

بسم الله الرحمن الرحيم



برای شرکت در دوره های آموزشی حضوری و آنلاین ، تهیه فیلم ها و جزوات برتر عمرانی به وبسایت گروه مهندسی سبزسازه مراجعه نمایید و از بهترین ها لذت ببرید.



FACULTY OF ENGINEERING

Tehran University

PO. Box. 11365-4563

Tehran, Iran

Fax: 009821 - 6461024

..... No.

..... Date.

..... App.

س زه های فولادی پیسرفته

فهرست مطالب

۱ - پیه های ترکیب فولادی بتنی

۹ - گمانش ورقهای سطح

۱۲ - خرابیها

۱۳ - سیمها (در داخل جزوه نیست)



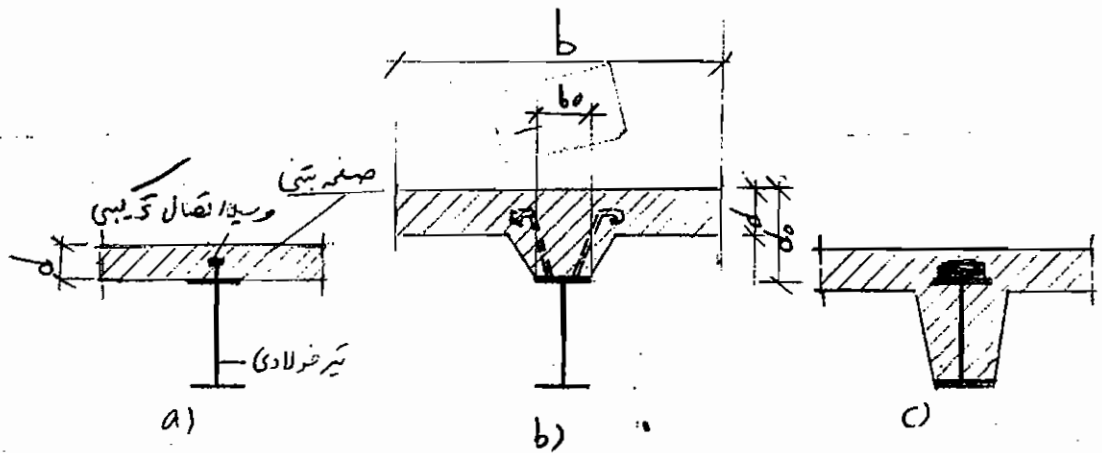
دانشگاه هزن
دانشکده فنی

سازمان عمران
دکتر محمد صادق آذر

۸- تیرهای مرکب فولادی بتنی (Composite Construction)

۸-۱- اصولیات

در ساختن تیرهای بلند و مهم چنین پلی سازی بسیار پیش یابید که صفحات بتنی (دال بتنی) بر روی تیرهای فولادی گذاشته یا دقیقتر بگوییم یکپاره داده میشوند و طرح شکله در صورت وجود همکاری مابین تیر فولادی و صفحه بتنی "تیر فولادی بتنی" نامیده میشود که مقاومتش برابر یا بیشتر از مقاومت تیر فولادی بتنی است. ایجاد همکاری مابین تیر فولادی و صفحه بتنی بوسیله همپون اتصال مابین این دو امکان پذیر است که بتواند نیروهای برشی حاصل از قفسه فیما بین تیر و صفحه را انتقال داده و از تنش این دو محضر بر علیه یکدیگر جلوگیری کند. صفحه بتنی میتواند در انواع مختلف بر تیر فولادی نصب گردد و در شکل ۸-۱ سه حالت مختلف رسم شده اند.



شکل ۸-۱

حمل نیروی برشی فیما بین صفحه و تیر را بابت کم بودن سطح اصطکاک مابین این دو بعد از وسایل اتصال ترکیبی (میدهای عکاب و غیره) میگزارند. وسعی میشود که نقطه تحمل کم نیخ تیر مرکب زیر صفحه بتنی باشد تا به این ترتیب صفحه بتنی در قسمت رگ و تیر فولادی در قسمت کششی قرار گرفته و از خواص هر دو مصالح ساختمانی بهر احسن استفاده گردد. چون مقاومت کششی بتن برابر یا بیشتر از مقاومت کششی آس بوده و فولاد کششی کششی را برآوردن همگونی در سوار می تواند حمل کند.



تیرهای مرکب فولادی بتنی که در ساختن سقفها و کف پلها بکار میرود دارای مقاومت بیشتری بوده و میتوان از آن برای دهانه‌های بزرگ استفاده نمود. صرفه جویی از حیث صرف مصالح زیاد بوده چون صفحه بتنی بعنوان ردپوش بودن هماری با فولاد هم تراز ناخواه لازم بود و با ایجاد همکاری با تیر فولادی در افزایش خواص تحمل نیرو سهم شده و در نتیجه از مصرف فولاد کاسته میشود. در اثر همین همکاری همان ایزر می نمیشد که بزرگتر شده و در نتیجه خرید تغییر شکل تیرهای مرکب فولادی بتنی کاهش می آید. ^{دقت} تیرهای مرکب فولادی بتنی مسایل دیگری که ناشی از خواص بتن میباشد بر مسایل فولاد افزوده میشوند. آنکه عبارتند از:

الف) تغییر بودن خواص اربامیت فولاد و بتن

ب) در اثر خاصیت خوش بتن بهر دو زمان بر تغییر شکل یک تیر بتنی تحت تنش ثابت در طول دوره گریز در حالیکه این تغییر شکل در اثر تنش ثابت در فولاد تقریباً بدون تغییر میباشد در نتیجه با این فولاد و صفحه بتنی یک تنش تغییر کنش بوجود می آید که یک تنش داخلی می باشد و این تنشهای تغییر کرنش باید در محاسبات مراعات گردند.

پ) از حجم بتن در اثر سفت شدن با تغییر رطوبت کاسته شده و هم چنین بهر دو زمان در اثر تغییرات میزان رطوبت هوا یک تغییر هم در بتن بوجود می آید که در اثر همانفت تیر فولادی از تغییر شکل آزاد بتن تنشهای داخلی جمع شده می آید. بتن بوجود می آید.

ت) تغییر خواب در تیر مرکب فولادی بتنی از آنجا می آید که فربانبات هر دو مصالح تقریباً مساوی هستند ولی تنشهای داخلی نمیکنند ولی در دستکاههای سافتمانی نامعین تولید تنشهای دما می کند.

در فصلهای دیگر این بخش اول تئورسی تیرهای مرکب فولادی بتنی مطالعه گشته و سپس



۱۱-۱

اس

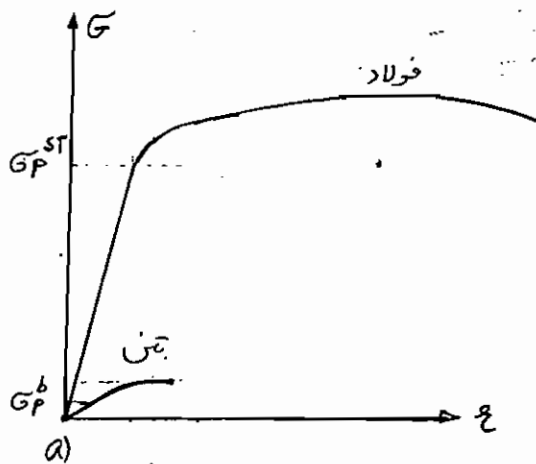
تشریح و جمع‌بندی ۱۱ بدست آوردن و اثر دما بر برسی می‌شود. محاسبه و پائل اتصال ترکیبی و طرز بست و انواع آن‌ها ذکر و پس اصول طراحی با ذکر مثال‌های مختلف مطرح می‌شوند

۱-۲-۲- تئوری ضرس تیرهای مرکب فولادی بتنی

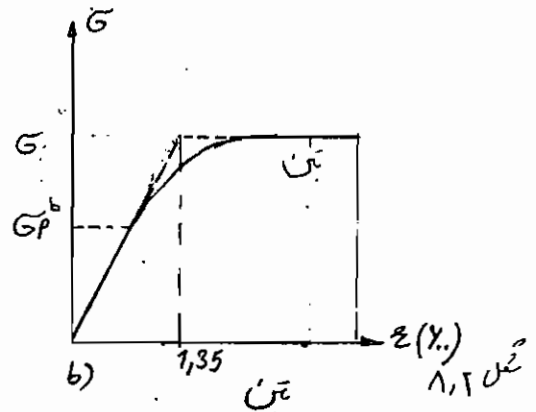
۱-۲-۱- تعریف و فرضیات

تیرهای مرکب فولادی بتنی تیرهایی هستند که در آن یک صلب بتنی در تمام طول تیر بر روی یک تیر فولادی متوازی بر علیه لقرش با این این دو نصب شده است. تفاوت اصلی تیرهای مرکب با تیرهای معمولی در این است که خواص ارجاعیت فولاد و بتن متغیر هستند شکل ۱،۲ دیاگرام تنش و کرنش فولاد و بتن را نشان می‌دهد. برای فولاد و بتن تا حد ارجاعیت G_p قانون هوک صادق است که می‌گوید

$$\epsilon_{st} = \frac{G_{st}}{E_{st}} \quad (1, a) \quad \epsilon_b = \frac{G_b}{E_b} \quad (1, b)$$



فولاد



تغییرات ضرایب ارجاعیت نشان می‌دهند که ارجاعیت بتن G_p^b نسبت به مقاومت نهایی

کم بوده و بتن خیلی زود خرد می‌شود و در محاسبات دقیق برای استفاده از آن

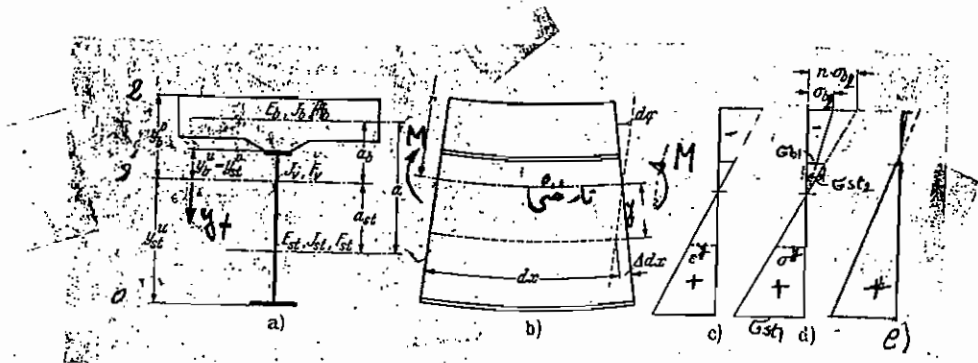
کل مقاومت مصالح این ضریب شدن مراعات می‌شود و برای کارهای عملی می‌توان طبق شکل ۱،۲



از دو قطار تجامی غیر ی (خط چین شده) استفاده کرد در اینجا فرض می شود که رابطه مابین تنش و کرنش تا حد تنشهای مجاز خطی می باشد. فرضیه دیگر عیناً مثل فرضیه های مقاومت مصالح معمولی بوده که سطح مقطع سطح بعد از تغییر شکل از هم سطح باقی میماند.

۱-۲-۲-۱- فرضی خالص

اگر یک عنصر بطول dx از تیر فرضی که تحت لنگر M قرار دارد جدا شود تا رهای کششی کشیده شده و در نتیجه طولیگشته و بارهای فشاری فشرده شده و در نتیجه کوتاهتر میگردند تحت فرضیه بالا که سطح مقطع بعد از فرضی از هم مسطح باقی میماند تقسیم کرنش در ارتفاع تیرخ برای تمام سطح مقطع خطی می باشد (شکل ۱،۲ c) تیری که طولش ثابت باقی میماند



شکل ۱،۲

تا رختی نامیده می شود ارتفاع خمش این تار بر سیده ۳ نشان داده شود یک تار در

فاصله y از تار خنثی کرنش زیر را دارد (۱،۳)
$$\epsilon_y = \frac{\Delta dx}{dx} = \frac{d\theta \cdot y}{dx} = \frac{y}{r}$$

طبق رابطه (۱،۳) تنش در بتن و فولاد عبارتست از

(۱،۳)
$$\sigma_b = \frac{y}{r} \cdot E_b \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{y}{r} \cdot E_{st}$$

تناسب جدول ارجامحیت با n نشان داده شده که مقدار آن طبق جدول ۱،۴

مابین $n = 5 \dots 10$ متغیر است یعنی (۱،۴)
$$n = \frac{E_{st}}{E_b}$$

۱-۵

روابط تنش (۱,۳) عبارتند از

$$n \cdot \sigma_b = \frac{y}{r} E_{st} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{y}{r} E_{st} \quad (1,3a)$$

و برابر یک ستار اتصال بتن به فولاد بدست میآید:

$$\frac{\sigma_{st}}{\sigma_b} = n \rightarrow \sigma_{st} = n \cdot \sigma_b$$

این رابطه میگوید که با فاصله مساوی از تار خشی تستهای فولاد به اندازه n برابر تستهای بتن هستند //

و این مرفوع در شکل ۱,۳ رسم شده است محل خط خشی از تقاطع نیروهای

$$\int_{A_b} \sigma_b \cdot dA_b + \int_{A_{st}} \sigma_{st} \cdot dA_{st} = 0 \quad (1,5)$$

حاصل از تستها بدست میآید (۱,۵) و تحت آدب رابطه (۱,۳a) حاصل میشود که

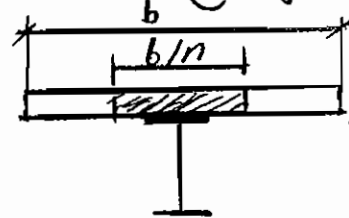
$$\frac{E_{st}}{r} \left[\frac{1}{n} \int_{A_b} y \cdot dA_b + \int_{A_{st}} y \cdot dA_{st} \right] = 0 \quad (1,6)$$

رابطه (۶) همان استاتیکی سطح مقطع نیزخ را حول محور خشی نشان میدهد که در

آن سطح مقطع بتن با $\frac{1}{n}$ ضرب شده است. یعنی تار خشی عبارت از محور نقل سطحی برابر

سطح مقطع فولاد و $\frac{1}{n}$ سطح مقطع بتن می باشد. فاصله تقاطع نقل سطح مقطع مرکب از نقاط نقل مقطع فولاد α_{st} و یابین α_b بر حسب زیر است

$$\alpha_{st} = \frac{\frac{1}{n} A_b}{\frac{1}{n} A_b + A_{st}} \cdot a$$



$$\alpha_b = \frac{A_{st}}{\frac{1}{n} A_b + A_{st}} \cdot a$$

$$A_{bi} = \frac{1}{n} A_b$$

$$A_i = A_{st} + A_{bi} = A_{st} + \frac{1}{n} A_b$$

اگر سطح مقطع معادل بتن برسید

و سطح مقطع معادل فولاد نیزخ برسید

نشان داده شود. روابط بالا را میتوان خلاصه کرد



$$\alpha_{st} = \frac{A_{bi}}{A_i} \cdot a \quad , \quad \alpha_b = \frac{A_{st}}{A_i} \cdot a \quad (1,7)$$

تشریح ترکیب از تعادل لنگرهای خارجی و داخلی بدست می آید

$$M = \int_{A_b} y G_b dA_b + \int_{A_{st}} y G_{st} dA_{st} \quad (1,8)$$

و با توجه به رابطه (1,2)

$$M = \frac{E_{st}}{r} \left[\frac{1}{n} \int_{A_b} y^2 dA_b + \int_{A_{st}} y^2 dA_{st} \right] = \frac{E_{st}}{r} \cdot I_i \quad (1,9)$$

در رابطه بالا داخل کروشه همان اینرسی سطح مقطع معادل I_i را نسبت به محور نقل نشان میدهد که به ترتیب زیر میشود خلاصه کرد

$$I_i = I_{st} + A_{st} \cdot \alpha_{st}^2 + \frac{1}{n} [I_b + A_b \cdot \alpha_b^2] \quad (1,10a)$$

$$I_i = I_{st} + A_{st} \cdot \alpha_{st}^2 + I_{bi} + A_{bi} \cdot \alpha_b^2 \quad (1,10b)$$

که در آن همان اینرسی معادل بتن نسبت به محور نقل خویش عبارت است از

$$I_{bi} = \frac{1}{n} I_b$$

از روابط (1,3a) و (1,9) تشریح موجود در بتن و فولاد استیال حساب کرد

$$G_b = \frac{M}{n \cdot I_i} y \quad (1,11a)$$

$$G_{st} = \frac{M}{I_i} y \quad (1,11b)$$

تارهای پستی فولاد و بتن را با ایندکس ۱ و تارهای بالایی را با ۲ نشان داده و تشریح کناری عبارتند از (شکل ۱-۳d)

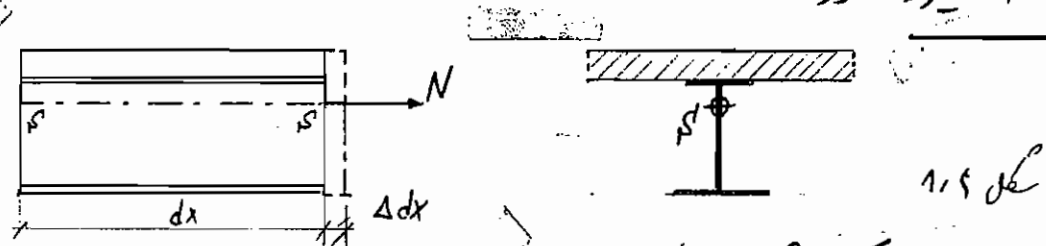


$$\begin{aligned}
 G_{st1} &= \frac{M}{I_i} \cdot y_{st1} = \frac{M}{W_{st1}} & a) \quad W_{st1} &= \frac{I_i}{y_{st1}} & a) \\
 G_{st2} &= \frac{M}{I_i} \cdot y_{st2} = \frac{M}{W_{st2}} & b) \quad W_{st2} &= \frac{I_i}{y_{st2}} = W_{b1} & b) \\
 G_{b1} &= \frac{M}{n \cdot I_i} \cdot y_{b1} = \frac{M}{n \cdot W_{b1}} & c) \quad W_{b1} &= \frac{I_i}{y_{b1}} = W_{st2} & c) \\
 G_{b2} &= \frac{M}{n \cdot I_i} \cdot y_{b2} = \frac{M}{n \cdot W_{b2}} & d) \quad W_{b2} &= \frac{I_i}{y_{b2}} & d)
 \end{aligned}$$

(۱,۱۳) (۱,۱۲)

که در آنجا اساس مقطع و y ثابت یا این نسبت و نسبت ایلاتی میباشد
 بطوریکه دیده میشود در تیرهای مرکب تنشهای بتن با $\frac{1}{n}$ ضرب میشوند و عیناً مثل مقاومت

مصالح عمودی تحمل میدهد
 ۱-۲-۳- نیروی محوری



نیروی محوری N در مرکز ثقل سطح مقطع مرکب وارد میشود در روش ۲۳۴ مقاومت و ضمیمه
 سطح ماندن مصالح یکسان میباشد (مشکل ۱,۱۴)

$$\epsilon_b = \epsilon_{st} = \frac{\Delta dx}{dx} = \text{ثابت} \quad (1,14)$$

طبق رابطه (۱,۱) تناسب تنشهای فولاد و بتن عبارتند از

$$\frac{G_{st}}{G_b} = \frac{E_{st}}{E_b} = n \quad (1,15)$$

از تعادل نیروها و داخلی و خارجی بدست می آید که

$$N = G_b \cdot A_b + G_{st} \cdot A_{st} \quad (1,16)$$

و یا از روابط (۱,۱۵) و (۱,۱۶) حاصل میشود که



$$G_b = \frac{N}{n(\frac{1}{n}A_b + A_{st})} = \frac{N}{n \cdot A_i} \quad (1,17 \text{ a})$$

$$G_{st} = \frac{N}{\frac{1}{n}A_b + A_{st}} = \frac{N}{A_i} \quad (1,17 \text{ b})$$

