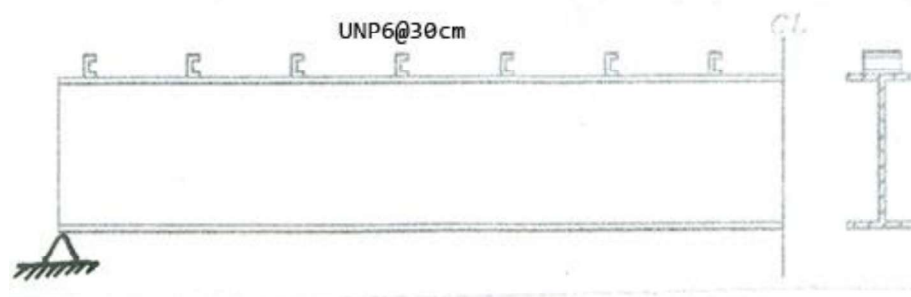
$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a \sqrt{f_c E_c} = 0.3(0.6 + 0.5 \times 0.6) \times 5 \sqrt{0.21 \times 270} = 9.78 \text{ ton}$$

محاسبه تعداد ناودانی‌ها طبق رابطه زیر برابر است با:

$$V_{hu} \leq V_{hn} = nQ_n \rightarrow n \geq \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{68.4}{9.78} = 6.99 \rightarrow n = 7$$

$$s \leq \frac{220}{7} = 32.9 \text{ cm} \rightarrow \text{use UNP6@30 cm}$$

تیر طراحی شده به صورت کامپوزیت در حالت بدون شمع‌بندی در شکل زیر نشان داده شده است.



مثال ۶-۴

تغییر شکل مقطع طراحی شده مثال قبل را در هر دو حالت با و بدون شمع بندی موقت به دست آورید و با مقدار مجاز مقایسه نمایید.

حل الف) با استفاده از شمع موقت

در این حالت ابتدا مقطع معادل فولادی تشکیل می شود، برای اینکار b_{tr} با فرض $n = 7$ از رابطه زیر بدست می آید:

$$b_{tr} = \frac{b_E}{n} = \frac{125}{7} = 17.85 \text{ cm}$$

با توجه به مقطع معادل فولادی $\bar{y}$ ارتفاع تار خنثی محاسبه می شود.

$$IPE18 \rightarrow A = 23.9 \text{ cm}^2, I_x = 1320 \text{ cm}^4$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{17.85 \times 12 \times 6 + 23.9 \times \left(12 + \frac{18}{2}\right)}{17.85 \times 12 + 23.9} = 7.51 \text{ cm}$$

از بتن کششی در محاسبه لنگر اینرسی مقطع مرکب صرف نظر می شود. لنگر اینرسی مقطع مرکب برابر است با:

$$I_c = I_x + A d^2 + \frac{1}{3} b_{tr} \bar{y}^3 = 1320 + 23.9 \times \left(12 + \frac{18}{2} - 7.51\right)^2 + \frac{17.85 \times 7.51^3}{3} = 8189.5 \text{ cm}^4$$

با محاسبه لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته، تغییر شکل تحت بار زنده محاسبه می شود.

$$q_L = 0.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 7.5 \times 10^{-3} \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\delta_{\max(L)} = \frac{5}{384} \frac{(q_L) L^4}{E_s I_c} = \frac{5}{384} \frac{7.5 \times 10^{-3} \frac{\text{ton}}{\text{cm}} \times 500^4}{2040 \times 8189.5} = 0.37 \text{ cm} \leq \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.4 \text{ cm} \rightarrow OK$$

تغییر شکل تحت بار مرده و زنده نیز با لنگر اینرسی مقطع تبدیل یافته محاسبه می شود.

$$q_D = 0.12 \times 2.55 \times 1.5 + 0.6 \times 1.5 = 1.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 13.6 \times 10^{-3} \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\delta_{\max(D)} = \frac{5}{384} \frac{q_D L^4}{E_s I_s} = \frac{5}{384} \frac{13.6 \times 10^{-3} \times 500^4}{2040 \times 8189.5} = 0.66 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_D + \delta_L = 0.66 + 0.37 = 1.03 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = 1.03 \text{ cm} \leq \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.1 \text{ cm} \rightarrow OK$$

تغییر شکل مقطع مورد نظر جوابگو می باشد.