۱-۲-۴ - تنششی و نیروی محوری

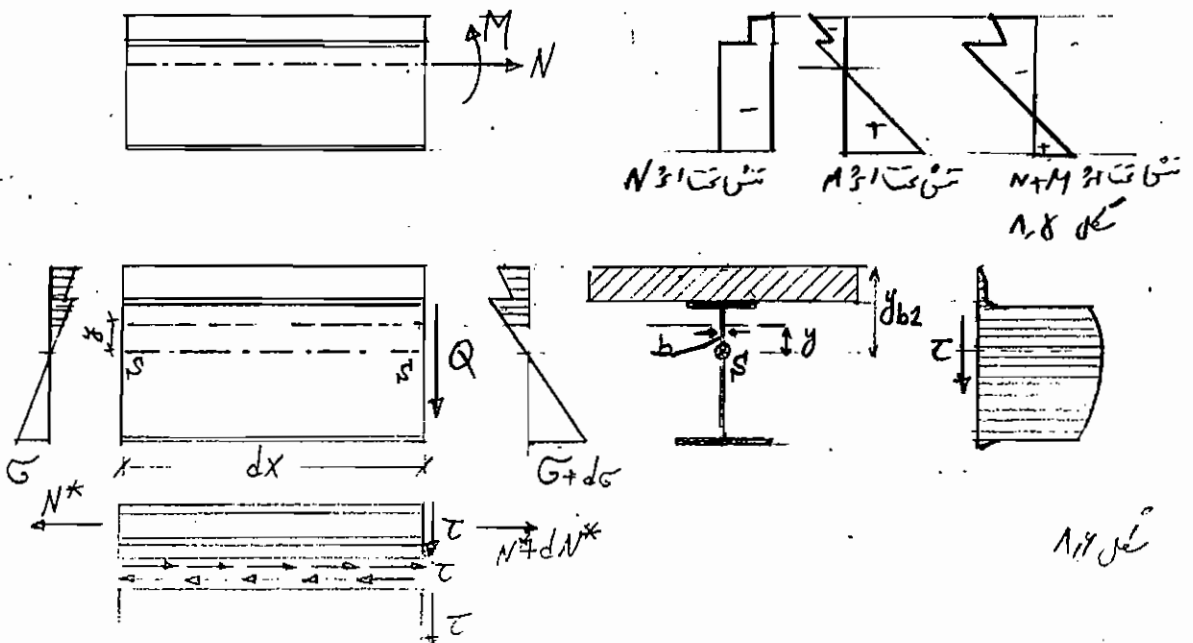
با تأثیر تنششی M و نیروی محوری N (شکل ۱,۵) تنشهای حاصله از جمع روابط (۱,۱۷) و (۱,۱۱) و یا (۱,۱۳) بدست میآیند

$$G_b = \frac{1}{n} \left[\frac{N}{A_i} \pm \frac{M}{I_i} y_b \right] \quad (1,18 \text{ a})$$

$$G_{st} = \frac{N}{A_i} \pm \frac{M}{I_i} y_{st} \quad (1,18 \text{ b})$$

۱-۲-۵ - نیروی برشی

برای بدست آوردن تنشهای برشی حاصل از نیروی برشی ترکیب در ارتفاع y از محور ثقل مقطع میباید (شکل ۱,۶) چون تنشهای برشی در اثر تغییر تنشهای قائم در طول تیر بوجود میآیند





از تعادل نیزوها در بالای خط برش داریم

$$-N^* + \tau \cdot b \cdot dx + N^* + dN^* = 0$$

$$\tau \cdot b = -\frac{dN^*}{dx}$$

$$T = \tau \cdot b \text{ [Kg/cm]}$$

اگر مثل مقاومت مصالح جریان برش T تعریف کردد

$$T = -\frac{dN^*}{dx}$$

بدست میآید

N^* عبارت از مجموع تنشهای قائم در اثر لنگر خمشی در بالای خط برش است

$$N^* = -\int_y^{y_{b2}} (G_b \cdot dA_b + G_{st} \cdot dA_{st}) = -\frac{M}{I_i} \left[\frac{1}{n} \int_y^{y_{b2}} y \cdot dA_b + \int_y^{y_{b2}} y \cdot dA_{st} \right] =$$

$$= -\frac{M}{I_i} S_i \quad (1,19)$$

$$T = -\frac{dN^*}{dx} = \frac{Q \cdot S_i}{I_i} \quad (1,20)$$

رابطه عیناً مثل تساوت مصالح معمولی می باشد جریان تنش را تیر مرکب فولادی بتنی را بدست

$$T = \frac{Q \cdot S_{fi}}{I_i \cdot b} \quad (1,21)$$

میدهد. تنش برشی عبارت است از

که در آن S_{fi} پهنای محل مقطع شده است و S_{fi} عبارت است همان استاتیکی معادل مقطع بریده شده حول محور مثل مقطع کربن شده که در آن برای بتن سطح مقطع ایده آل

$$\text{بتن} \quad A_{bi} = \frac{1}{n} A_b \text{ دقت گرفته می شود}$$

۱-۲-۶ - خیز و تغییر شکل

معادله دینزانیلی تیرهای مرکب تحت خمش از رابطه (۹) بدست میآید

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{st} \cdot I_i} = -y'' \quad (1,22)$$

$$E_{st} \cdot I_i \cdot y'' = -M \quad (1,23)$$

و یا از اینجا حاصل میشود

یعنی خیز تیر مرکب فولادی بتنی عیناً مثل تیر فولادی حساب میشود در اینجا همان انیسی



سوی I: همان انرسی معادل است

۱-۲-۷- نیجه گیری

بطوریکه دیده شد برای تیر مرکب فولادی بتنی برای حالتی مهم بارگذاری فرمولای راجع
مقاومت مصالح برای محاسبه مقاومت و تغییر شکل تحت توجه نکته زیر قابل استناد هستند
الف) در محاسبه تمام ابعاد بر سطح مقطع نیز خرکوب (خط هتس) مصالح قطع - همان انرسی همان بتنی
همه جانبی سطح مقطع بتن با $\frac{1}{n}$ ضرب شود

ب) در محاسبه تنشهای تمام بتن (نه تنشهای برشی) فرمولای راجع با ضریب $\frac{1}{n}$ ضرب شوند
پ) در محاسبه خیز از مدول الاستیسیته فولاد و همان انرسی معادل استناد گردد

۱-۳-۲- تاثیر خزش بتن (خزش = Creep)

۱-۳-۱- محمولیات

بطوریکه قبلاً دیده شد فولاد در زیر عمدتاً ارتجاعی کاملاً ارتجاعی بوده و اگر بار موثر برداشته شود
گرنش فولاد دوباره بحالت سابق بر میگردد ولی اگر بتن تحت تاثیر بار ^{طول اندکی} قرار گیرد در موقع بار
گذاری طبق مدول الاستیسیته خود تغییر شکل میدهد و این تغییر شکل به مرور زمان افزایش
می یابد بطوریکه اگر بارگذاری دوباره برداشته شود نقطه تغییر شکل اولیه (موقع بارگذاری) عقب رفته و
تغییر شکل باقی مانده با $\frac{2}{3}$ خزش نامیده میشود. عمل فیزیکی خزش که بر سبب مدول کششهای
دنال همراه با ^{نصفه} کند شده صا تعریف نمیشود در اینجا ذکر نشده و به کتب مفروضه بتن
اشاره شود نقطه مهم این می باشد که خزش $\frac{2}{3}$ تناسب مستقیم با تنشهای بتن دارد
نیجه با گرنش ارتجاعی بتن $\frac{2}{3}$ تناسب تغییر شکل خمیری خزشی $\frac{2}{3}$ تغییر شکل الاستیکی
ع راجع خزش $\frac{2}{3}$ می نامند (۱، ۲، ۳)

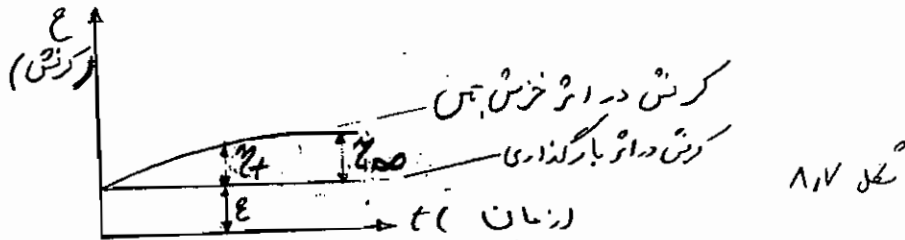
$$\varphi = \frac{\sigma}{E}$$



هر چه بتن موقع بارگذاری تازه تر باشد φ هم بزرگتر بوده و همچنین مقدار φ بستگی به میزان رطوبت اطراف بتن دارد. روند خزش مثل شکل ۱۱.۷ می باشد که بوسیله رابطه زیر

$$\chi_t = \chi_{\infty} (1 - e^{-\delta t}) \quad (11.25)$$

تعریف می شود



و از این رابطه مقدار عدد خزش φ بدست می آید

$$\varphi_t = \varphi_{\infty} (1 - e^{-\delta t}) \quad (11.26)$$

که در آن φ_{∞} خزش نهایی می باشد این رابطه برای اولین بار بوسیله پروفسور DISCHINGER (ت زمان در روند و بعد از $\delta = 0.04 - 0.06$ می باشد)

ارائه شده است البته هنوز روابط دیگری هم وجود دارند که خزش را دقیقتر مراعات می کنند اما همه

این روابط چون برای کارهای محلی و سنجیده می باشند لذا در این کاروش تقریبی که با نتایج دقیق

توزیک است ارائه می شود. کرنش کل در اثر بار و خزش عبارت است از:

$$\epsilon_{\text{تمام}} = \epsilon + \chi_t = \epsilon (1 + \varphi_t) = \frac{\sigma}{E_b} (1 + \varphi_t) \quad (11.27)$$

اگر یک مدول الاستیسیته معادل E_{bt} که با φ_t بستگی دارد در طبق رابطه

$$E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \varphi_t} \quad (11.28)$$

تعریف شود میتوان دوباره این حالت خزش را بوسیله فرمولای عمومی معادمت مصالح

حاسب کرد. پروفسور FRITZ رابطه زیر را با توجه به نتایج توزیعی دقیق برابری مدول

$$E_{bt} = \frac{E_b}{1 + 1.1 \varphi_{\infty}} \quad (11.29)$$

الاستیسیته معادل بتن میدهد



۸-۱۲

که برای تیرهای مرکب از تیر فولادی و صغیر بتنی نازک در محمل رایج است جواب خوبی میدهد در صورت ضمیم بودن صغیر بتنی اشتباه بیشتر شده ولی میزان در حد اشتباه در حدود قابل قبولی باقی می ماند. چون برای کارهای محلی استفاده از مدول الاستیسیته معادل بتن E_{bi} زیاد مناسب نیست چون ممکن است تصور شود که مدول الاستیسیته تغییر می یابد و ثانیاً چون عرض فقط در صورت وجود بارگذاری بر وجود میاید لذا برای رفع شبهه از عدد معادل n_c استفاده میزد

$$n_c = \frac{E_{st}}{E_{bi}} = n(1 + 1,1 \varphi_{00}) \quad (1,30)$$

با این رابطه تاثیر عرض را تحت تاثیر بار دائم میران به آسانی مراعات کرد و در همه روابط بخشش
 جایگاه استه از n حال از n_c استفاده میزد مقدار φ_{00} در جدول ۱٫۱ ذکر شده است

جدول ۱٫۱ - عدد ضریب نهایی φ_{00} و عدد جمع شده φ_{00} (طبق DIN 1045)					
محل مقطع ساختمانی	رطوبت هوا %	ضریب نهایی φ_{00}		جمع شده φ_{00}	
		بین درستی بتن نسبت	بین درستی بتن نسبت	بین درستی بتن نسبت	بین درستی بتن نسبت
در آب		1,0	1,5	—	—
در هوای ضعیف رطوبتی	90	1,5	2,2	$-10 \cdot 10^{-5}$	$-15 \cdot 10^{-5}$
در هوای کراد	70	2,0	3,0	$-25 \cdot 10^{-5}$	$-37 \cdot 10^{-5}$
در هوای نسبتاً خشک	40	3,0	4,5	$-40 \cdot 10^{-5}$	$-60 \cdot 10^{-5}$
در ساختمانی بلند			4,0		$-30 \cdot 10^{-5}$

مثلاً برای $\varphi_{00} = 4$ در ساختمانی بلند مقدار n_c برابر است با

$$n_c = 5,4 \cdot n$$

و از مقدار سطح مقطع بتن معادل باندازه

$$A_{bi} = \frac{1}{n_i} A_t = \frac{1}{5,4} A_b = \frac{0,185}{n} A_b$$

یعنی بیشتر از 81 درصد میاید.

۱-۴-۱- تنشهای خودی

۸-۴-۱-۱- عمومیات

علاوه بر تنشهای که بر سید بارکله اری تولید می‌شوند در اثر تأثیر دمای غیر یکنواخت و یا اینکه جمع‌رنگ‌دار اثر خشک شدن بتن تنشهای خودی در تیر مرکب ایجاد می‌شوند. هر چند که این دو تأثیر از نقطه نظر فیزیکی کاملاً متفاوت هستند ولی مستوان آنرا را مستقلاً با هم بسنجیم.

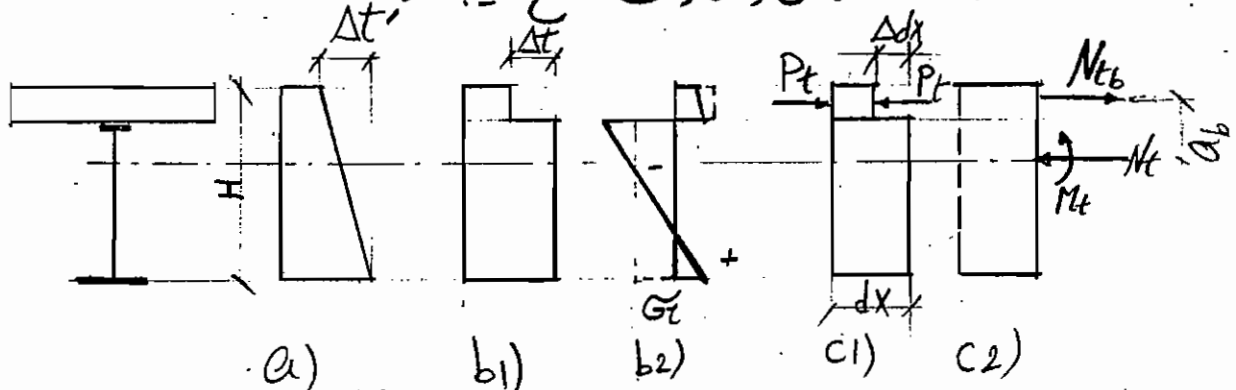
(Tempratur)

۱-۴-۲- دما

ضرب دما برای مصالح بتن و فولاد - یکنواخت فرض می‌شود

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{ص}} \text{ درجه سانتیگراد}$$

اگر پیش از درآرتفاع ^{دما} نیزخ غیر یکنواخت و خفی باشد (شکل ۸،۸ a) در این حالت تیر شروع به تغییر شکل کرده دایر تیکه‌ها آزاد و سیستم از لحاظ استاتیکی معین باشد آن وقت این تغییر شکل هیچ تنش در تیر بوجود نمی‌آورد. در صورت غیر معین بودن سیستم از این تغییر شکل ^{کرا} مانع می‌شود که باعث بروز تنشهای دما می‌گردد. و راه حل معین‌تر محاسبه دستگاههای ساختمانی و مقاومت مصالح میباشد (در محاسبات $\Delta T' \approx 35^\circ C$)



شکل ۸-۱

و اما ممکن است در تیرهای مرکب فولاد بتن پیش آید که تغییر دما یکسان تیر و صفحه جوشی باشد (شکل ۸،۸ b) در نظر مثال اثر تغییرات جوی بر روی مقاطع فولادی که ضایعات در آنند سبب بروز تغییرات در خواص مکانیکی و تغییرات در خواص مکانیکی فولاد در تیرهای مرکب در محاسبات برای تیرهایی که در هوای آزاد قرار دارند با احتیاط بیشتری باید به کار رود.



در هنگام تغییر دگرگی من تابش یک طرفه خورشید (دما) وجود ندارد با $\Delta t = 8^\circ C$ تاب می‌دهد
 تنشهای حاصله بشرح زیر حساب میگردند

اگر فرض شود که اتصال مابین تیر فولادی و صفحه بتنی موجود نیست آن وقت تفاوت تغییر شکل یک عنصر بفرق Δx از تیر عبارت است از (شکل ۱۸، ۱۹)

$$\Delta dX = \alpha \cdot \Delta t \cdot dX \quad (1, 31)$$

این تفاوت تغییر طول میتواند بوسیله نیروی P_{tb} هم در بتن بوجود آورده شود

$$P_{tb} = \frac{\Delta dX}{dx} \cdot A_b \cdot E_b = \alpha \cdot \Delta t \cdot E_b \cdot A_b = \alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n}$$

$$N_{tb} = P_{tb} = \alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot A_{bi} \quad (1, 32)$$

ولی چون در تیر مرکب وسائل کششی از تغییر شکل جداگانه دگرگی می کشند در آنجا تیر یک نیروی
 معکوسی

$$N_t = N_{tb} = -\alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot A_{bi}$$

و از اینجای که نیروی حاصله صرفا در سطح مقطع موجود است

$$M_t = -N_{tb} \cdot \alpha_b = -\alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot A_{bi} \cdot \alpha_b \quad (1, 33)$$

و تنشهای حاصله بار کشنده از (۱۸) و (۱۹) تنشهای زیر حاصل میشوند (اثبات مثل بخش ۱-۴-۳)
 و از اینجا طبق رابطه (۱۸) و (۱۹) تنشهای زیر حاصل میشوند (اثبات مثل بخش ۱-۴-۳)

$$G_{st2} = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot \frac{A_{bi}}{A_i} \left[-1 + \frac{A_i \cdot \alpha_b}{W_{st2}} \right] \quad (a)$$

$$G_{st1} = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot \frac{A_{bi}}{A_i} \left[-1 + \frac{A_i \cdot \alpha_b}{W_{st1}} \right] \quad (b)$$

$$G_{b2} = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot \frac{A_{st}}{n \cdot A_i} \left[1 + \frac{A_i \cdot \alpha_{st}}{W_{b2}} \right] \quad (a)$$

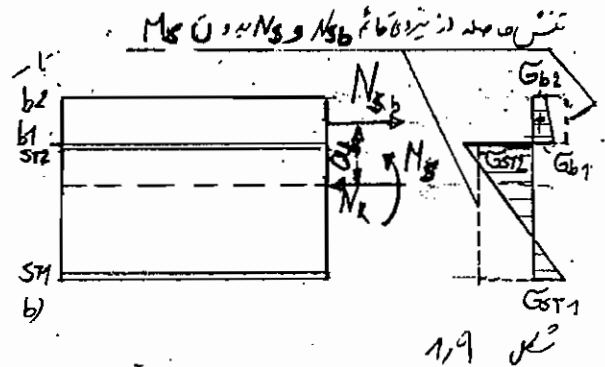
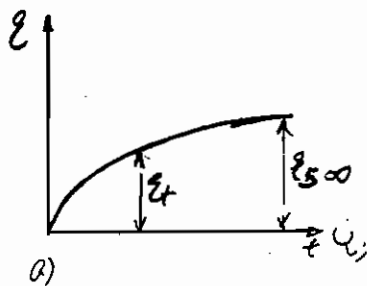
$$G_{b1} = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot \frac{A_{st}}{n \cdot A_i} \left[1 + \frac{A_i \cdot \alpha_{st}}{W_{b1}} \right] \quad (b)$$

در روابط بالا α_{st} و α_b ضرایب موافق روابط ۱، ۲، ۳، ۴ و علامت \pm
 بشرح زیر میباشند:

مضرب	ضرایب	مقدار
W_{st2}, W_{b1}, W_{b2}	W_{st1}	محور نقل بار بین درز جفت فولاد
W_{b2}	W_{st}, W_{st}, W_{b1}	" " " " "

1-3-4-1- بتن بمرور زمان (Shrinkage)

این خاصیت بتن که ضمن سفت شدن آن منقبض می شود و در نتیجه آن بتن نامیده می شود بتن غیر مسلح اگر بتواند آزادانه این جمع رخه گي را انجام دهد هیچگونه تشنگی است در بتن بوجود نمی آید. تر لای است. آنوقت یوز میکنند که قسمت روتی بتن تندتر از قسمتهای داخلی آن خشک شود و از این جهت میل بر طرف توده آهسته بتن تازه همانند کزدن آنجا نیکه در ترهای فولاد بتنی ضمانت دال بتنی کم است میتوان با انداختن کوبنی های تزیینی بتن و هم چنین بوسیله پاشیدن آب روی آن (رودرزه نسبت به خشکی هوا چندین بار) روند جمعیت بتن در طول زمان طبق شکل 1,9 می باشد.