حل ب) بدون استفاده از شمع موقت

در ابتدا تغییر شکل عضو فولادی تحت اثر وزن مرده بتن بدست می‌آید:

$$q_{D1} = 0.12 \times 2.55 \times 1.5 = 0.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 4.6 * 10^{-3} \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\delta_{\max(D1)} = \frac{5}{384} \frac{q_{D1} L^4}{E_s I_s} = \frac{5}{384} \frac{4.6 * 10^{-3} \times 500^4}{2040 \times 1940} = 0.95 \text{cm}$$

تغییر شکل عضو فولادی پس از گیرش بتن:

تار خنثی و لنگر اینرسی مقطع مرکب محاسبه می‌شود.

$$b_{tr} = \frac{b_E}{n} = \frac{125}{7} = 17.85 \text{cm}$$

$$IPE20 \rightarrow A = 28.5 \text{cm}^2, I_x = 1940 \text{cm}^4$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{17.85 \times 12 \times 6 + 28.5 \times (12 + \frac{20}{2})}{17.85 \times 12 + 28.5} = 7.9 \text{cm}$$

$$I_c = I_x + A d^2 + \frac{1}{3} b_{tr} \bar{y}^3 = 1940 + 28.5 \times \left(12 + \frac{20}{2} - 7.9\right)^2 + \frac{17.85 \times 7.9^3}{3} = 10540 \text{cm}^4$$

تغییر شکل ناشی از بار مرده علاوه بر وزن دال به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$q_{D2} = 0.6 \times 1.5 = 0.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 9 * 10^{-3} \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\delta_{\max(D2)} = \frac{5}{384} \frac{q_{D2} L^4}{E_s I_c} = \frac{5}{384} \frac{9 * 10^{-3} \times 500^4}{2040 \times 10540} = 0.34 \text{cm}$$

تغییر شکل ناشی از بار زنده:

$$\delta_{\max(L)} = \frac{5}{384} \frac{q_L L^4}{E_s I_c} = \frac{5}{384} \frac{7.5 * 10^{-3} \times 500^4}{2040 \times 9938} = 0.28 \text{cm} \leq \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.4 \text{cm} \rightarrow OK$$

$$\delta_{\max} = \delta_{D1} + \delta_{D2} + \delta_L = 0.95 + 0.34 + 0.28 = 1.57 \text{cm}$$

$$\delta_{\max} = 1.57 \text{cm} \leq \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.1 \text{cm} \rightarrow OK$$

تغییر شکل مقطع مورد نظر جوابگو می‌باشد.

۶-۶ کنترل تغییر مکان در تیر مرکب همراه با اثر خزش و جمع‌شدگی بتن

محاسبه خیز در تیرهای مرکب نمی‌تواند به صورت دقیق صورت پذیرد. افزون بر ترک خوردگی بتن در تیرهای سراسری رفتار

غیر خطی برشگیرها حتی زیر اثر بار بهره‌برداری، سبب دشواری محاسبه خیز حتی برای تیرهای ساده می‌شود. علاوه بر این، باید اثر

خزش بتن زیر اثر بارهای دائمی و نیز جمع‌شدگی آن در نظر گرفته شود.

۶-۶-۱ کنترل تغییر مکان در تیر مرکب همراه با اثر خزش بتن

برای وارد کردن اثر خزش، محاسبه لنگر اینرسی مقطع با کاهش ضریب ارتجاعی بتن صورت می‌پذیرد. این ضریب ارتجاعی کاهش

یافته که در واقع، ضریب ارتجاعی مؤثر بتن است، طبق رابطه زیر بیان می‌شود:

$$E_{ce} = \frac{E_c}{1 + c} \quad ۲۴-۶$$

E_{ce} ضریب ارتجاعی مؤثر بتن
 c ضریب خزش که به طور معمول برابر با ۲ فرض می شود.