که بوسیله معادله زیر

$$\epsilon_t = \epsilon_{s\infty} (1 - e^{-kt})$$

قابل تعریف است. $\epsilon_{s\infty}$ عبارت از است. نهایی نسبت به حجم ازلی می باشد و در صورت بتن معمولاً کاهش طول در تمام اول قرار دارد و مقدار آن در جدول 1,9 ذکر شده است. در ترهای فولادی بتنی که دال بتنی شروع به کاهش طول میکند تیرهای لاری از آن همانند کزدن رودرزه در صفحه بتنی تشنگی کششی و در ترهای فولادی تشنگی کششی یوز میکنند (شکل 1,9 b). از آنجا نیکه تشنگی است همه باقی میماند لذا اثرش هم در آنها اثر کرده و بدین



سان حالت خزش است. حاصل که باعث کاهش تنشهای است میگرد.

مقایسه نتایج نیروی دین اجازه تقریب رابطه ای شبیه رابطه (۱،۲۹) را میدهد که بجای

$$E_{bs} = \frac{E_b}{1 + 0.52 \nu_{\infty}} \quad \text{خزش و است برح زیر بار}$$

و یا شبیه رابطه (۳) حالت خزش است میگرد و بر اساس این امرامات شود

$$n_s = \frac{E_{st}}{E_{bs}} = n(1 + 0.52 \nu_{\infty}) \quad (1,34)$$

خود وضع شده که مثل دما امرامات شده که در آن کرنش است مساوی

$$\epsilon_{s\infty} = \alpha \cdot \Delta T$$

قرارداده و بدین ترتیب نیروی کششی موجود در بتن عبارت است از

$$N_{sb} = \epsilon_{s\infty} \cdot E_{bs} \cdot A_b = \epsilon_{s\infty} \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n_s} \quad (1,37a)$$

و از اینجاست تعداد لیردها نیروی فشاری زیر در تمام لیر وجود میآید

$$N_s = -N_{sb} = -\epsilon_{s\infty} \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n_s} \quad (1,37b)$$

این دو هفت نیرو یک لنگری در تیر وجود میآورند

$$M_s = P_{sb} \cdot \alpha_b = \epsilon_{s\infty} \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n_s} \quad (1,38)$$

بدین ترتیب تنشهای حاصل عبارتند از: $G_b = \frac{N_{sb}}{A_b} + \frac{1}{n_s} \left(\frac{N_s}{A_{is}} + \frac{M_s}{I_{is}} \right)$
 شرط معادله بالا برح زیر بار است:
 که در اینجا بجای n از n_s استفاده میشود

$$G_{b2} = \frac{N_{sb}}{A_b} + \frac{N_s}{n_s \cdot A_{is}} + \frac{N_{sb} \cdot \alpha_b}{n_s \cdot W_{b2}} =$$

$$= \epsilon_{s\infty} \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n_s} \left(\frac{1}{A_b} - \frac{1}{n_s \cdot A_{is}} + \frac{\alpha_b}{n_s \cdot W_{b2}} \right) =$$

$$= \epsilon_{s\infty} \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n_s} \left(\frac{n_s \cdot A_{is} - A_b}{A_b \cdot n_s \cdot A_{is}} + \frac{\alpha_b}{n_s \cdot W_{b2}} \right)$$

مقدار α_b اوسط تقسیم روابط (۱،۷۵) و (۱،۷۶) بدست میآید

$$\alpha_b = \alpha_{st} \cdot \frac{A_{st}}{\frac{A_b}{n_s}} = \alpha_{st} \cdot \frac{A_{st}}{A_b} \cdot n_s$$

در رابطه بالا قرار داده میشود

$$G_{b2} = \sum_{S_{\infty}} \cdot Est \cdot \frac{Ab}{n_s} \left(\frac{A_s \left(\frac{1}{n_s} Ab + Ast \right) - Ab \cdot ast \cdot \frac{Ast \cdot n_s}{Ab}}{Ab \cdot n_s \cdot A_{is}} + \frac{ast \cdot \frac{Ast \cdot n_s}{Ab}}{n_s \cdot W_{b2}} \right)$$

و یا از اینجاست میآید

$$G_{b2} = \sum_{S_{\infty}} \cdot Est \cdot \frac{Ast}{n_s \cdot A_{is}} \left[1 + \frac{A_{is} \cdot ast}{W_{b2}} \right] \quad (1, 39 a)$$

$$G_{b1} = \sum_{S_{\infty}} \cdot Est \cdot \frac{Ast}{n_s \cdot A_{is}} \left[1 + \frac{A_{is} \cdot ast}{W_{b1}} \right] \quad (1, 39 b)$$

و همین ترتیب سایر تنشها بدست میآیند

$$G_{st2} = \sum_{S_{\infty}} \cdot Est \cdot \frac{Ab}{n_s \cdot A_{is}} \left[-1 + \frac{A_{is} \cdot ab}{W_{st2}} \right] \quad (1, 40 a)$$

$$G_{st1} = \sum_{S_{\infty}} \cdot Est \cdot \frac{Ab}{n_s \cdot A_{is}} \left[-1 + \frac{A_{is} \cdot ab}{W_{st1}} \right] \quad (1, 40 b)$$

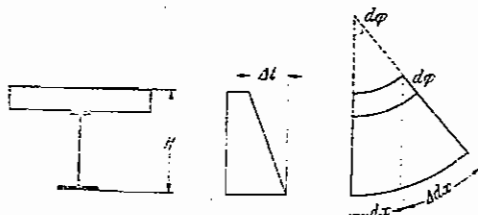
روابط بالا بطور خلاصه از روابط تنش (۱، ۱۸) بدست آمده اند که یکبار دیگر در این نوشته میشود

$$\begin{cases} G_b = \frac{N_s b}{Ab} + \frac{1}{n_s} \left[\frac{N_s}{A_{is}} + \frac{N_s b \cdot ab}{W_b} \right] \\ G_{st} = \frac{N_s}{A_{is}} + \frac{N_s b \cdot ab}{W_{st}} \\ A_{is} = A_{st} + \frac{1}{n_s} Ab \end{cases} \quad \left. \begin{array}{l} \text{علامت برای } W \\ \text{صحت جدول پیش} \\ \text{۱-۴-۲ بسیار} \end{array} \right\}$$

۱-۴-۴- تغییر شکل در اثر تنشهای خودی

۱-۴-۴-۱ - بخش غیرکلیک دمای در ارتفاع شیب

در اثر تنشهای خودی تغییر شکلی در تیر مرکب فولادی بتن بوجود میآید که دانستن آنها برای محاسبه تغییر شکل و محضراً برای مناسب دستاویزهای ساختمانی نامعین دارای اهمیت زیادی باشد. برای این مقور یک عنصر طول dx از تیر تغییر شکل یافته جدا شده (شکل ۱، ۱۰) بدو سطح مقطع آن با اندازه d بر علیه یکدیگر جواران بکارند از اینجاست میتوان



شکل ۱، ۱۰



خیز و یا دوران تیر را در هر نقطه حساب کرد. در اثر تفاوت دما در ارتفاع نیز خ مقدار ^{دیگر}

$$d\varphi = \frac{\Delta dx}{H} = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{H} dx \quad \text{با برابر است}$$

دوران زوایای انتهایی یک تیر φ و یا خیز تیر در وسط دهانه \neq عبارت است از

$$\varphi = \int_0^{l/2} d\varphi = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{H} \cdot \frac{l}{2}$$

$$f = \int_0^{l/2} x d\varphi = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{H} \cdot \frac{l^2}{8}$$

۱-۴-۲- تغییر جوش دما در سطح مابین تیر فولادی و صنف بتنی

لنگر M در اثر دمای جوش (رابطه (A, c) دوران زاویه زیر تیر را بدین صفت

$$d\varphi = \frac{M + dx}{Est \cdot I_i} = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{A_b \cdot \alpha_b}{n \cdot I_i} dx$$

برای محاسبه عملی بهتر است به جای محاسبه φ از یک لنگر ایده ال M_{ti} طبق روش

$$M_{ti} = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot Est \cdot \frac{A_b \cdot \alpha_b}{n}$$

مور (Mohr) استفاده کرد

$$\Delta_t = \varphi = \int \frac{M_{ti} \cdot M'}{EI_i} dx$$

۱-۴-۳- جمع روشی صنف بتنی

$$d\varphi = \sum_s \frac{A_b \cdot \alpha_b}{n_s \cdot I_{is}} dx$$

۱-۴-۴-۲- دوران زاویه عبارت است از

دیاری محاسبات عملی لنگر ایده ال تعریف می شود

$$M_{si} = \sum_s Est \cdot \frac{A_b \cdot \alpha_b}{n_s}$$

$$\Delta_s = \varphi = \int \frac{M_{si} \cdot M'}{E \cdot I_i} dx$$

که در آن M عبارت از ^{خیز} یک لنگر فرضی $M=1$ برای بوجود آوردن زاویه φ می باشد



۱-۵-۱- نیروها در وسائل اتصالات ترکیبی

وسائل اتصالاتی که صفتی بتنی را بر تیر فولادی وصل کرده و ترکیب یک تیر مرکب فولادی بتنی را می‌دهند وسائل اتصالات ترکیبی نامیده می‌شوند انواع و اقسام این وسائل ترکیبی در بخشهای آینده ذکر خواهند شد و در اینجا فقط نیروهای که این وسائل از صفتی بتنی به تیر فولادی انتقال می‌دهند مورد مطالب قرار می‌گیرند. مهم این است که این وسائل اتصال با اندازه کافی مقاومند و می‌توانند نیروها را بدون تغییر فرم و شکل از صفتی بتنی به تیر فولادی انتقال دهند. برای این منظور این وسائل اتصالات به تیر فولادی جوش داده شده و یا به هر دو تیر کوبی می‌شوند این نیروها برشی بوده و سوله کش علاوه بر بارگذاری دائم و سربار جزس و جمع شده گسیختن - دما - و پین کشیدگی صفتی بتنی هم می‌باشد.

۱-۵-۱- نیروهای وسائل اتصالات در اثر نیروی برشی

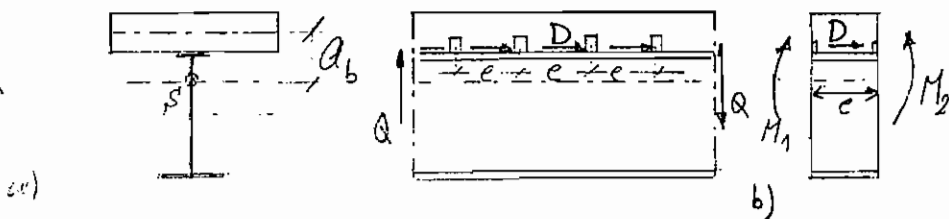
بطوریکه در تئوری خمش تیرهای مرکب فولادی - بتنی دیده شد جریان برش در یک تار بفاصله

$$T = \frac{Q \cdot S_i}{I_i} \quad \text{چ از تار خشی از رابطه (۱،۲۰) بدست می‌آید.}$$

برای سطح میان صفتی بتنی و تیر فولادی مقدار همان استاتیکی در رابطه بالا قرار داده می‌شود و

نیروی وسائل اتصالات بسطی ۵ نشان داده می‌شود (شکل ۱،۱۱)

$$D = Q \cdot \frac{1}{n} \cdot A_b \cdot a_b \cdot e$$





برای برامات خرش بتن بجای n از رابطه (۱,۳۰) استفاده میشود

$$D_c = Q \cdot \frac{1}{n_c} \cdot \frac{A_b \cdot a_b}{I_i} \cdot e$$

اگر ایجاد تیر متغیر باشد رابطه های بالا جواب درستی نمیدهند. در این حالت برای بدست آوردن

نیروی برشی و مسائلی انتقال می توان از رابطه (۱,۱۹) استفاده کرد. طبق شکل ۱,۱۱

$$D = -V_2 + V_1 = \frac{M_2}{I_{i2}} \cdot S_{i2} - \frac{M_1}{I_{i1}} \cdot S_{i1}$$

آ نوقت بدست می آید

چون نیروی برشی Q در طول تیر متغیر است لذا نیروی D برای فواصل یکسان e هم

سادی نخواهد شد اما چون در طول تیر معمولاً فقط از یک نوع وسیله اتصال ترکیبی استفاده

می شود می توان برابر استفاده از مقاومت نهائی و سایر اتصال فواصل آنرا از روی تنظیم

نمود که نیروی D هم در مسائلی انتقال یکسان هستند. برای این منظور طبق شکل ۱,۱۲

$$T_{max} = Q_{max} \cdot \frac{1}{n} \cdot \frac{A_b \cdot a_b}{I_i}$$

محل می شود ادل T_{max} ممانی شده

و طبق شکل ۱,۱۲ این مقدار رسم شده و تعداد لازم و مسائلی اتصال عبارتند از

$$n = \frac{\frac{1}{2} T_{max} \cdot \frac{l}{2}}{2D} = \frac{T_{max} \cdot l}{8D}$$

بماز ۲D بماز 8D

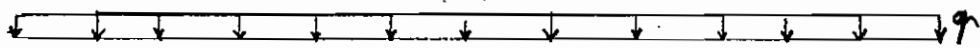


۱۱-۲۱

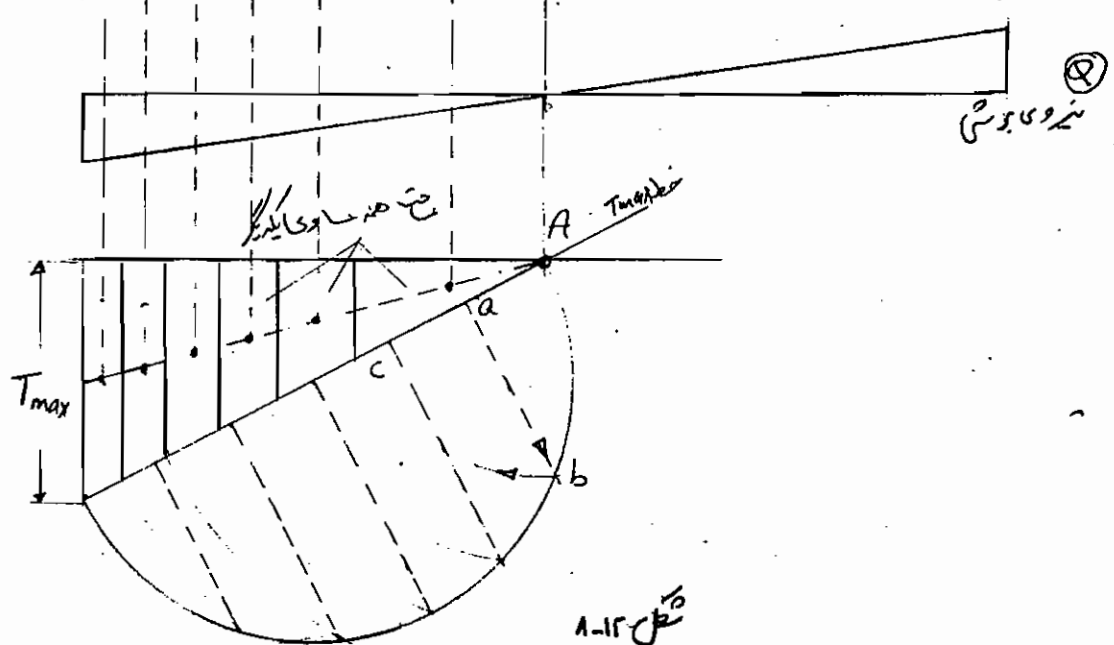
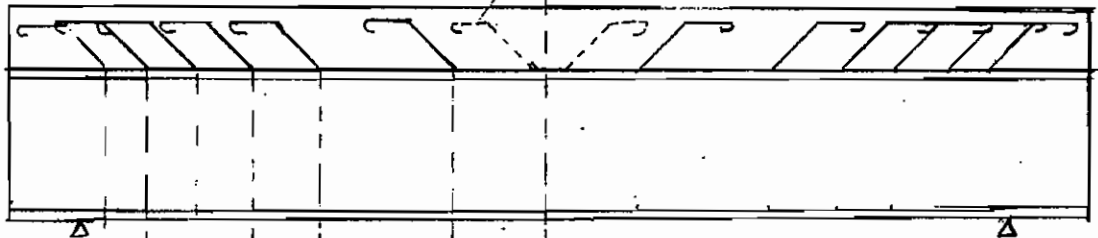
سازه های ملری

دکتر عبید صادق کز

که در آن D نیروی بجان برشی که وسیله اتصال است سپس خط T_{max} در فاصله مساوی تقسیم شده و بر روی این خط که نیمه دایره زره می شود خطوط عمود بر خط T_{max} از این نقاط تقسیم نیمه دایره را در نقاط a قطع می کنند. دایره بمرکز نقطه T_{max} یعنی نقطه A خط T_{max} را در نقطه c قطع می کند و برین ترتیب نیروهای تمام وسایل اتصال یکسره می شود. هرچه ممکن است فاصله این وسایل اتصال را بعضی از قسمت های تیر زیاد بکنند تا در این محل وسایل اتصال اضافی نصب نگردد.



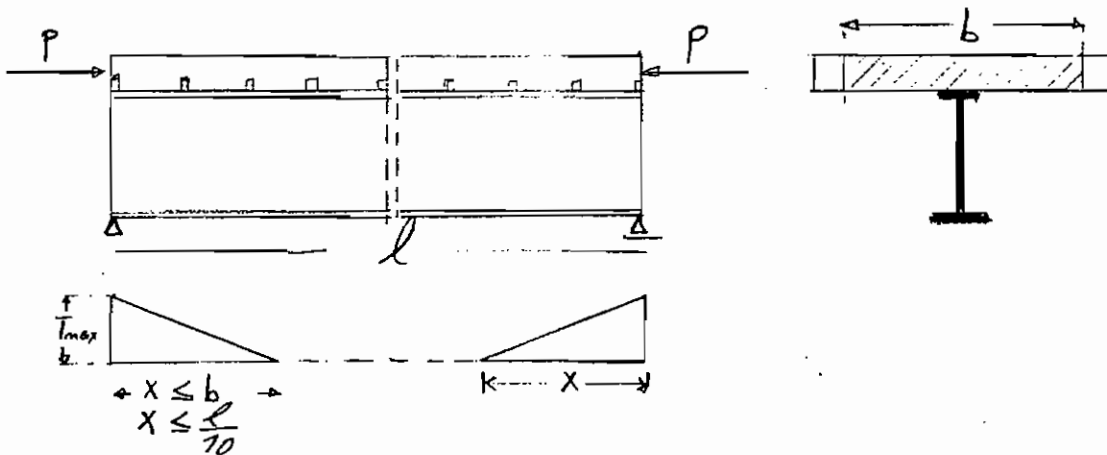
وسایل اتصال اضافی



شکل ۱-۱۲

۸-۵-۲ - نیروهای وسایل اتصالات در اثر منحنی تیر

از صفحه بین در جهت طریقی بین فشرده شده طبق شکل ۱-۱۳ - فشرده حاصل در تمام طول تیر یکسره خواهد بود. هرگاه ابعاد تیر و منحنی تیر در تمام طول تیر یکسان باشد. در این صورت نیروهای داخلی منحنی تیر و تیر فولادی در تمام طول تیر یکسان بوده و تمام نیروی بین فشرده در توسط اولین وسایل اتصال در دو انتهای تیر حاصل می شود.



طبق آیین نامه DIN 1078 تقسیم نیروی برشی را در طول x منتهی شکل فرض کرده و مقدار α در حدود زیر برقرار است:

$$x \leq b \quad x \leq \frac{l}{10}$$

که در آن b پهنای دال بتنی و l طول تیر برقی است. مجموع نیروهای دال و سازه اتصال انتهایی در طول x و در اثر P عبارتند از:

$$\sum D_p = P \cdot \frac{\alpha b}{\alpha \cdot I_i} \left(I_{st} + \frac{I_b}{n} \right) = \frac{P}{A_i} \left[-1 + \frac{A_i \cdot \alpha b \cdot \alpha_{st}}{I_i} \right]$$

$$T_{max,p} = 2 \frac{\sum D_p}{x} = \frac{2P}{x} \quad ; \quad T_{max}$$

رابطه فوق بالا در بخش ۸-۵-۳ صورت میگیرد.

مقدار T_{max} بر روی وسایل اتصالی واقع در طول x بخش برود.

۸-۵-۳- نیروی وسایل اتصالی در اثر دمای جمعشی

در اثر دمای جوش طبق شکل ۸-۵-۶ نیروهای سوزی در صفحه بتنی بر وجه برآیند

که اثر آن سس نیروی پیوسته فشرده طبق بخش قبلی بر بر نیروهای دال و سازه اتصال در طول

x عبارتند از:

$$\sum D = \underbrace{\sigma_{st+}}_{\text{تغییر تنش بر تیروار}} \cdot A_{st} = \left(+ \frac{N_t}{A_i} + \frac{M \cdot \alpha_{st}}{I_i} \right) A_{st}$$



و به طبق رابطه های (۸-۲۴) برت برابر است

$$\sum D_t = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot E_{st} \cdot A_{st} \cdot \frac{A_b}{n \cdot A_i} \left(1 + \frac{A_i \cdot a_b \cdot a_{st}}{I_i} \right)$$

با قراردادن معادله (۸-۷) و (۸-۱۰) در رابطه (۸) رابطه زیر به دست می آید

$$\sum D_t = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b \cdot a_b}{n \cdot a \cdot I_i} \left(I_{st} + \frac{I_b}{n} \right)$$

۸-۵-۴ - نیروهای و مسائل اتصال دالان جمع زده گسی

در این مسئله ما می بینیم که نیروهای موصوفه در مسائل اتصال انشعابی در واقع جمع زده گسی

بین عبارتند از:

$$\sum D_s = E_{st} \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b \cdot a_b}{n_s \cdot a \cdot I_{is}} \left(I_{st} + \frac{I_b}{n_s} \right)$$

۸-۶ - نتیجه گیری برای محاسبات عملی

در بخشهای پیشین سعی کردیم که فولادی بتن بطور مشخص ذکر کردیم که ما باید بدانیم

برای محاسبه عملی که خلاصه بخشهای پیشین هستند در جدول ۸-۲ ذکر شده اند در بخشهای

کنترل نکات طراحی مورد بحث خواهد بود



دانشگاه تهران
دانشکده مهندسی

۸-۲۴

ساختارهای ملزومی
دکتر مجید صیادتی

جدول ۸،۱۲ - بعضی از روابط برای مابعد تیرهای مرکب فولادی بتنی		
<p>لا پلرت با ین مت!</p>	<p>مقادیر سطح مقطع</p> $n = \frac{E_{st}}{E_c}$ $A_i = A_{st} + A_{bi} \quad ; \quad A_{bi} = \frac{1}{n} A_b$ $I_i = I_{st} + \frac{1}{n} I_b + A_i \cdot \alpha_b \cdot \alpha_{st}$ $\alpha_b = \frac{A_{st}}{A_i} \cdot a \quad ; \quad \alpha_{st} = \frac{A_{bi}}{A_i} \cdot a$	
	<p>تنشها</p> <p>تنش در صفحه بتنی</p> <p>تنش در تیر فولادی</p>	
$G_{st} = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} y_{st}$	$G_b = \frac{1}{n} \left[\frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} y_b \right]$ <p>نیروی محوری N دنگر مومنتی M</p>	
$\tau = \frac{Q \cdot S_i}{I_i \cdot b}$ <p>نیروی برشی</p>		
<p>خرش برای نیروی دائم</p> $N_c = n(1 + 1,7500)$ <p>رای مرات خرش بجای n در کتاب</p>	<p>در اینجا از $n_s = (1 + 0,52E_s)$ در مابعد استفاده می‌شود</p>	
$G_{st} = \frac{N_t}{A_i} + \frac{M_t}{I_i} y_{st}$ $N_t = -\alpha_b \Delta t \cdot E_{st} \cdot \frac{A_b}{n}$ $M_t = -N_t \cdot \alpha_b$	<p>در مابعد</p> $G_b = \frac{N_s}{A_b} + \frac{1}{n_s} \left(\frac{N_s}{A_{is}} + \frac{M_s}{I_{is}} y_b \right)$ $N_s = -E_s \Delta t \cdot \frac{A_b}{n_s}$ $M_s = -N_s \alpha_b$	
$D = \alpha \cdot \frac{1}{n} \frac{A_c \cdot A E}{I_i} e$	<p>نیروی برشی در مومنت انتقال برکتها در اثر نیروی برشی</p> <p>در آنردما - جمع شده گی - خرش - نیروی بیش فت ری با بخش ۸-۵ مراجعه سرد</p>	

۸-۲۵

۷-۸ - اجزاء تیر کرب فولادی و بتنی

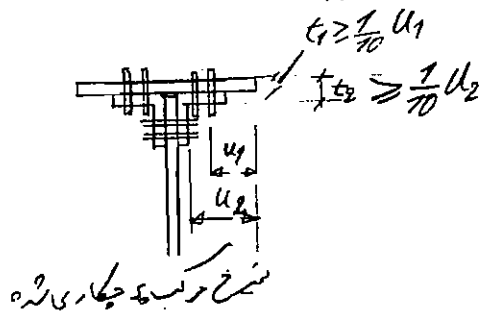
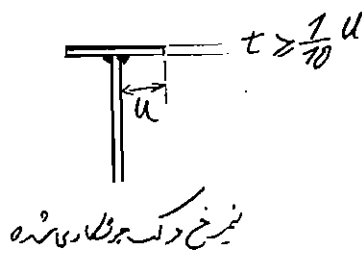
۱-۷-۸ - مبرهات

در بخش‌های پیشین تئوری تیرهای کرب فولادی بتنی در لحظه می‌سبم آنرا نشان دادیم که در این جا فقط موردی خواص که بر اجزای بت بیان می‌گردد. و در این بیان محدودیتی آنجا که مبرهات $DIN1078$ و $AISC$ ذکر خواهد شد.

۲-۷-۸ تیر فولادی

محدودیت تیر فولادی در تیر (a) همه تیر فولادی بتنی در این (b) در تیر فولادی بتنی کرب که بر سینه جوش و یا پرچ صنعتی به یکدیگر سخته شده اند استفاده نصف برای سینه تیر و در آن اتصالات در تیر فولادی کرب بتنی به یکدیگر سخته شده به تیر فولادی انتقال باید بایست صنعتی. برای بالای تیرهای فولادی بتنی از یکدیگر سخته شده باید

(شکل ۸-۱۴) یعنی $t > \frac{u}{10}$



شکل ۸-۱۴

شکل ۸-۱۴

(c) خرابی‌های فلزی

تیرهای کرب فولادی بتنی بر روی سازه تقسیم می‌شوند (جدول ۸-۳)

گروه I) تیرهای کرب فولادی بتنی برای سقف و یا که در آنجا سازه کمتر از $750 \frac{kg}{m^2}$



۱۶-۸

د ارتفاع تیر فولادی $\geq 400^{mm}$ س پی. تیرهای فولادی این گروه از نوع ندرید و نیز خدای بر روی س پی.

گروه II) تیرهای ترکیب فولادی بتنی گروه I که در آن س پی $\leq 750^{kg/m^2}$ (ارتفاع تیر $\leq 400^{mm}$ س پی). تیرهای فولادی این گروه از نوع ندرید - نوع ترکیب بر روی خدای

در تیر بتنی. در نهایت س پی الاستیسیته فولادی $E_{st} = 21000000^{kg/cm^2}$.

الف
۳-۷-۱ - ~~ص~~ بتنی

ضخامت حداقل صفحه بتنی به شرح زیر است:

- 7 cm ضخامت سقف
- 5 cm ضخامت دیوار
- 10 cm ضخامت قابل عبور ماشین برای
- 12 cm - - ماشین بزرگ تر

ضخامت صفحه از ارتفاع رساں اتصالات هم حاصل می شود. معمولا این رساں 110^{cm} و با رساں اتصالات فلزی گالوانیزه است. اگر لازم باشد که ضخامت صفحه کوچک باشد آن وقت طبق شکل جدول (۸-۳) صفحه بتنی بررسی می شود و همچنین این گروه از اتصالات فلزی که شیب زاویه این های همچنین می باشد استفاکه از رساں اتصالات فلزی نباید بیشتر از ۱:۳ باشد شکل (۸-۴)

سپول الاستیسیته بتنی برای بتنی های مختلف طبق DIN 1045 به شرح جدول ۸-۴ می باشد. ضریب ضربه زدن بتنی و نیز برای محاسبه ضریب های بتنی مسدود مطابق جدول ارائه شده است.



دانشگاه تهران
دانشکده مهندسی

۱۷-۱۱

ساختارهای فولادی
دکتر مجید صادقی

جدول ۱،۲. اجزای تیر مرکب فولادی بتنی

۱- تیر فولادی

گروه	I	II
سربار	$750 \text{ kg/m}^2 \geq$	$750 \text{ kg/m}^2 <$
ارتفاع تیر فولادی	$400 \text{ mm} \geq$	$400 <$
نوع تیر فولادی	نورد دیده - تیرخ مرکب اری	نورد دیده - تیرخ مرکب ورنی - خریا

۲- صفه بتنی

صفحات جداکننده صفحات بتنی	d (cm) >
صفحات سقف	7
صفحات ۱، ۲	5
صفحات تابل عبور ماشین های سواری	10
صفحات ماشین های سنگین کوچک	12

۳- تمام تیر مرکب

۴. پهنای شش سر صفه بتنی: جدول ۱،۲

جدول ۱،۴. جدول الاستیته بتنی E_b در kg/cm^2 طبق DIN 1045 و مدول $n = \frac{E_{st}}{E_b}$

نوع بتن	Bn 100	Bn 150	Bn 250	Bn 350	Bn 450	Bn 550
مقاومت حاصل ۲۸ روزه (kg/cm^2)	100	150	250	350	450	550
مدول الاستیته E_b	220 000	260 000	300 000	340 000	370 000	390 000
$n = E_{st}/E_b$	9,5	8,1	7	6,2	5,7	5,4

۸-۲۱

۸-۷-۱ وسایل اتصال ترکیبی

وسایل اتصال ترکیبی نیروی برشی را بین تیر فولادی و صفحه بتنی را تحمل کرده و با هم

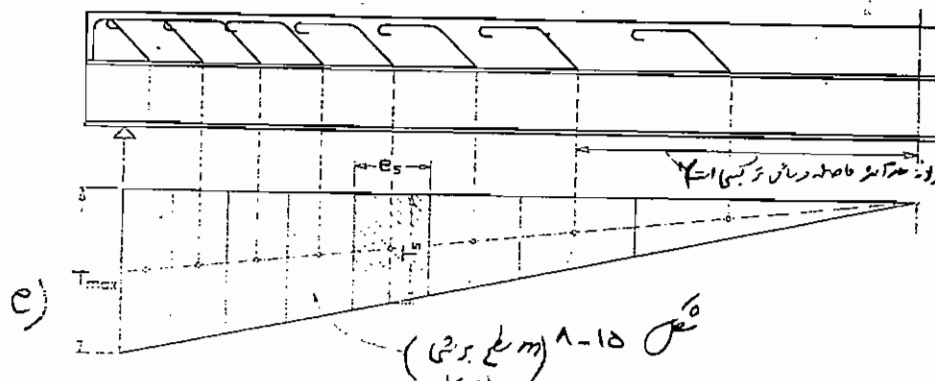
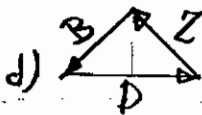
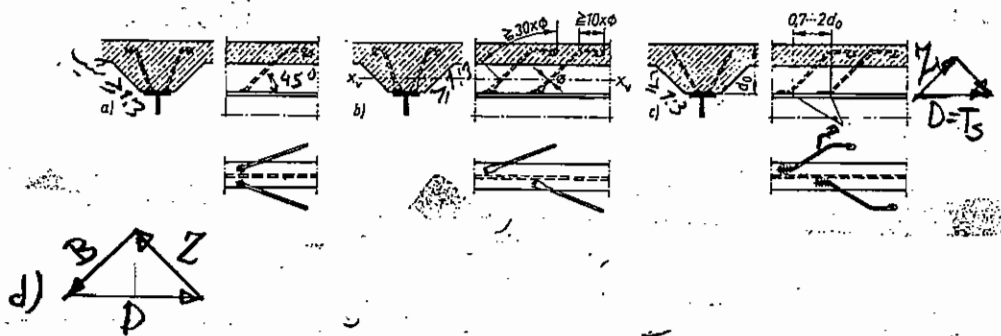
بسیار انتقال می دهند. انواع وسایل ترکیبی به شرح زیر است:

۱-۴-۷-۱ قلابی ترکیبی (شکل ۸-۱۵) برای تیرهای ترکیبی که در آنجا صفحه بتنی

با پی با هم پیوسته ای در ارتفاعی دارد مناسب بوده و در تیرها نیروی برشی را به بالای صفحه بتنی

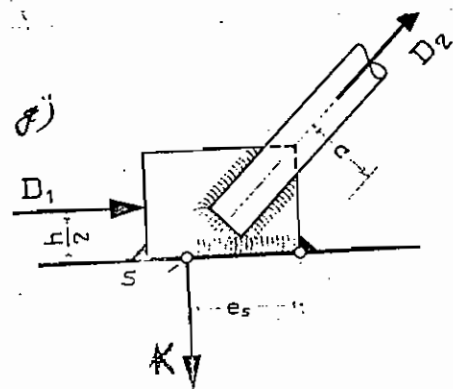
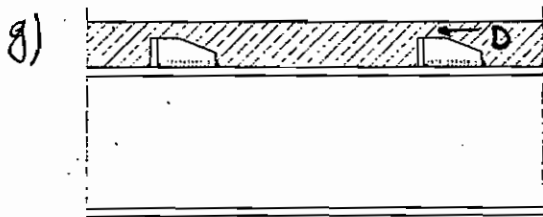
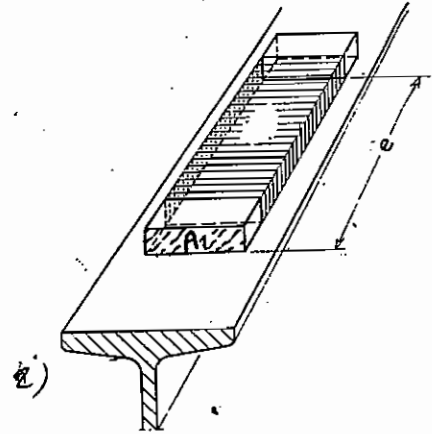
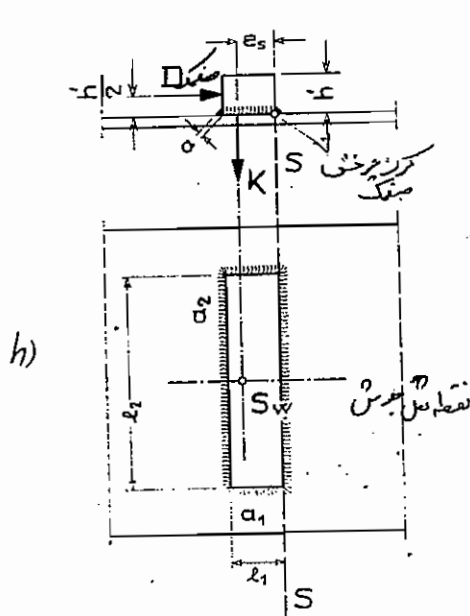
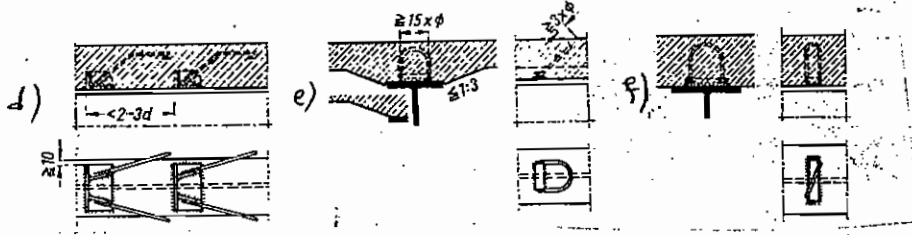
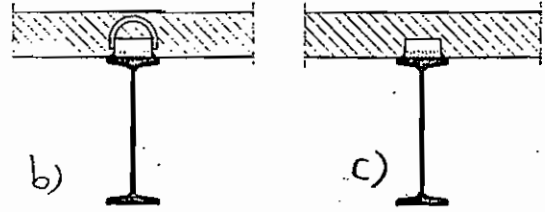
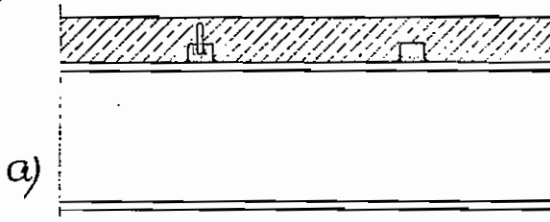
انتقال دهند. انواع مختلف اجزائی این قلابها همواره با ابعاد توصیه شده در شکل

(۸-۱۵) ذکر شده اند. زوایای با هم پیوسته در ۱:۳ باشد.