بنابراین طبق رابطه فوق، ضریب ارتجاعی مؤثر بتن $E_{ce} = \frac{E_c}{3}$ خواهد بود. برای بارهای دائمی، لنگر اینرسی با استفاده از نسبت ارتجاعی مؤثر $n_e = \frac{E_s}{E_{ce}}$ حساب می گردد. بارهای دائمی، بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده هستند. برای محاسبه خیز ناشی از باقیمانده بار زنده همان نسبت ارتجاعی معمول بکار می رود. باید افزود، در پلهای مرکب محاسبه تنشها نیز با در نظر گرفتن اثر خزش صورت می پذیرد.

۶-۶-۲ کنترل تغییر مکان در تیر مرکب همراه با اثر جمع شدگی بتن

علاوه بر خزش، جمع شدگی بتن نیز منجر به خیز می شود. در اثر جمع شدگی نیرویی در تاوه بتنی به میزان زیر پدید می آید:

$$N_{sh} = E_{ce} \epsilon_{sh} b_E t_c \quad ۲۵-۶$$

N_{sh} نیروی جمع شدگی در بتن
 b_E عرض مؤثر دال بتنی
 t_c ضخامت دال بتنی
 ϵ_{sh} کرنش جمع شدگی آزاد بتن معمولی که مطابق آیین نامه اروپا، برای محیط خشک و مرطوب به ترتیب مساوی $10^{-6} \times 325$ و 200×10^{-6} معین گردیده است.

نیروی N_{sh} در مرکز سطح بتن عمل نموده و سبب ایجاد لنگر مثبت در تیرهای ساده می شود. لنگر مزبور از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$M_{sh} = N_{sh} e \quad ۲۶-۶$$

e فاصله بین مرکز سطح بتن و مرکز سطح کل مقطع تبدیل یافته، با تبدیل بتن به فولاد با n_e

لنگر M_{sh} در طول تیر ثابت است و منجر به خیز رو به پایین در تیر ساده می شود. این خیز از رابطه زیر بدست می آید:

$$\delta_{sh} = \frac{M_{sh} L^2}{8 E_s I_e} \quad ۲۷-۶$$

L طول تیر
 I_e ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته با n_e

در تیرهای سراسری از یک سو پیوستگی تیر باعث کاهش خیز شده و از سوی دیگر ترک خوردگی بتن سبب افزایش خیز می شود. خاطر نشان می کند، از آنجا که نمودار لنگر تابعی از تغییرات لنگر اینرسی در طول تیر است، طول ناحیه ترک خورده، خود با تکرار تحلیل، معین می شود. باید دانست، مطالعات انجام شده نشان می دهند، کاهش خیز ناشی از سراسری بودن تیر بزرگتر از میزان افزایش آن به خاطر ترک خوردگی است. به این خاطر، تحلیل تیر سراسری با چشم پوشی کردن از ترک خوردگی به صورت تیر دو سر مفصل برای هر دهانه در جهت اطمینان خواهد بود.

لازم به ذکر است، مقایسه آزمایشات صورت پذیرفته با نتایج تحلیل سازه بر مبنای روش ارائه شده نشانگر این است که روش نظری مزبور، خیز تیرها را بین ۱۵ تا ۲۰ درصد کم تخمین می‌زند.

۶-۷ کنترل ارتعاش تیر مرکب

علاوه بر خیز، باید ارتعاش سقفهای مرکب را به ویژه در محلی که فاقد تیغه بندی است، کنترل نمود. روشها و معیارهای متفاوتی برای تعیین فرکانس نوسان و نیز حد مجاز آن وجود دارد. به طور کلی، فرکانس ارتعاش یک تیر را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} \quad ۲۸-۶$$

g شتاب ثقل
 δ خیز وسط دهانه یک سیستم یک درجه آزادی معادل تیر، تحت اثر وزن آن است.

مقدار δ ، طبق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\delta = \frac{\delta_b + \delta_g}{1.3} + \delta_s \quad ۲۹-۶$$

δ_b خیز شاهتیر در محل اتصال به تیر
 δ_s تغییر مکان قائم ستون یا دیوار تکیه‌گاه شاهتیر

از عامل δ_s در ساختمانهای کوتاه می‌توان چشم‌پوشی نمود. باید دانست، در تیرهای سراسری گره ارتعاشی در تکیه‌گاهها پدید می‌آید و برای کنترل نوسان باید آنها را به صورت تیر ساده پنداشت. با توجه به دشواری بکارگیری روابط فوق، می‌توان از رابطه تقریبی زیر برای محاسبه فرکانس ارتعاش تیرها بهره جست:

$$f = K \sqrt{\frac{gEI_{tr}}{WL^4}} \quad ۳۰-۶$$

K مقدار این ضریب در این رابطه برای تیرهای ساده مساوی $\frac{\pi}{2}$ است.
 I_{tr} ممان اینرسی تبدیل یافته ترک نخورده تیر مرکب
 W بار وارد بر واحد طول تیر است که بار دایمی است و به طور معمول در آن تنها بار مرده در نظر گرفته می‌شود، گرچه می‌توان تا ۲۵ درصد بار زنده را نیز به آن افزود.

برای محاسبه ارتعاش تیرهای دو سر مفصل تحت بار مرده یکنواخت می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

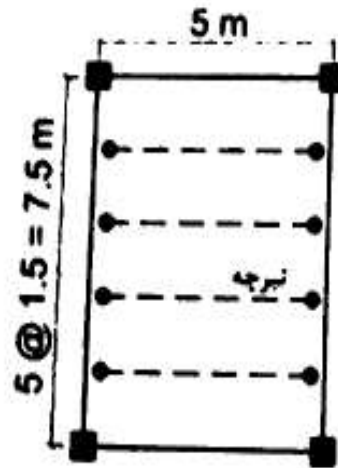
$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \quad ۳۱-۶$$

I ممان اینرسی تیر (m^4)
 L طول تیر (m)
 $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$ شتاب ثقل
 q_D بار مرده یکنواخت ($\frac{N}{m}$)
 E ضریب ارتجاعی مصالح تیر ($\frac{N}{m^2}$)

راهنمای مقررات ملی ساختمانهای فولادی ایران توصیه می‌کند، فرکانس ارتعاش تیرها از ۵ تا ۶ هرتز کوچکتر نبوده و در صورت امکان به حدود ۱۰ هرتز رسانده شود. افزون بر این، بهتر است نسبت ارتفاع مقطع به طول دهانه از ۱ به ۲۰ کوچکتر انتخاب نگردد.

۸-۶ تستهای فصل ششم

۱. در شکل زیر پلان یک ساختمان فولادی با تیرچه های مختلط نشان داده شده است. اگر ضخامت دال بتنی یک تخت برابر ۱۰۰ میلی متر و مقطع تیرچه های مختلط از IPE200 باشد و تیرچه ها دارای عملکرد مختلط کامل باشند. آنگاه بر اساس روش توزیع پلاستیک تنش، مقاومت خمشی طراحی تیرچه های مختلط بر حسب $kN.m$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (اردیبهشت-۹۷)



$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$F_c = 25 \text{ MPa}$$

$$W_c = 2500 \text{ Kg/m}^4$$

$$115(4)$$

$$96(3)$$

$$48(2)$$

$$128(1)$$

محاسبه عرض موثر بتن برای هر تیرچه:

$$b_e = 2 \times \min\left(\frac{5000}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 1250 \text{ mm}$$

۱۰-۲-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه گاه های تیر)

۲. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبه دال

ابتدا باید محل تار خشی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:

در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29 \quad \rightarrow \quad \frac{b_e}{m} = \frac{1250}{11.29} = 110.67 \text{ mm}$$