در این حالت می توانیم بگوییم که نیروی حاصله در وسایل ترکیبی است
 لذا در این حالت وسایل اتصال
 ترکیبی رضامند را شایع
 می گردند

شکل ۸-۱۵ (مطابق برشی) ساری



1,14 K



نیروی را که یک قطب در تراز تحمل کند عبارت است از:

$$D_{\text{میز قطب}} = \sigma_{\text{میز قطب}} \cdot A_e = 1,40 A_e \quad (ST37, G_{e, \text{میز}} = 1,4 \text{ t/cm}^2)$$

و همچنین تنش کششی مجاز قطب
 که در آن A_e سطح مقطع میلۀ قطب است و $\sigma_{\text{میز قطب}}$ در میلۀ های قطب در تراز
 تیر فولادی جوش داده است. بچون میلۀ های قطب طبق ریزالام جوش پیوسته (شکل
 ۸-۱۵۰) انجام میگیرد. طبق رسم این ریزالام در بخش (۵-۸) ذکر شد. چون محلول در
 میلۀ قطب پدیده خوردگی نصب میگردند تعداد m این میلۀ های قطب برای تولید در
 نصف طول تیر عبارت است از:

$$D = T_s \Rightarrow m = \frac{1/2 T_{\text{max}} \cdot 1/2}{2 D_{\text{میز قطب}}} = \frac{T_{\text{max}} l}{8 D_{\text{میز قطب}}}$$

هر چند که میلۀ های قطب نیروی $D = D_{e, 45^\circ} = \frac{D}{\sqrt{2}}$ را حمل می کنند (شکل ۸-۱۵۱)
 و برای آن بزرگ ضریب اطمینان نیروی D به میلۀ قطب محول می شود و سطح مقطع
 A_w جوش میلۀ های قطب به تیر فولادی عبارت است از:

$$A_w = \frac{D_{\text{میز قطب}}}{\sigma_{\text{میز قطب}}}$$

که در آن $\sigma_{\text{میز قطب}}$ تنش برشی مجاز جوش است (جدول ۴-۱۲)
 قطب های انتهایی را برای حمل نیروهای حاصل از خزش - جمع نشدگی - و سایر عوامل قویتر از سایرین
 قطب در سازه (برگرفتن ۴-۲-۷-۸ را ببینید)

۲-۴-۷-۸ صفحات گسای ترکیبی (شکل ۸-۱۲) که برای ارتجاع کننده اند

میلۀ های قطب هستند برای دالایی که بی آن آکرتنه بولد (شکل ۸-۱۴) و نسبت با همی های
 آن کمتر از ۱:۳ است و یا اصلاً هیچ با همی های وجود ندارد (شکل ۸-۱۴)



۱۸-۱۱

مناسب هستند. برای انتقال نیز، یک نیروی برشی بهتر است که صفتها به سطح مقطع T که با تعداد زیر سرد استقامت کار بیشتر است. صفتها به سطح مقطع بزرگ و فواصل زیر. صفتها می توانند معمولاً از دم صفتها معمولی (۸-۱۴c) و به بردن T تنه (۸-۱۴g) و به صفتها همراه به سله های صلب $(4, 8, 14b)$ و T به سله صلب (۸-۱۴d) $\frac{P}{A}$

صفتها به بردن T در مورد به بر فرکانس جوش داده می شوند. نیروی مقاوم یک صفت

$$D_{\text{مقاوم}} = A_2 \cdot \sigma_{\text{جوش}} \quad \text{مقاومت از:}$$

$$\sigma_{\text{جوش}} = \sqrt[3]{\frac{A}{A_1}} \quad \text{که در آن:}$$

$\sigma_{\text{جوش}}$ تنش فشردگی اتصالی بین (جدول ۸-۸) $\sigma_{\text{جوش}}$ A_1 سطح پیش از صفت بردن T $\sigma_{\text{جوش}}$ شکل (۸-۱۴g) A عبارت است از سطح بخش تنش و مقدار آن عبارت است از

$$A = 2d^2 \quad \text{صفتها بین برده های همی} \quad \text{(شکل جدول ۸-۳)}$$

$$A = b \cdot d_0 \quad \text{صفتها بین به همی}$$



در صورت آرتقار b_0 و d_0 بزرگتر باشد محدود تر گزاشته می شوند

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 \leq 5K (l_2 = \text{پهنای صنف}) \\ d_0 \leq 5K (h' = \text{ارتفاع صنف}) \end{array} \right\} \text{ شکل ۸-۱۴}$$

تعداد صنفها در نصف طول تیر عبارت است از:

$$n = \frac{T_{max} \cdot l}{4D \cdot \text{پهنای صنف}}$$

محاسبه جوش صنف به تیر فولادی

نیروهای مورب به اندازه نیروی صنف D که در نصف ارتفاع صنف (پای) از کرده و

کنند $(D \cdot \frac{l}{2})$ میباشد. مرکز ثقل جوش برسد به آن استگی حول محور

چشم صنف بر تیر میباشد.

$$e_s = \frac{2a_1 \cdot l_1 \cdot \frac{l_2}{2} + l_2 \cdot a_2 \cdot l_1}{2a_1 \cdot l_1 + a_2 \cdot l_2} = \frac{a_1 \cdot l_1^2 + a_2 \cdot l_2 \cdot l_1}{2a_1 \cdot l_1 + a_2 \cdot l_2}$$

اگر a_1 و a_2 به جوش l_1 و l_2 طول جوشها باشد

نیروی K که تحمل به صنف را برقرار میکند عبارت است از:

$$K = \frac{D \cdot h'}{2 \cdot e_s}$$

این نیرو در جوش ترکیبی به صورتی قائم

$$\sigma_w = \frac{K}{2a_1 \cdot l_1 + a_2 \cdot l_2} \leq \sigma_w$$

و صنف D ترکیب که نیروی برشی میکند:

$$\tau_w = \frac{D \cdot \text{صنف}}{2a_1 \cdot l_1} \leq \tau_w$$

$$\sigma_{hw} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$$

تقریباً مقادیر ای عبارت است از:



گردانده که به بره نشود. بین این دو صفحه در

سطح A_2 به بین های افراط وصل است و سطحی که ممکن است بریده شود عبارت

است از: (۱-۱۶ج) $A_2 = e(2h' + l_2)$

تنش برشی در بین (مورد ۱-۸) بهیچ بیدگند از تنش برشی مجاز است:

$$\tau_{\text{برشی}} = \frac{D_{\text{مورد}}}{A_2} \leq \tau_{\text{مجاز}}$$

۱-۷-۴-۳- صفحه‌ها با میلله های قلاب (شکل ۱-۱۴د)

نیوهای مجاز عبارتند از:

$$D_{\text{مجاز}} = A_1 \cdot \tau_{\text{مجاز}} + 0.5 A_2 \tau_e$$

A_1 سطح مقطع پیشانی صفحه و A_2 مجموع سطح مقطع های میلله های قلاب هستند که بر

صفحه مبرشگی شوند

$$\tau_{\text{مجاز}} = \tau_{\text{مجاز}} \sqrt[3]{\frac{A}{A_1}}$$

$\tau_e = 1.4 \sqrt{\sigma_c}$ تنش مجاز میلله قلاب طبق مورد ۱-۸ می باشد.

۱-۷-۴-۴- صفحه‌ها با میلله قلابهای حلقه‌ای (شکل ۱-۱۴ه)

نیروی مجاز عبارت است از:

$$D_2 = A_2 \cdot \tau_e$$

$$D_{\text{مجاز}} = A_1 \cdot \tau_{\text{مجاز}} + 0.7 \cdot A_2 \tau_e$$

طراحی همه مبرشگی صفحه بر اثر فولاد تحت تراکم نیروی میلله قلاب (همان گویا). نیروی تحمل K عبارتند از:

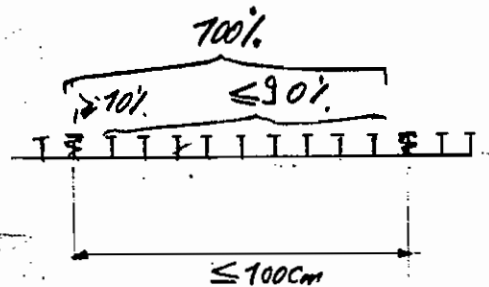
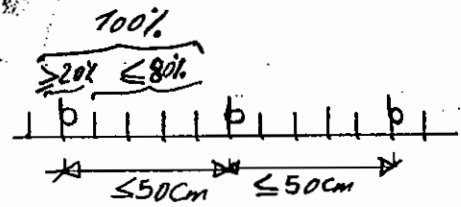
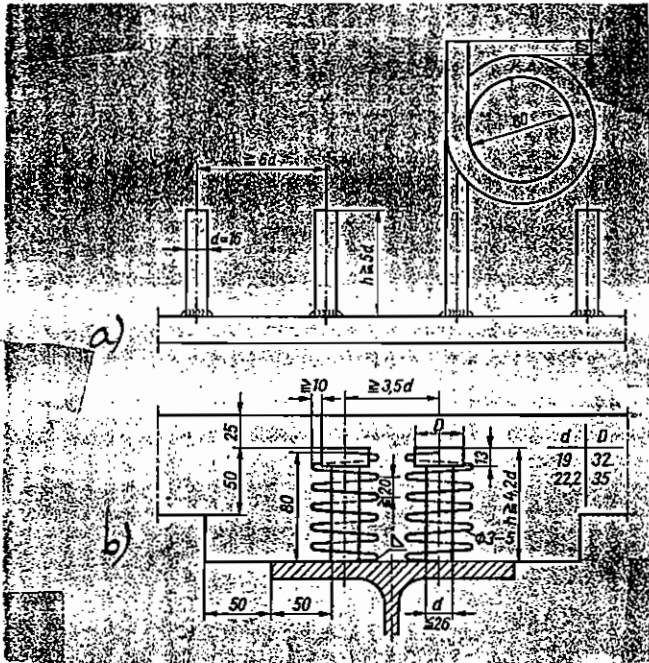
از: (۱-۱۷ج) $K = \frac{1}{e_3} (D_1 \cdot \frac{h'}{2} + D_2 \cdot C)$

$$\tau_w = \frac{K}{2a_1 l_1 + a_2 l_2} \quad \text{و} \quad \tau_w = \frac{D_1}{2a_1 l_1}$$

۸-۷-۴-۵- قلمها و گل ميخها

قلمها معمولاً از ميله‌هاي گد و يا آلياژهاي فولادي به قطر ۱۶ mm به پيچند. ابعاد اين قلمها در شکل ۸-۱۷a ذکر شده اند. براي جبرگيري از بلند شدن دال بتوني از روي تير فولادي هم‌عرض دال، قلمها را حلقه‌اي با هم‌رازي در فواصل 50 cm به س‌زند (شکل ۸-۱۷a). ابعاد و فواصل قلمها در شکل ۸ ذکر شده‌اند.

گل ميخها (۸-۱۷-ب) دال بتوني را بهتر به تير فولادي وصل ميکنند. کاربرد گل ميخها در فواصل يک متر به وسيله پيچيد ميله‌هايي به ضخامت ۳ mm و قطر پيچش 50 mm در درون دال به عمق بلند شدن دال بتون در فواصل قلمها در شکل ۸ ذکر شده است.



شکل ۸-۱۷
 قلمها و گل ميخها به وسيله طنابچه جوشي به تير فولادي جوش داده مي‌شود. در صورت وجود تيرهاي متعدد و زياد، استفاده از دستگاه‌هاي خودکار جوشي که سرعت کار را پيچيده کرده و دستل جوشي وک حزينه کار را در کاهش درصه ميکنند. تيرهاي مجاز مي‌باشند از:

$$D_{\text{جوشي}} = \alpha \cdot d^2 \sqrt{\beta w_{28}}$$

۱-۲۵

که در آن ρ_{w28} متوسط 28 روزه بتن به kg/cm^2 (میلو ۸-۸)

و α ضریب است به شرح زیر که از آزمایشات به دست می آید

$\alpha = 40$ برای میل بندی و قلمه های سبک حلقه
 $\alpha = 50$ حلقه

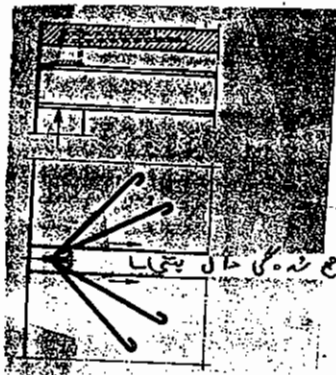
۴-۷-۸ - وسائل اتصال ترکیبی از بتن تیر

بطوریکه این وسیله وسائل اتصال ترکیبی از بتن تیر عدلت جمع شده است - بتن فشرده

در یک صفحه بتنی و به رمای همی نیروهای برشی برات برآوردی را به شکل گسسته بر این منطقه

میل ترکیبی از بتن تیر قرار داده و طبق شکل ۱۱-۸ تئوری

در جهت این قدر برای از بتن تیر در جهت جمع شده بتن به است. به سبب وسائل اتصال



شکل ۱۱-۸

جهت خرد شدن بتن در این جهت

ترکیبی در بخش ۵-۸ ذکر شده است

۵-۷-۸ پهنای موثر دال بتنی

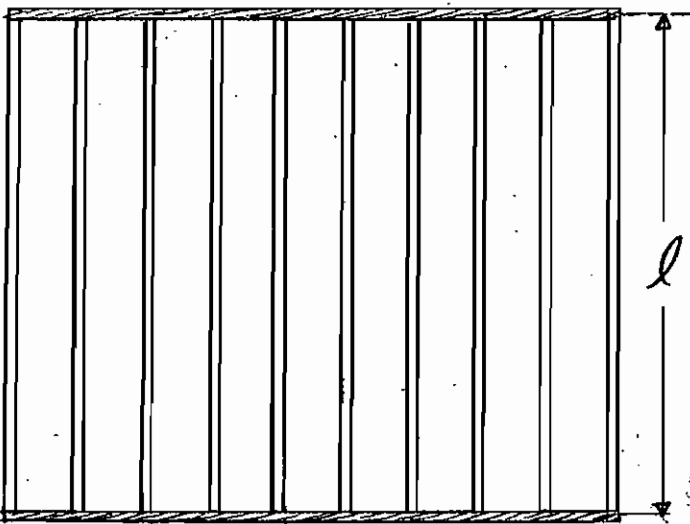
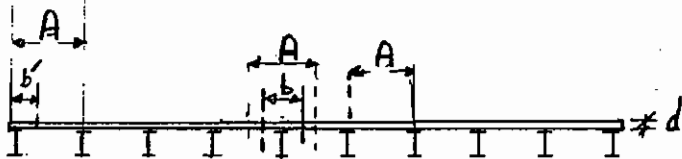
شکل ۱۹-۸ که برای از تیر ریزی فولادی را نشان می دهد که صفحه بتنی بر روی آن برسد

وسائل اتصال ترکیبی وصل شده است و به شرح زیر است فولادی بتنی بر روی

آهن لنگه وصل این موضوع پیش می آید که صفحه بتنی در چه پهنائی با تیر فولادی

مستقر است تیر ریزی فولادی بتنی مستقر عمل می کند در مرحله اول از تیر فولادی که

این پهنای b ، دهانه طول تیر l - و یا فواصل تیرهای A و a با ضخامت
 صفحه بین دو چین این تکلیف داده به رابطه است. برای جابجایی در این موضع
 ارتفاع تیرها و پرستها را به a و b و A از نقطه نظر مقاومت مصالح
 در سطح تیر بزرگ می‌دهد

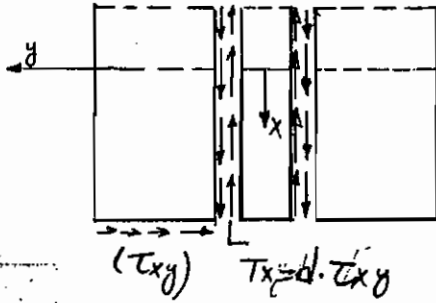
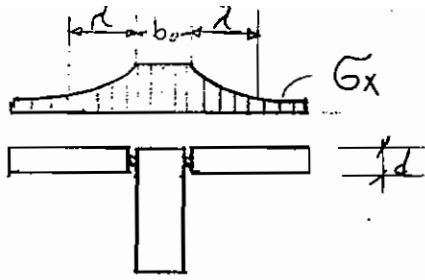


شکل ۱۸۱۹

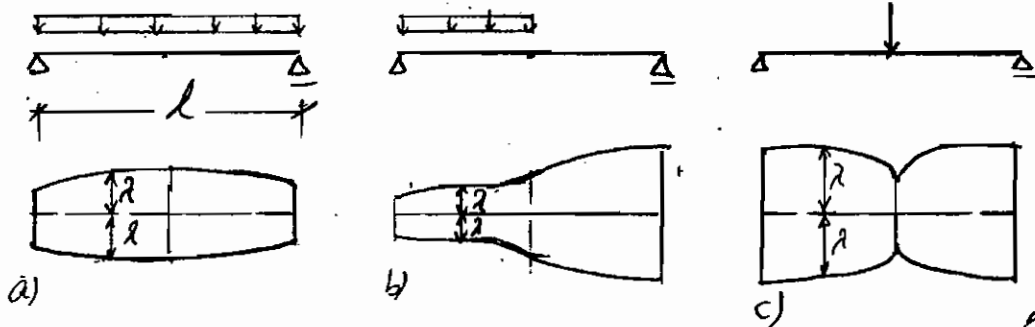
برای یک تیر که تحت خمی طبق قضیه ناولیر (Navier) که سطح مقطع سطح بعد از
 تغییر شکل دوباره مسطح باقی می‌ماند و این به علت این بود که بالا سر بر روی یک سطح
 تغییر یافته نمی‌ماند بلکه کرنش بالا و پایین در همان تیر کمتر و متن در بر روی همان
 بال یکسان نبوده بلکه شکلی مانند شکل ۱۸-۲ خواهد داشت. اگر اتصال با سطح صفحه
 و تیر از هم جدا می‌شود و تیر تنه با بزرگی آن از وقت تیر تغییر شکل داده و این تغییر شکل در
 موقع اتصال صفحه به تیر، از تیر به صفحه انتقال یافته و صفحه را مجبور به حرکت می‌کند
 این حرکتی توسط نیروی برشی T_x انجام گرفته که در نقطه اتصال تغییر شکل می‌دهد



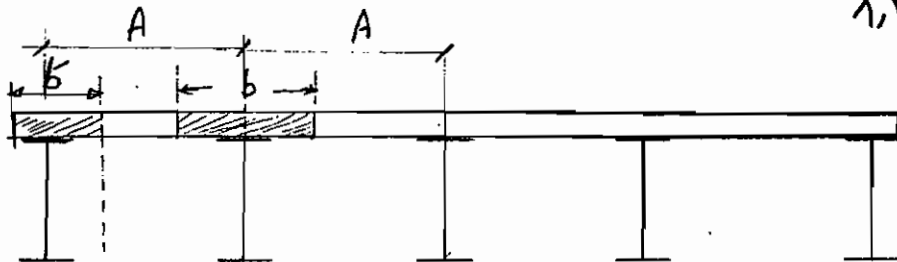
ساخته شده در
 دفتر مهندسان کادر



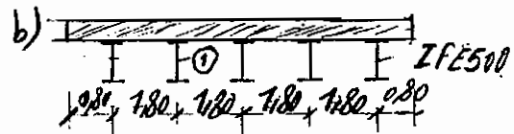
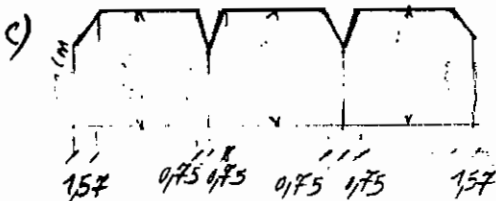
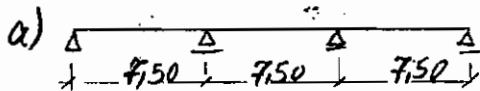
کل ۱،۲۰



کل ۱،۲۱



تیر مرکب
 گروه I



کل ۱،۲۲



ايجد كنند. اينج نيروي برشي T_x بر روی صفحه اثر کرده و در نتیجه صفحه لغزش برشی تحمل
 میکند و چون تاثير نيروي برشي در عوض پهنای صفحه طبق تئوري صفحه ها کاهش میدهد
 در نتیجه تغيير شکل فقط اتصال تا آخر عوض پهنای صفحه برسد اندازه لغزش کمتر ميشود
 محوري غير ميل شده است. برای حل مسئله اول نيروي T_x با توجه به شرایط تکيه ها طبق
 تئوري صفحه ها به دست آمده است سپس تقسيم تنش ها بر حسب طول. با فرض اینکه ضريب
 پهنای مؤثر a یک تير فرض کرد که تير و صفحه تنها بر پهنای a چنان فرض کرد که در اينج
 تير که بر فرض بر پهنای a فرض را بر حسب آن کرده که در تير و صفحه اصلی بر حسب آن
 در هم چنين بخش تنش محوري در پهنای a چنان است که در تير آنرا یکسان فرض نموده
 در اينجا فقط نتايج حاصله ذکر شده و اثبات اين تئوري را من ترک کنيم $(GIRKMANN)^*$
 پيما کرد. شکل ۱-۲۱ ضريب پهنای مؤثر a را نشان میدهد. بطوریکه
 شکل a بر سه وجه a در جاها تکيه به هم تکیه دارند و در حقیقت در تکيه ها که در تکيه از
 سایر جاها بر سه وجه a تئوري هم چنين شکل بر سه وجه a در جاها تکيه تير که بطول a تير در تکيه
 دارد سه است و دارای پهنای مؤثر a بزرگتری است. در پهنای مؤثر تيرهای که بر سه وجه a ولاری
 تنها که بر روی اين تئوري بنا شده در آنجا ضرائب اطمینان در نتايج از نتايج در حالت در آن
 سه اند: بگويم به اينج تيرهای AISI, DIN 4239, و DIN 1078 ذکر شده

پهنای مؤثر برابر تير که گروه I و گروه II مختلف است (بخش ۸-۲-۸):
 الف) تيرهای که بر سه وجه فولادی گروه I (سوی $\frac{1}{2} \leq \frac{a}{H} < 1$ و $H \leq 400 \text{ mm}$)
 پهنای مؤثر a برای تيرهای وسطی (جدول ۱-۴)

$$b = \begin{cases} 0.25 l \\ \leq A \\ \leq \frac{1}{2} l + b_{st} \end{cases}$$



$$b' = \begin{cases} \leq 0.12 l \\ \leq \frac{A}{2} \\ \leq 6d + b_{st} \end{cases} \quad \text{پهنای سرریز کف بار تیرهای زنتی (مجدول ۱-۴)}$$

ب) تیرهای مرکب فولادی گروه II (سوزن $\leq \frac{1}{4}$ و 750 mm و $H \geq 400 \text{ mm}$)
 اینج تیرها معمولاً دهانه‌های بزرگ و سرد زیر مانند سقف‌های خنجر کشیده
 و به چینی سازی بکار می‌روند. لذا تعیین پهنای کف نسبتاً دقیقتر انجام می‌گیرد و برای
 این منظور مناسب: $\lambda = \frac{B}{l}$ را که در آن l طول دهانه و B فاصله مابین
 پایه‌های صافه تکیه تا نصف فاصله دو تیر می‌باشد حساب کرده و سپس به جدول
 جدول ۱-۴ مراجعه. و ضرایب α و β و λ را برای شرایط تکثیر یافته در جدول
 بیست بیابند. برای این منظور یک مثال زده می‌شود:

مثال یک: پهنای سرریز یک تیر یکسره طبق شکل ۱-۲۲ که سوزن آن $1/4$ (تیر گروه II)

$$l = 750 \text{ cm}, A = 180$$

$$B = \frac{1}{2}(180 - 20) = 80$$

مشخصات تیر

پهنای سرریز برای تیر (۱) زنتی برآید (جدول ۱-۴)

$$\lambda = \frac{B}{l} = \frac{80}{750} = 0.107 \approx 0.12$$

تکثیر α_2 و β_2 و λ طبق جدول ۱-۴ $\left\{ \alpha_2 = 0.53, \beta_2 = 0.69, \lambda = 0.13 \right\}$

$$b_{m1} = \alpha_2 \cdot B = 0.53 \times 80 = 42.4 \text{ cm} \quad \text{در تکثیرهای مختلف بیرونی}$$

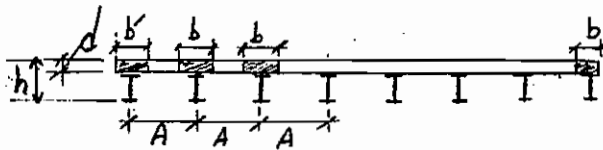


۸-۴۰

ساخته های فلزی مکتب فبید صادق کرد

جدول ۸۴. پهنای مؤثر دال بتنی تیرهای مرکب فولادی بتنی

الف) تیرهای مرکب گروه I (سربار $\geq 750 \text{ kg/m}^2$ و $400 \text{ mm} \leq h$)



پهنای مؤثر b برای تیرهای دولتی

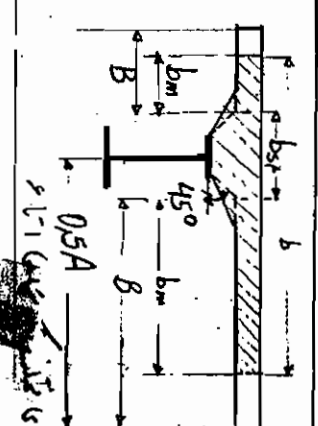
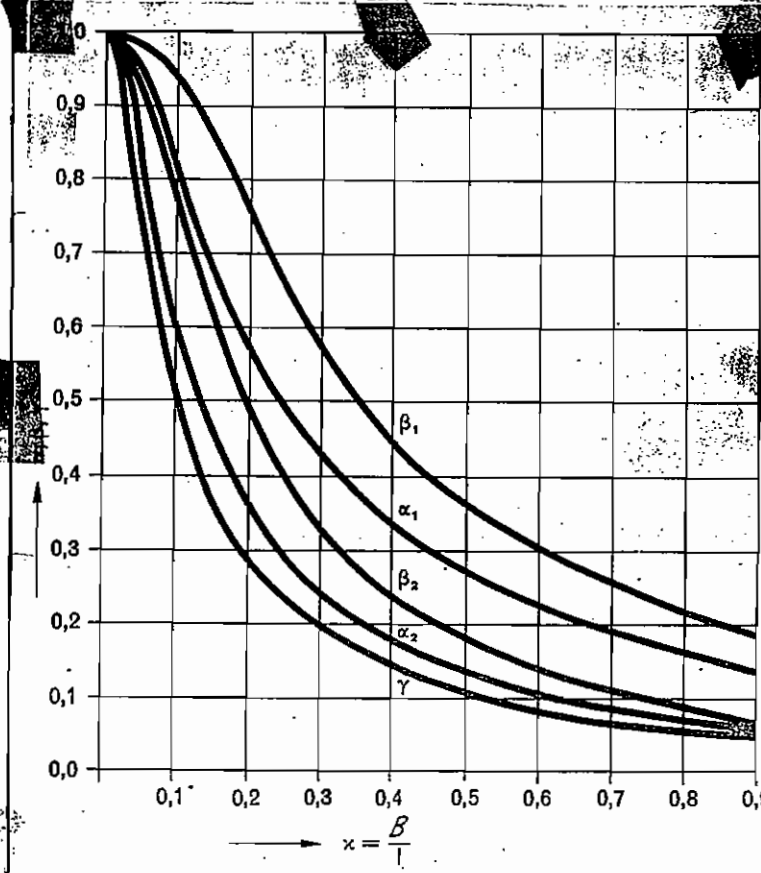
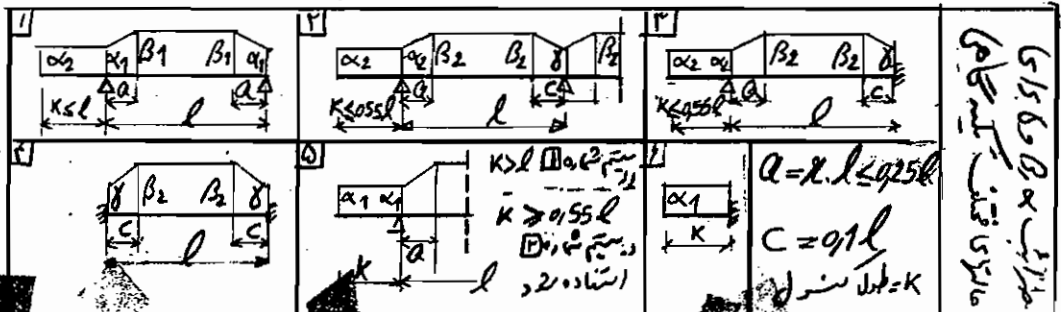
$$\begin{cases} b \leq A \\ \leq 0,25 l \\ \leq b_f + b_{st} \end{cases}$$

$l = d$

پهنای مؤثر b برای تیرهای انباشته

$$\begin{cases} b \leq 0,5A \\ \leq 0,112 l \\ \leq b_f + b_{st} \end{cases}$$

ب) تیرهای مرکب گروه II (سربار $< 750 \text{ kg/m}^2$ و $400 \text{ mm} \leq h$)



نسبت b_m به b برای تیرهای دولتی

$$b_m = \alpha \cdot B$$

نسبت b_m به b برای تیرهای انباشته

$$b_m = \beta \cdot B$$

نسبت b_m به b برای تیرهای مرکب

$$b_m = \delta \cdot B$$

نسبت b_m به b برای تیرهای مرکب

$$b_m = b_{st} + b_m + b_m$$



$$b_{m2} = \gamma \cdot B = 0.43 \times 160 = 69 \text{ cm}$$

در تکیه‌های داخلی

$$b_{m3} = \beta_2 \cdot B = 0.69 \times 160 = 110 \text{ cm}$$

در راض و هانه

$$b_1 = 2b_{m1} + 20 = 180 \text{ cm} \quad ; \quad b_2 = 2b_{m2} + 20 = 158 \text{ cm} \quad ; \quad b_3 = 2b_{m3} + 20 = 230 \text{ cm} = 180$$

$$a = \alpha \cdot l = 0.12 \times 750 = 90 \leq l/4 = 187.5$$

طول پهنای سرش

$$c = 0.1 \cdot l = 75 \text{ cm}$$

روند پهنای سرش در شکل ۸-۲۲c رسم شده است. بجز تکیه روی سرش پهنای سرش

در طول تیر یک نبره لذا ابعاد تیر یک در طول تیر متغیر است.

۸-۱ - حالت‌های مختلف ترکیبی

در خم‌های پیش‌بینی طرز گسسته تیرهای کربن فولادی بتنی لاستیک و بطوریکه روی سر به صنعه بتنی و در طول تیر فولادی در محل برها از ابعاد تیر فولادی به میزان قابل ملاحظه‌ای می‌کاهد. حالا نشانه در محل برها به بزرگ‌ترین ممان‌های مختلف اجزای در محل راستش شود معمود و بر های بسته در محل معمود.

الف) ترکیب صنعه بتنی و تیر فولادی برای سر بار - (ترکیب نیمه) (بدون شمع بتنی)

در این حالت تیر فولادی روی تکیه‌های نهایی قرار دارد و سفت‌ترین بین تمام درک‌معمود صنعه بتنی را تحمل می‌کند. بعد از آنکه بتن سفت شود صنعه بتنی در محل تیرها سهم‌گیر و سر بار توسط تمام تیر کربن حمل می‌گردد. صنعه بتنی در شکل ۸-۲۳ رنگ سبز است.

ب) ترکیب صنعه بتنی و تیر فولادک برای بار دائم و سر بار (ترکیب تمام) (شمع بتنی)

تیر فولادی در سفت‌ترین بخش برسد به تکیه‌های داخلی اجزای A (شکل ۸-۲۳ رنگ سبز است) در محل سخت ترین محل است. بعد از سفت شدن بتن این تکیه‌ها بر ایستاده شود و در نتیجه صنعه بتنی هم در محل بار دائم و هم در محل سر بار سهم گیر شود.

تفاوت تکیه‌ها، اجزای (شمع) شرح زیر توضیح می‌دهند:

* این تکیه‌ها بنا بر شمع بتنی تیر معروف می‌باشند





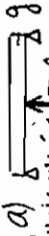
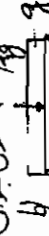
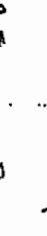
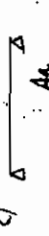



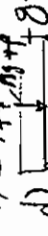
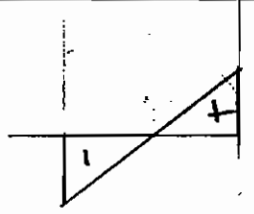
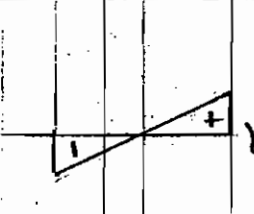

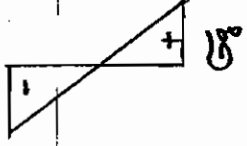
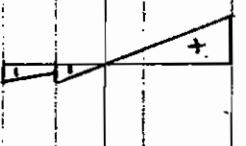
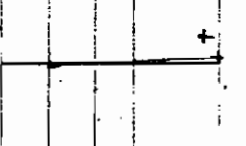
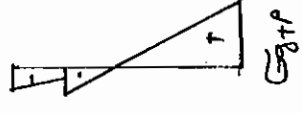
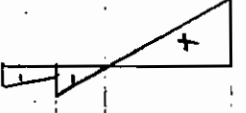
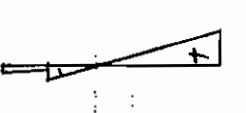
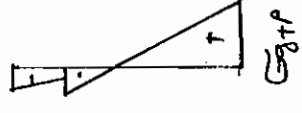
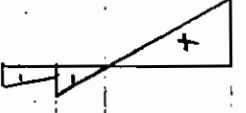
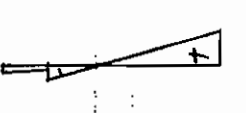


دکتر مجید صادقی کدر

۱-۴۲

کل ۱،۲۳

کدام این شکل امکان اصطلاح دارد

1	2	3
<p>در اینجا g و p سراسر بار</p> <p>a) </p> <p>b) </p> <p>c) </p> <p>d) </p> <p>گ کرکله یوزغولادی و بعد از صفت شدن بین پ بوسید بزرگترین عمل میگیرد</p>	<p>a) </p> <p>b) </p> <p>c) </p> <p>d) </p> <p>تا صفت شدن بین شیخ زیرتر مانده دهیم بر دارنده میشود</p>	<p>a) </p> <p>b) </p> <p>c) </p> <p>d) </p> <p>بوسید شیخ یک چیز در جهت بالا ایجاد کردیم و بعد از صفت شدن بین شیخ بر دارنده میشود</p>
<p>قبل از صفت شدن بین g بار</p> <p></p>	<p>قبل از صفت شدن بین g بار</p> <p></p>	<p>قبل از صفت شدن بین g بار</p> <p></p>
<p>بعد از صفت شدن بین g بار</p> <p></p>	<p>بعد از صفت شدن بین g بار</p> <p></p>	<p>بعد از صفت شدن بین g بار</p> <p></p>
<p>تشریح برای حاصل از g برداشتن یکدیگر اولی A</p> <p></p>	<p>تشریح برای حاصل از g برداشتن یکدیگر اولی A</p> <p></p>	<p>تشریح برای حاصل از g برداشتن یکدیگر اولی A</p> <p></p>
<p>شکل ی نهایی $g+p$ بار</p> <p></p>	<p>شکل ی نهایی $g+p$ بار</p> <p></p>	<p>شکل ی نهایی $g+p$ بار</p> <p></p>



حداقل تیرگیه اجزای در وسط تیر → $l < 7.0$

حداقل تیرگیه اجزای در وسط تیر $l > 7.0$

ج ترکیب صفحه بتنی و تیر فولادک برای بار دائم و سربار و بار منفی (شیع بندی اجزای)

تیرگیه در اجزای مثل ب که بلندتر از ضخه تیر و در نتیجه تیر فولادک نسبت
 بالا خم می‌گردد. سپس بتن بکفنه تیر و بعد از سفت شدن آن تیرگیه ها بر بسته می‌شوند.
 در اثر بلند کردن تیر قبل از سفت شدن بتن در تیر فولادک تنش سطحی شکل ۱۱-۱۳ بر این
 بر وجه تکیه که در بتن فشرده (منفی) و در بتن بالای کشش (مثبت) است و این تنش
 حاصل از بار منفی بعد از برداشتن تیرگیه ها در سطح از سمت بتن های ~~موجود~~
 در کاهنده و در نتیجه تیر ترکب می‌تواند بر بیشتری تا تحمل کند
 که در ادامه حاوی گذشته شرح زیر می‌باشد:

۱-۸-۸ - ترکیب صفحه بتنی و تیر فولادک برای سربار: (بدون شیع بندی)

طبق جدول ۱۱-۲۰ قبل از سفت شدن بتن در تیر فولادک در اثر تیرگیه M_y حاصل از بار ^{مستقیم}
 تنشهای $(\sigma_{mp})_s$ بر وجه تکیه بعد از سفت شدن بتن تیر ترکب بر تیرگیه P حاصل می‌کند
 یعنی در بتن $(\sigma_{mp})_b$ و در فولاد $(\sigma_{mp})_s$ بر وجه تکیه تنشهای کل عبارت خورده از هماد
 $(\sigma_{mp})_s + (\sigma_{mp})_s$ در تیر فولادک
 $(\sigma_{mp})_b$ در صفحه بتنی



البته علاوه بر این تستهای حاصله از خوردگی و کاهش حجم و در نهایت و حذف دارند که پس
تستهای پیش از عملیات انجام میگیرد.