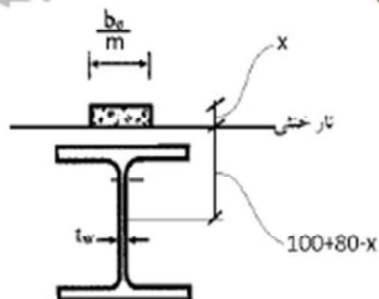
بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1250}{11.29} \times 100 = 11067 \text{ mm}^2$$

که بیشتر از مساحت IPE200 ($A_{IPE200} = 2850 \text{ mm}^2$) می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):

$$x \times 110.67 = 2850 \quad \rightarrow \quad x = 25.75 \text{ mm}$$

$$\varphi M_n = \varphi A F_y \left(100 + 100 - \frac{x}{2} \right) = 0.9 \times 2850 \times 240 \left(100 + 100 - \frac{25.74}{2} \right) = 115 \text{ kN.m}$$



۲. در یک سقف مختلط با بتن از رده C25 و تیر آهن های IPE200 (با سطح مقطع 2850) از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa، ضخامت دال 80 mm و عرض موثر دال بتنی هر تیر یک متر میباشد. مقاومت خمشی اسمی (M_u) مثبت هر تیر مختلط حدوداً چند KN میباشد؟ (مرداد ۹۴)

۸۴(۴)

۹۶(۳)

۱۱۲(۲)

۱۳۲(۱)

با توجه به اینکه IPE200 یک مقطع فشرده می باشد، نسبت h/t آن پایین بوده و مقاومت خمشی پلاستیک مقطع منظور خواهد شد (حالت از آیین نامه که در زیر آمده است).

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:

در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

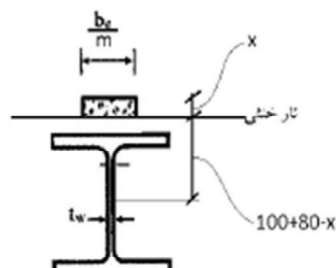
$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29$$

بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1000}{11.29} \times 80 = 7085 \text{ mm}^2$$

که بیشتر از مساحت فولاد می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):

$$x \times \frac{1000}{11.29} = 2850 \quad \rightarrow \quad x = 32.17 \text{ mm}$$



$$M_n = A F_y \left(100 + 80 - \frac{x}{2} \right) = 112117860 \text{ N.mm} = 112 \text{ kN.m}$$

۳. یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه ۶ متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی 100 mm ، تیرچه های فولادی IPE 200 ($A=2850 \text{ mm}^2$) به فاصله ۲ متر و عرض موثر دال بتنی هر تیرچه 1.5 m باشد و در صورتی که از ناودانی UNP 60 به طول ۶۰ میلی متر با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برش گیر استفاده شود. حداکثر فاصله ناودانی ها (بر حسب میلی متر) چقدر است؟ (رده بتن C30 با $30000 \text{ MPa} - E_c$ ، فولاد با $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، ضخامت جان ناودانی برابر $T_w = 6 \text{ mm}$ و ضخامت بال ناودانی برابر $T_r = 6 \text{ mm}$ بوده و تیر بار گسترده یکنواخت را تحمل می کند) (محاسبات مرداد ۹۴)

۶۰۰ (۴)

۴۰۰ (۳)

۸۰۰ (۲)

۲۰۰ (۱)

نیروی وارد بر برشگیرها (در نصف طول تیر) برابر است با:

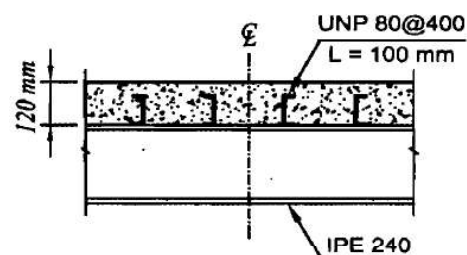
$$\text{Min}(0.85f_c A_c, F_y A_s) = \text{Min}(0.85 \times 30 \times 100 \times 1500, 240 \times 2850) = \text{Min}(3825000, 684000) = 684 \text{ kN}$$

مقاومت طراحی هر برشگیر برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_c E_c} = 0.3(6 + 0.5 \times 6)60\sqrt{30 \times 30000} = 153686.7 \text{ N} = 153.6 \text{ kN}$$

بنابراین تعداد برشگیرهای لازم در نیمه تیر برابر $\frac{684}{153.6} = 4.45$ می باشد و در کل تیر به اندازه ۱۰ برشگیر لازم خواهد بود که با توجه به اینکه کل طول تیر ۶ متر می باشد، فواصل آنها از هم برابر $\frac{6000 \text{ mm}}{10} = 600 \text{ mm}$ خواهد بود.

۴. مقاومت برشی افقی اسمی (V_{hn}) تیر مقطع مختلط نشان داده شده که متکی بر دال بتنی می باشد. بر حسب کیلو نیوتن به کدام مقدار زیر نزدیک تر است؟ تیر مختلط به صورت تیر دو سر ساده به طول ۶ متر بوده و تحت بار گسترده یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناودانی ها در طول تیر ۱۶ عدد می باشد. ناودانی ها دارای طول 100mm ضخامت جان 6mm و ضخامت بتن دال دارای $E_c=25000 \text{ MPa}$ و $F_c=25 \text{ MPa}$ است، فاصله ناودانی ها از یکدیگر ۴۰۰ میلی متر است.



۵۲۱ (۴)

۱۳۰۴ (۳)

۲۰۸۷ (۲)

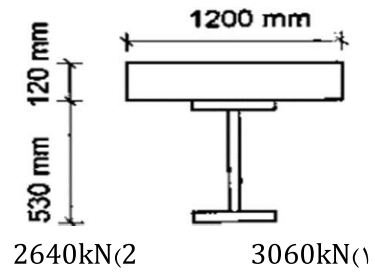
۲۶۰۹ (۱)

مقاومت هر ناودانی برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_n\sqrt{f_c E_c} = 0.3(8 + 0.5 \times 6) \times 100\sqrt{25 \times 25000} = 260888 \text{ N} = 261 \text{ kN}$$

۵. یک تیر دو سر ساده با مقطع خمشی، تشکیل شده است از یک تیر ورق I شکل با جان PL 500 * 10mm و بال های PL 200 * 15 mm. ضخامت دال 120mm و عرض موثر آن در هر طرف تیر 600 mm است. میلگرد دال

S340 رده بتن C25 و فولاد تیر ورق ST37 ($F_y=240 \text{ MPa}$, $F_u=370 \text{ MPa}$) فرض میشود. برای عملکرد مختلط کامل این تیر ، مقاومت برشی افقی مورد نیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (محاسبات خرداد ۹۳)



$$\left. \begin{aligned} V_{hu} &= 0.85 \times 25 \times 1200 \times 120 = 3060 \text{ kN} \\ V_{hu} &= 240 \times (500 \times 10 + 2 \times 200 \times 15) = 2640 \text{ kN} \end{aligned} \right\} V_{hu} = 2640 \text{ kN}$$

۶-۹ مسائل فصل ششم

توجه:

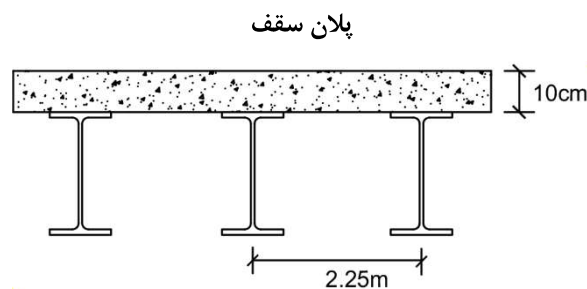
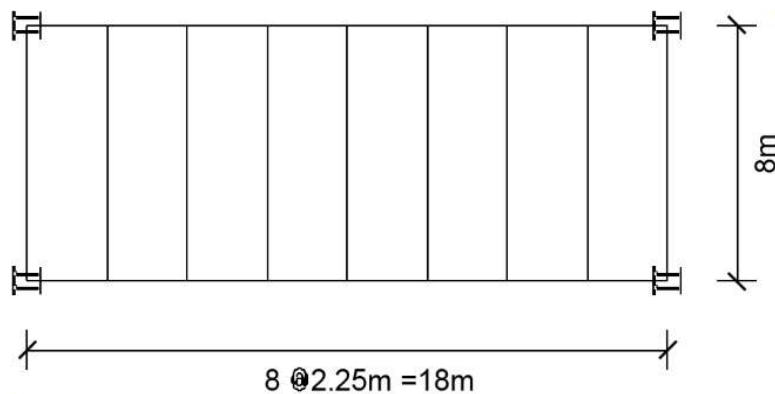
- فولاد مصرفی پروفیلها و ورقها از نوع ST37 می باشد.
- در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.
- وزن تیر به صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.
- پارامتر K طبق مقادیر اعلام شده فرض می شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq K \leq 40$$