۸-۱-۲- ترکیب صفحه بتنی و تیر فولادی برای بار دائم و سربار (شیع بندی)

طبق جدول ۸-۷۶ قبل از سفت شدن بتن تیر فولادی عملیات سفت کردن و
بعد از سفت شدن بتن و برآیند بتن گدازه اجزای عکس العمل این گدازه بتن سربار سفت
بر روی تیر ترکیب اثر کند و در نتیجه تیر ترکیب علاوه بر عمل بار زنده P بر Ag مابعد
عمل کند. تستهای حاصله در فولاد از این نوع بار بر آید (Mg) اضافه گشته و در این نقطه
از Ag و P سربار (جدول ۸-۷۶)

۸-۱-۳- ترکیب صفحه بتنی و تیر فولادی برای بار دائم و سربار بار منفی (شیع بندی)

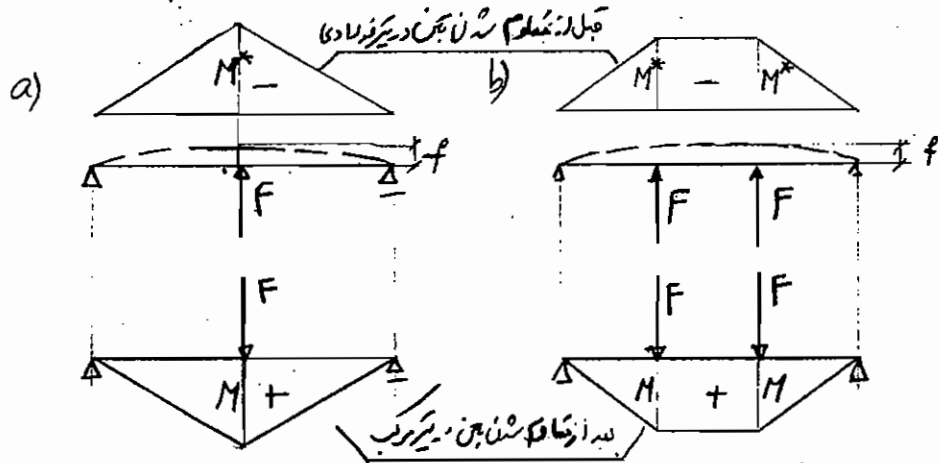
طبق جدول ۸-۷۷ تیر فولادی قبل از بتن بزرگ بر سید گدازه اجزای بتن سربار
و سپس بتن بزرگ سفت شدن بتن تیر فولادی بر تیرهای دیگر تستهای حاصله از بتن سفت
و بر آید (Mg) سربار (در تیر ترکیب) را عمل کند. بعد از سفت شدن بتن و برآیند بتن
های اجزای بتن سفت شدن بتن سربار اجزای عکس العمل گدازه های حاصله از
در تیر Ag سربار سفت شدن تیر ترکیب اثر کند و علاوه بر آن تیر ترکیب بار زنده P مابعد
عمل کند. تستهای حاصله در سنج و فولاد در جدول ۸-۷۷ ذکر شده اند. برای این
بار منفی تیر بتن سفت شدن بتن (F) برای بتن سرتیر سربار از f برای بتن سرتیر سربار
در وسط و در دو شیب در نقاط ۱/۳ در شکل ۸-۲۴ ذکر شده است. عمل از سفت
شدن بتن سرتیر سفت شدن تیر فولادی عمل سفت شدن و بعد از سفت شدن بتن و برآیند بتن



جهت از نگاه مهندسين عبور نگاه مهندسين جهت	a)	b)	c)
استنش های موجود قبل از رفت شدن بین در زیر فولادی در اثر			
$(GMg)_{st}$	$(GMg)_{st}$	$(GMp)_{st} + (GMg)_{st}$	
استنش های که بعد از رفت شدن بین علاوه بر صحت در تمام نیز ترکیب بوجود می آید عبارتند از:			
$(GMp)_{st}^b$	$(GMAg)_{st}^b + (GMp)_{st}^b$	$(GMp)_{st}^b + (GMAg)_{st}^b + (GMg)_{st}^b$	
استنش های موجود در زیر فولادی عمده			
$(GMg)_{st} + (GMp)_{st}$	$(GMg)_{st} + (GMAg)_{st} + (GMp)_{st}$	$(GMp)_{st} + (GMg)_{st} + (GMp)_{st} + (GMAg)_{st} + (GMp)_{st}$	
استنش های موجود در در صورتی صاف			
$(GMp)_b$	$(GMAg)_b + (GMp)_b$	$(GMp)_b + (GMAg)_b + (GMp)_b$	
علاوه بر اینها استنش های حاصل از لغت بین و دما و غیره برآید است.			



گردد نسبت برسيه تمام تير فولادى حاصل گردد
 كوكب بينى



$$F = \frac{48EI \cdot f}{l^3}$$

$$M = \frac{F \cdot l}{4}$$

$$M^* = -M$$

$$F = \frac{648}{23} \cdot \frac{EI \cdot f}{l^3}$$

$$M = \frac{F \cdot l}{3}$$

$$M^* = -M$$

عدد 1,24

چون عمل تير فولادى سن بين تير فولادى در پير لى اين حالت واضح بين

تير فولادى در پير



۱-۹- طراحی سازه تیرهای مرکب

طراحی دقیق تیرهای مرکب در بخشهای ۲.۸ تا ۸.۴ بک شده این طراحی را فقط

آن موقع صورت است که حالتی زیر با هم وجود داشته باشد:

الف: تیر مرکب گروه I

ب: فولاد ST-37

ج: پیش تیندن تیر فولادی (رینجین ۸.۸ را ببینید) در بل و تیندن تیر فولادی فنی

با بر ۵۰۰ kg/cm² بر حسب یاد دارد

از هر سه نکته بالا در مورد تیری صادق باشد در تیر از این روش برای طراحی تیر استفاده

نمود. برای بر حسب آوردن تنش پیش کشید فوق در پروفیل های متعارف استوار لازم باشد که

تکیه گاه اجزائی و سطح زیر است (طبق جدول ۷-۴)

$$f = \frac{10^{-4} \sigma^2}{2.52 h_{st}}$$

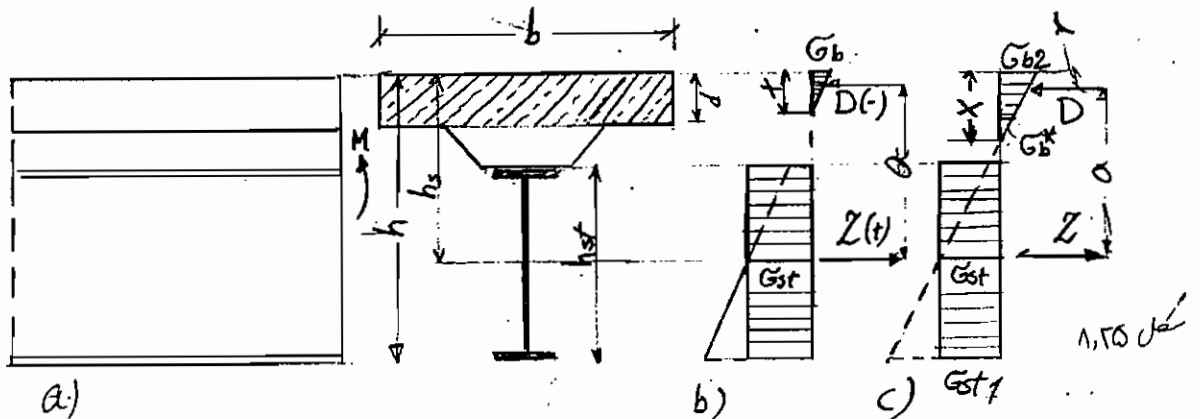
الف: تکیه گاه در وسط تیر (L و L_{st} با هم)

$$f = \frac{10^{-4} \sigma^2}{1.97 h_{st}}$$

ب: تکیه گاه اجزائی در نقاط ۱/۳

در محاسبه های از تفاوت ناحیه های صفحه بتنی حفظ شود و مع همین متن تیر فولادی

در گزارش ST-37 تیر فولادی فرض در یک و کنترل تنش برای این متن انجام گیرد



نقل ۱-۲۵
 محل گزارش تیر مرکب (نقل ۱-۲۵)

$$x = \frac{\frac{1}{n} A_b \cdot \frac{d}{2} + A_{st} \cdot h_{st}}{A_i}$$



$$x = D = \frac{M}{\alpha}$$

نیوهای داخلی عبارتند از:

که در آن α فاصله نیوهای کشنده x و فاصله D از مرکز کشنده است که برصید تیر فولادی عمل می‌گردد در مرکز تیر فولادی فرض شده و تنش مرکز تیر فولادی

$$\sigma_{st} = \frac{x}{A_{st}}$$

عبارت است از:

برای به دست آوردن اینکه α و تنش در بتن دو حالت پیش می‌آید:

الف) که ضربه داخل ضربه بتنی است $x < d$ (شکل ۱-۲۵b):

$$\begin{cases} a = h_s - \frac{x}{3} \\ \sigma_{b2} = \frac{2D}{b \cdot x} \end{cases} \quad (\text{مساحت مستطیل})$$

ب) که ضربه به بیش ضربه بتنی است: (شکل ۱-۲۵c)

$$\sigma_b^* = \sigma_{b2} \cdot \frac{x-d}{x}$$

$$r = \frac{d \left[\sigma_b^* \cdot \frac{d}{2} + \frac{1}{2} (\sigma_{b2} - \sigma_b^*) \cdot \frac{d}{3} \right]}{\frac{\sigma_{b2} + \sigma_b^*}{2} \cdot d} = \frac{d \cdot \frac{x-d}{x} + \left(1 - \frac{x-d}{x} \right) \frac{d}{3}}{1 + \frac{x-d}{x}} = \frac{3x-2d}{2x-d} \cdot \frac{d}{3}$$

$$a = h_s - \frac{d}{3} \cdot \frac{3x-2d}{2x-d}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{2D}{b \cdot d \left(1 + \frac{x-d}{x} \right)} \quad (\text{مساحت مستطیل})$$

۱-۱ تنشهای مجاز تیرهای مرکب فولادی بتنی

تفسیری مجاز تیرهای مرکب فولادی بتنی طبق آیین نامه DIN 4239 در جدول ۱-۱۸ ذکر

شده است. تفسیری مجاز بتنی در آیین نامه ای که در سال ۱۹۵۶ تدوین شده است برابر

طراحی‌های سابق که بر روی الاستیک بود باز شده لذا منوط بر تفسیری مجاز بتنی از

آیین نامه DIN 1045 (تدوین سال ۱۹۷۲) استفاده کرده که در آن یک ضریب ایمنی

طراحی معادل ۲.۱ مفروض شده است. از آنجا که تنش جوش در تیرهای مرکب I



جدول ۸۸، ششای مجاز تیرهای کرب فولادی شنی

۱- ششای مجاز در تیر فولادی در kg/cm^2 طبق DIN4239

ردیف	ST52	ST37	بازگزاره عادی و فوق العاده
1	-	1400	تیر کرب گروه I بدون خزش و کاهش حجم برای کنترل تنش ۱- ششای شماره های کنار ی ۲- ششای مرکز تیر فولادی با سبب لجه
2	-	1400	روش ساده
3	-	1200	(a) لگ بگ کردن تیر کنترل شود (b) " " " " " " " " " "
4	2400	1600	تیر کرب گروه A برای کنترل تنش
5	2700	1800	(a) بدون مراقبت خزش و کاهش حجم (b) " " " " " " " " " "
6	-	1400	۲- ششای مجاز در روش اتصال تیر کبیا (تدا با و همگن کبیا)

۳- ششای مجاز در طبق DIN 4239 با ضریب اطمینان 2.1 و در kg/cm^2 (آقیباس از) DIN 1045 با توجه به

Bn	Bn	Bn	Bn	Bn	نوع بتن
550	450	350	250	150	
550	450	350	250	150	حد اعلى مقاومت ۸ کروزه $R_{w28} [kg/cm^2]$
140	130	110	80	50	فشار: (a) ضخامت صفحه بتنی $d < 8cm$
130	120	100	70	40	(b) ضخامت صفحه بتنی $d \geq 8cm$
					برس در اثر خشی:
8	7	6	5	3.5	(a) بدون کنترل تفاوت در ضایع برس
30	27	24	18	12	(b) با لایحه بتنی بدون سبب که رعایت برس
8	7	6	5	4	حیثیتگی برس که رعایت شود (از میانگین های طولانی و در)
120	110	90	60	35	فشار بدنه جوی و سبب اتصال تیر کبیا

از فولاد ST-37 مترك به استفاده از تنش‌های مجاز جدول ۸-۸ منظور شد.

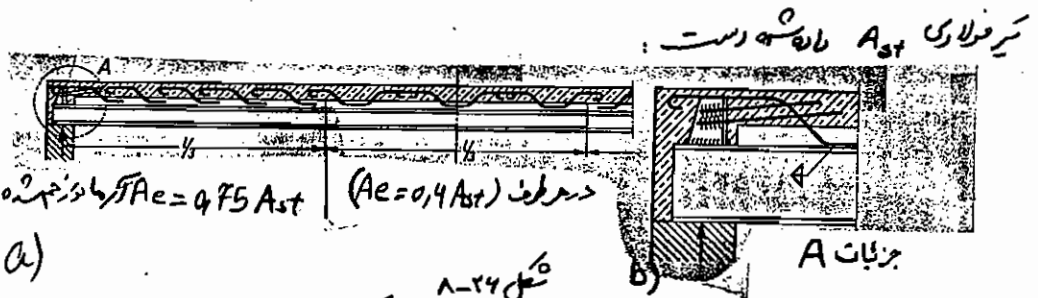
۸-۱۱ طراحی وسائل اتصال ترکیبی

۸-۱۱-۱- کاسه‌ها و طراحی

بطوریکه در بخش ۸-۵ ذکر شد وسائل اتصال ترکیبی نیروهای کششی را به‌پیر از صنوبر تهن به کیر فولادی انتقال داده و طرز محاسبه این نیروها در اثر بارگذاری خارج و فرشی بتن - رها - جمع زهنگی بتن و پیش‌تنیدگی صنوبر تهن در بخش ۸-۷ مورد بحث قرار داده شد. در ترکیب‌نیمه (بخش ۸-۸ الف) نیروی برشی علاوه بر سوراخ برای نصف ج‌های دائم هم حساب می‌شود. طرز طراحی اجزای در بخش ۸-۷-۲ ذکر شد.

الف) تیرهای گروه I

در این روش از محاسبه دین قدامی ترکیب صرف نظر کرد چون قدامی ترکیب طبق فصل ۸-۲۲ متعادل به وسط تیر گسترده می‌شود. مجموع سطح مقطع وسائل اتصال ΣAe متناسب بر سطح مقطع



یعنی در انتهای پیرایم تیر مجموع سطح مقطع وسائل اتصال ترکیب ΣAe باید $0.75 A_{st}$ در

وسط تیر معادل $0.40 A_{st}$ باشد. تغییر از این‌جا در هر دو انتهای تیر قدامی تقوینتی و

جمع زهنگی بتن که بتواند نیروی $P = 0.1 A_{st} + 0.1 A_{st}$ را تحمل کند نصب می‌شوند (شکل ۸-۲۶)

در ردیف ششم جدول ۸-۸ مقدار A_{st} برای وسائل ترکیبی ذکر شده است. همچنین اجزای اتصال

ریخ قلابی انتهای در جهت جمع زدگی بتن در پشت (شکل ۸-۲۴)

ب) تیرهای مرکب گروه II

نیوهای برشی و تیرهای مرکب گروه II همیشه طبق بنی ۵-۸ ساخته و

وسایل اتصالات هم نسبت برآیند طراحی می‌شوند.

۸-۱۲ - چند مثال

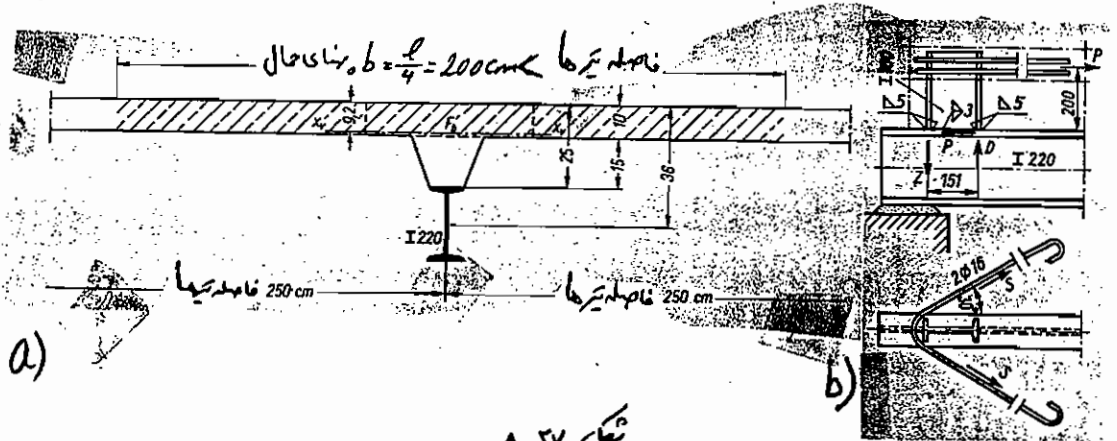
شکل ۱ (شکل ۸-۲۷) برای پشت بزم سقف پشت بزم که قابل استفاده بعنوان تیر است

تیرهای مرکب I 220 در فاصله ۱۰^{cm} صفا بتنی با پهنای مایل برای نگارند

طول دهانه $l = 8\text{ m}$ و فاصله تیرها ۲۵۰ سانتیمتر است. نیوهای دائمی $q = 850\text{ kg/m}$ و

تیرهای مرکب $p = 500\text{ kg/m}$ (جمع نیوهای $q + p = 1350\text{ kg/m}$) تیر فولادی $5 + 37$ - بتن $B25$

- سله‌های قلاب در کمراترهای سله کشود. حالت ترکیبی (میل تنزید بر سله بلند $q + p$)
 (شعب بندی با خیزش)



شکل ۸-۲۷

الف) کنترل بتن در تیر مرکب

$$\left. \begin{aligned} H &= 220 < 400 \text{ mm} \\ p &= 500 \leq 750 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right\} \text{میل تنزید انتهای جزء تیرهای گروه I در بتن}$$

لذا تیر از طراحی تیرهای مرکب طبق بخش ۹-۸ عمل کرده و تیر

بوسید شعب بندی بلند می‌شود



10 W 1

$$\max M = \frac{I}{8} \cdot 1,35 \cdot 8,00^2 = 10,80 \text{ t.m.}$$

حداکثر گشتاور

$$b = 0,25 l = 0,25 \cdot 8 = 2,00 \leq 2,50 \text{ m}$$

پهنای سرریز

$$16d + b_{st} = 16 \cdot 10 + 9,8 = 169,8 \approx 170 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{2000 \times 10}{170 \times 10} = 2000 \text{ cm}^2$$

مساحت مقطع صفحه بتنی

$$A_{bi} = \frac{A_b}{n} = \frac{2000}{7} = 357 \text{ cm}^2$$

(n از جدول ۱-۴)

(اصطلاحات ساده کربن در بتن برای باربرداری)

$$A_i = A_{st} + A_{bi} = 39,5 + 357 = 396,5 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{357 \times 15,0 + 39,5 \times 36,0}{396,5} = 8,09 = 8,1 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