تمرین ۶-۱

برای پوشش یک سقف با ابعاد $8m \times 18m$ از تیرهای فولادی به فواصل $2.25m$ و پوشش بتنی C25 به ضخامت $10cm$ مطابق شکل زیر استفاده شده است. چنانچه بارهای وارده شامل بار سقف کاذب و گچ خاک و سفیدکاری مجموعاً $80 \frac{kg}{m^2}$ و پوشش روی دال بتنی از ملات موزاییک با ضخامت 5 سانتیمتر به میزان $100 \frac{kg}{m^2}$ و بار معادل تیغه بندی برابر $100 \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده q_L باشند، تیرهای مرکب میانی را از نیمرخ IPE در دو حالت اجرا با شمع بندی و اجرا بدون شمع بندی با اتصالات برشی گلمیخ طراحی کنید.

$$q_L = 0.01K \frac{ton}{m^2}$$



تمرین ۲-۶

جهت پوشش سقف نشان داده شده در شکل، تیرچه‌های مرکب از نیمرخ *IPE* و دال بتنی با ضخامت ۱۰ سانتیمتر و تیر اصلی از نیمرخ *IPB* ورق تقویتی در جان استفاده شده است. از ناودانی به عنوان برشگیر استفاده می‌شود.

$$\text{ضخامت دال} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{بار زنده کف} = 0.015 \kappa \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{بارمعادل تیغه بندی (زنده)} = 0.110 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_y = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c = 0.28 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

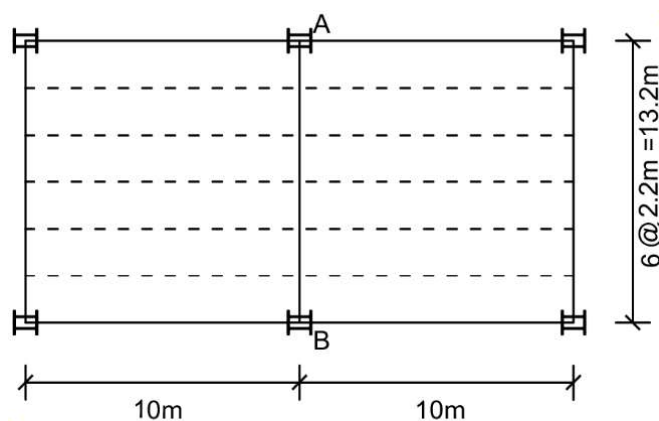
$$\gamma = 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\text{بار کف سازی} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

مطلوبست:

الف) طرح کامل تیرچه مرکب

ب) طراحی کامل تیر اصلی دو سر مفصل *AB* از *IPB* (به صورت غیر مرکب)



تمرین ۳-۶

بخشی از پلان تیرریزی یک ساختمان اداری در شکل زیر آمده است. مطلوبست طراحی تیرچه‌های مرکب آن از *IPE* در دو حالت زیر. برشگیر از نوع گل میخ می باشد.

الف) اجرا با شمع بندی

ب) اجرا بدون شمع بندی

$$\text{ضخامت دال} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{بار زنده کف} = 0.015 \kappa \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

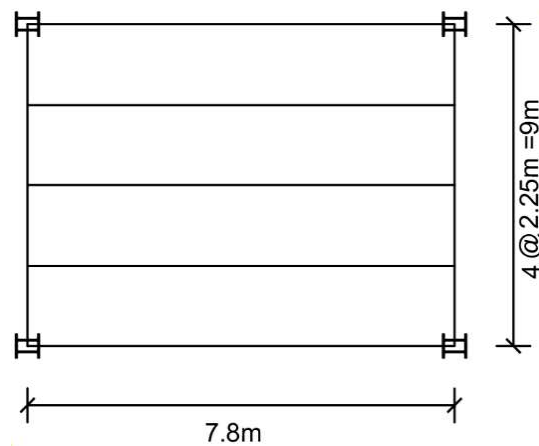
$$\text{بارمعادل تیغه بندی (زنده)} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_y = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma = 2.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\text{بار کف سازی} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

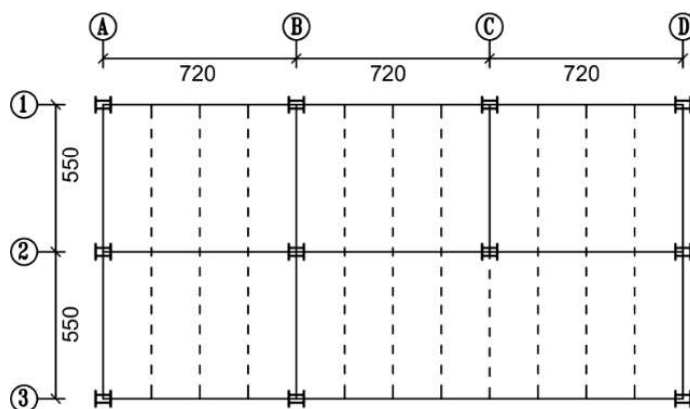


تمرین ۶-۴

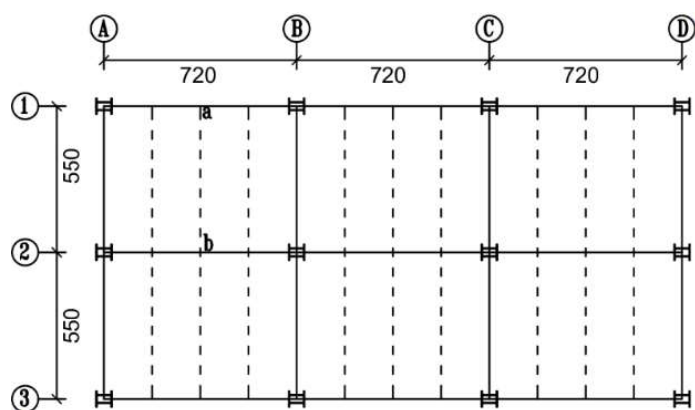
در یک ساختمان سه طبقه، چهار ردیف ستون مانند شکل زیر به فواصل 7.2m از هم قرار دارند. کف این ساختمان از یک دال بتنی به ضخامت 10cm ساخته شده که بار زنده آن q_L است. در نظر است با حذف یک ستون در طبقه پایین، دهانه وسط به 14.4m برسد. شاه تیر مذکور به طول 14.4m دارای محدودیت ارتفاعی به میزان 63cm می باشد. این شاه تیر باید علاوه بر بار ستونهای طبقه بالاتر، وزن سقف طبقه خود را نیز تحمل نماید. تیرچه ها به فاصله 2.4m از هم قرار می گیرند. بار هر ستون در طبقات بالایی 270kN (بار مرده) و 675kN (بار زنده) می باشد. محل تیرچه ها به عنوان مهار جانبی برای شاه تیر در نظر گرفته می شود. مطلوب است طراحی موارد زیر از پروفیل IPE

الف) طراحی تیرچه ab ب) طراحی تیرچه $1D - 2D$ ج) طراحی شاه تیر $3B - 3D$ در پلان طبقه اول

$$q_L = 0.015 \kappa \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



پلان طبقه اول



پلان طبقه دوم و سوم