مکان محاسبه تنش

محاسبه تنش در داخل دال بتنی قرار بر گیرد

$$a = h_s - \frac{x}{3} = 36,0 - \frac{8,1}{3} = 33,3 \text{ cm}$$

فاصله نیروهای داخلی

$$Z = -D = \frac{M}{\alpha} = \frac{1080}{33,3} = 32,43 \text{ ton}$$

نیروهای حاصل از گشتاور

$$\sigma_{st} = \frac{Z}{A_{st}} = \frac{32,43}{39,5} = 0,821 < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

تنش در تیر فولادی

$$\sigma_{be} = \frac{2D}{b \cdot x} = \frac{-2 \times 32,43}{200 \times 8,1} = -0,04 < -0,08 \text{ t/cm}^2 \text{ (محدود ۱-۸)}$$

این طراحی موافق مقررات است که تیر چدنک بلند گردد که در بار خارج از آن تنشی معادل 500 kg/cm^2

بروجه آید. مقدار بلند کردن لازم در وسط تیر طبق بخش (۱-۹) است

$$f = \frac{10^{-4} l^2}{2 h_{st}} = \frac{10^{-4} \times (8,00)^2}{2 \times 22} = 1,45 \text{ cm}$$

(ب) وسایل اتصال ترکیبی

بعبارت وسایل اتصال ترکیبی سیم‌های قلاب طبق شکل ۱-۱۴ دال بتنی بر گسترده

طرح نصب لاک برای طراحی در طبقه طبق شکل ۱-۲۴ انجام گیرد

$$\frac{8,00}{3} = 2,67 \text{ متر} \quad \text{بیرونی}$$



۱۱-۱)

$A_{ef} = 0,75 A_{st} = 0,75 \times 39,5 = 29,6 \text{ cm}^2$ سطح مقطع سله قدام

$2 \times 8 \phi 16 \Rightarrow A_{ef} = 32,2 \text{ cm}^2 > 29,6$ انتخاب سله

$\left[\left(\frac{267}{8} \right) = 33,4 \right] e_s = 38 \text{ cm} < \begin{cases} > 0,7d_o = 17,5 \\ < 2d_o = 50 \end{cases}$ فاصله سله قدام

در طول كيب سوسم رانهي (در صورت):

$A_{ef} = 0,40 A_{st} = 0,4 \times 39,6 = 15,80 \text{ cm}^2$ سطح مقطع سله قدام

$2 \times 4 \phi 16 \rightarrow A_{ef} = 16,1 \text{ cm}^2 > 15,80$ انتخاب سله

وسائل اتصال كرسبي انتز (شكل ۱-۲۷-ب) (برابر از هم جمع در صورت):

$P = 0,1 A_{st} \times \sigma_{st} = 0,1 \times 39,5 \times 1,400 = 5,52 \text{ ton}$

اي نيوك برسيله هرطرفي كير يروني I 160 بطول بزرگتر از 200 mm و هم چيني چوب
 سله قدام بر سر آن عمل سوسه. نيوك P كنه M را توليد كنند:

$M = P \cdot 20,0 = 5,52 \times 20 = 111 \text{ t.cm}$

$D = 2 = \frac{111}{15,1} = 7,35 \text{ t}$

-- چوب I 160 بر طرفي چوب 3-120

$\sigma_w = \frac{P}{A_w} = \frac{5,52}{2 \times 0,3 \times 12,0} = 0,77 < 1,35 \text{ t/cm}^2$

هرطرفي چوب 5-74+2x5-24

$\sigma_w = \frac{D}{A_w} = \frac{7,35}{0,5(7,4+2 \times 24)} = 1,20 < 1,35 \text{ t/cm}^2$

-- سله قدامي وصل سوسه INP 160

سله قدام انتخاب سله 2φ16



نخستین دال بتنی 20 سانتیمتر و سیر فولادی طبق شکل ۸-۲۸۵ در پیچ
 از آنجایی که عبور در فضای آزاد ساخته شده لذا باید اثر گشت تأثیر تغییرات جوی را
 در نظر گرفته و پس از آن در محاسبه در نظر گرفته شود.

طبق جدول ۸-۱: عدد خزش نای $\epsilon_{\infty} = 2,5$ و عدد جمع شده گسی نای بتن
 $\epsilon_{500} = -20,10^5$ از تقابل برآید. خط خشی در سطح مقطع و برآیند سیر فولادی در جدول زیر در نظر گرفته

مجموعه تقادیر سطح سیر فولادی				
ردیف	A cm ²	\bar{x} cm	$A \cdot \bar{x}$ cm ³	$A \cdot \bar{x}^2$ cm ⁴
□ 250x14	35	154,7	5410	837630
□ 12x1500	180	79,0	14220	1123380
□ 350x20	70	3,0	210	630
□ 300x20	60	1,0	60	60
Σ	345	577,7	19900	1961700
$I_{جان} = (112 \cdot 1500^3) / 12$				337500
$I_k = \Sigma A \cdot \bar{x}^2 + I_{جان}$				2299200
$-345 \cdot 577,7^2$				-1148600
$I_{ست} =$				1150600

الف) نیروها و گشتاور
 $M_g = q \cdot \frac{l^2}{8} = 2,3 \times \frac{(24,00)^2}{8} = 166,00 \text{ t.m}$

$M_p = p \cdot \frac{l^2}{8} = 4,00 \cdot \frac{(24,00)^2}{8} = 288,00 \text{ t.m}$

گشتن اعمال شده در سطح
 $R_g = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} \times 2,30 \times 24,00 = 27,6 \text{ t.}$

$R_p = \frac{1}{2} p \cdot l = \frac{1}{2} \times 4,00 \times 24,00 = 48,00 \text{ t.}$

ب) پهنای مؤثر (طبق جدول ۸-۴ حالت ۱) (۵-۷-۱)

$2B = 345 - 25 = 320 \text{ cm} \rightarrow B = 160 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{B}{l} = \frac{160}{2400} = 0,067 \rightarrow \beta_1 = 0,96$

$L_1 = \beta_1 \cdot B = 0,96 \times 160 = 155 \text{ cm}$



$$S = \frac{P}{2 \cos 30^\circ} = \frac{5,52}{2 \times 0,577} = 4,8 +$$

نیروی سرجی

$$\sigma_c = \frac{S}{A_e} = \frac{4,8}{4,02} = 1,20 < 1,4 + \text{cm}^2$$

تنش در قلب

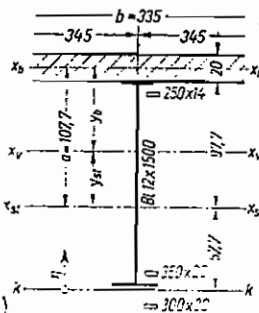
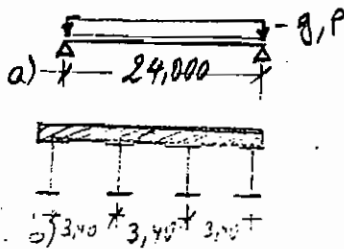
توجه اگر از ترکیب تیر فولادی و صفحه بتنی صرف نظر کنیم تیر فولادی INP300 لازم می آید که قدرتی تقریباً دو برابر از INP200 می باشد. با استفاده از ترکیب نصف فولاد بتنی کمتر و در عوض هزینه جوشکاری سید قطره بر تیر فولادی اضافه می گردد و ضمناً برای بلند کردن تیر به اندازه 1.45 سانتیمتر و سائل سونتا؟ اضافی (شیع در وسط رها) لازم می آید.

مثال ۲ در فضای کنار میاد و این ترکیب مله ها همی ساخته می شود. برای این منظور

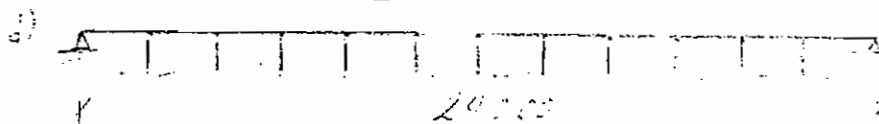
تیرهای ترکیب فولادی بتنی در فواصل 3.45 متر در نظر گرفته شده و در سطح ساخته این تیرها تیرهای - طول رها $l = 24.00 \text{ m}$ می باشد. تیرهای دائمی هر متر $g = 2.3 \text{ t/m}$ و سرب $p = 4.0 \text{ t/m}$ می باشد. تیر ترکیب ضخیم ساخته شده است. سفت است و بتنی با شیب بندی نگهدارنده شده. چنانکه ترکیب برابر با g و سرب p انجام می پذیرد. فولاد ST-37 و بتن دارای سختی زیر است

$$\begin{cases} \sigma_{\text{بتن}} = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ E = 300'000 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{فولاد}} = 80 \text{ kg/cm}^2$$



تیرهای در زیر درجه ساخت





۱۸-۵۷

$$b = 2b_m + b_{st} = 2 \times 155 + 25 = 335 \text{ cm}$$

پهنای کل

$$A_b = 335 \times 20 = 6700 \text{ cm}^2$$

ب) تعداد مقاطع بتن

$$n = \frac{E_{st}}{E_b} = \frac{2100'000}{300'000} = 7$$

$$I_b = 335 \cdot \frac{(20)^3}{12} = 223300 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 97,7 + 10 = 107,7 \text{ cm}$$

ج) مقدار مقطع تیر مرکب:

مقادیر سطح مقطع تیر مرکب طبق روابط (۱-۷) و (۱-۱۰) در جدول زیر محاسبه می‌شوند

در این مقدار سطح مقطع برابر سه سطح زیر محاسبه می‌شوند

$$n = 7$$

حالت عرض (۱-۴)

$$n_c = n(1 + 1,1 \xi_{\infty}) = 7(1 + 1,1 \times 2,5) = 26,3 \text{ (۱-۳)}$$

$$n_s = n(1 + 0,52 \xi_{\infty}) = 7(1 + 0,52 \times 2,5) = 16,1 \text{ (۱-۳۲)}$$

مقادیر سطح مقطع تیر مرکب	وزن خود جوارزنده $n=7$	خوشی $n_c=26,3$	جمع نهایی بتن $n_s=16,1$
سطح مقطع cm^2 A_b/n A_i	957 1302	255 600	416 761
فاصله مراکز ثقل cm a_b a_{st}	28,5 79,2	61,9 45,8	48,8 53,9
ممان لاینرسی cm^4 I_{st} I_b/n $A_{st} \cdot a \cdot a_{st}$ I_i	1150600 31900 2943100 4125600	1150600 8500 1701900 2861000	1150600 13900 2188700 3353200
فاصله کنارها cm y_{st1} y_{st2} y_{b1} y_{b2}	136,9 18,5 18,5 38,5	103,5 51,9 51,9 71,3	116,6 38,8 38,8 58,8
اساس مقاطع cm^3 W_{st1} W_{st2} $W_{b1} \cdot n$ $W_{b2} \cdot n$	30140 -223000 -1561000 -750100	27640 -55130 -1449800 -1046500	28760 -86420 -11700 -918100

د) کنترل تنش

۱-۲) کنترل تنش برای بهای دائم بدون حضور

$$\sigma_{st2} = \frac{16600}{30140} = 0,55 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = -\frac{15600}{223000} = -0,08 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = -\frac{16600000}{1561000} = -10,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = -\frac{16600000}{750100} = -22,1 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_{st1} = \frac{16600}{27640} = 0,60 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = \frac{-16600}{55130} = -0,30 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = -\frac{16600000}{1449800} = -11,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = -\frac{16600000}{1046500} = -15,9 \text{ kg/cm}^2$$

(۳-) بار زنده بلكه خيز

$$\sigma_{st1} = \frac{28800}{30140} = 0,96 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = -\frac{28800}{223000} = -0,13 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = -\frac{28800000}{1561000} = -18,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = -\frac{28800000}{750100} = -38,4 \text{ kg/cm}^2$$

(۴-) جمع بار موكلي بلكه خيز: $\epsilon_{s00} = 20 \times 10^{-5} = 0,0002$ (برق ا-ا-ا)

$$N_{sb} = \epsilon_{s00} \cdot \frac{E_{st}}{A_{sb}} \cdot A_b = 0,0002 \times \frac{2,1 \times 10^6}{16,1} \times 6700 = 174700 \text{ kg} = 174,7 \text{ t}$$

$$N_s = -N_{sb} = -174,7 \text{ t}$$

$$M_s = N_{sb} \cdot a_b = +174,7 \times 0,488 = +85,3 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{st1} = \frac{-174,7}{761} + \frac{8530}{28760} = 0,07 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = -\frac{174,7}{761} - \frac{8530}{86420} = -0,33 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = \frac{174700}{6700} - \frac{174700}{16,1 \times 761} - \frac{8530000}{1391400} = 5,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = \frac{174700}{6700} - \frac{174700}{16,1 \times 761} - \frac{8530000}{918100} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

(۵-) ربي بار موكلي بلكه خيز 10 در صد بار موكلي بلكه خيز

$$N_{fb} = \alpha_t \cdot \Delta t \cdot E_{st} \cdot A_{bi} = 10^{-5} \times 10 \times 2,1 \times 10^6 \times \frac{6700}{7,0} = 201000 \text{ kg}$$

$$N_{fb} = 201,0 \text{ t}, \quad N_t = -201,0 \text{ t}$$

$$M_t = 201,0 \times 0,285 = 57,3 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{st1} = -\frac{201}{1302} + \frac{5730}{30140} = 0,04 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = -\frac{201}{1302} - \frac{5730}{223000} = -0,18 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = \frac{201000}{6700} - \frac{201000}{7,0 \times 1302} - \frac{5730000}{750000} = 0,3 \text{ kg/cm}^2$$



۸-۵۸

$$\sigma_{b1} = \frac{201000}{6700} - \frac{201000}{70 \times 1302} - \frac{5730000}{1561000} = 4.3 \text{ Kg/cm}^2$$

(۶-۷) تنش های عمودالزه تا ده های کناری بر روی خرمن و جمع شده گنی در دهی چپ

$$\sigma_{st1} = 0,55 + 0,96 = 1,51 \leq 1,60 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = -0,08 - 0,13 = -0,21 < 1,60 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = -10,6 - 18,5 = -29,1 < 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = -22,1 - 38,4 = -60,5 < 100 \text{ Kg/cm}^2$$

(۷-۷) تنش های عمودالزه تا ده های کناری بر روی خرمن و جمع شده گنی در دهی چپ

$$\sigma_{st1} = 0,60 + 0,96 + 0,07 + 0,04 = 1,67 < 1,80 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{st2} = -0,30 - 0,13 - 0,33 - 0,18 = -0,94 < 1,80 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{b1} = -11,5 - 18,5 + (5,7) + (4,3) = -30,0 < 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = -15,9 - 38,4 + (2,5) + (0,4) = -54,3 < 100 \text{ Kg/cm}^2$$

(ه) نیروهای برشی برای طراحی و سائل اتصال برش

(۱-ه) نیروهای برشی حاصل از $g+p$ (برای خرمن) (شکل ۱-۲۹)

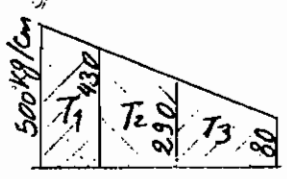
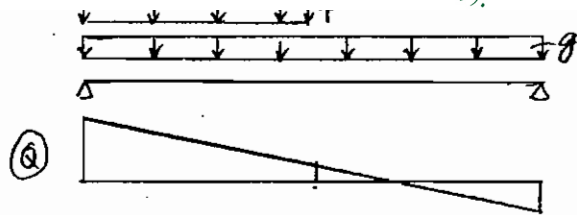
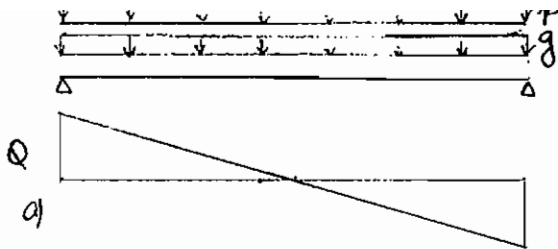
$$\max Q = 27,6 + 48,0 = 75,6 \text{ t} \quad \text{در تکیه ۵}$$

$$\max Q = 0 + 4,0 \times 24,00 \times 0,25 = 12,00 \text{ t} \quad \text{در وسط تیر (برای سائید نصف آبار)}$$

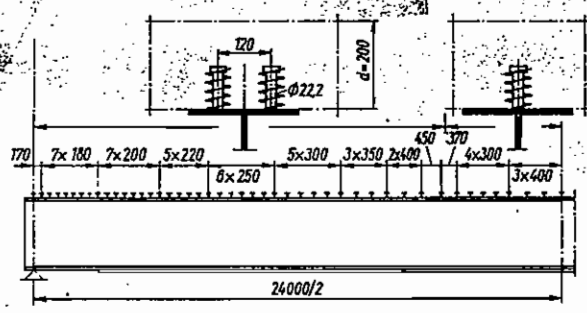
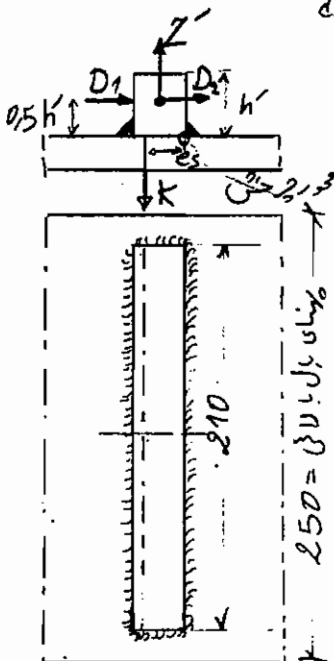
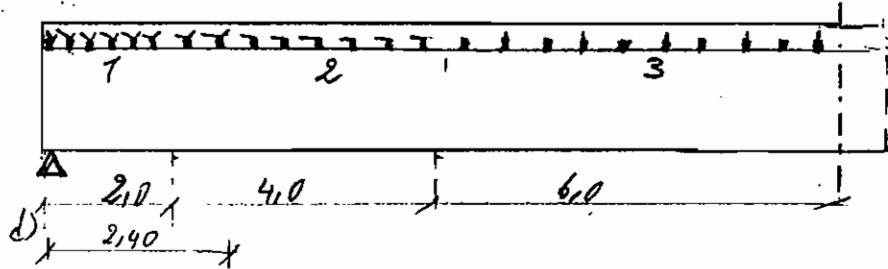
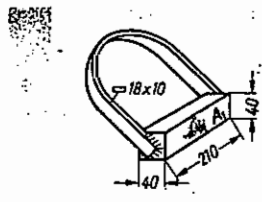
یک وسط دهانه در تکیه ۵ بخش نیروی برشی خطی فرض بر روی (شکل ۱-۲۹ ب) برای برش

آورد بر روی برش از روابط بخش ۱-۵-۸ (استفاده نکنیم):

$$T = \frac{Q \cdot S_i}{I_i}$$



2,0 * 4,0 * 6,0 *
12,0 *



f)

1,29 m²



۱۸-۱۰

$$S_i = \frac{1}{n} A_b \cdot Q_b = \frac{6700}{7,0} \times 29,5 = 27320 \text{ cm}^3$$

$$T = 75,6 \times \frac{27320}{4125600} = 0,50 \text{ t/cm}^2$$

در سطح

$$T = 12 \cdot \frac{27320}{4125600} = 0,108 \text{ t/cm}^2$$

در سطح

تیر در هر طرف به ۳ قسمت : به فواصل ۲ و ۴ متر از یکدیگر تقسیم می‌شود
(کل ۱-۲۹)

$$T_1 = \frac{0,50 + 0,143}{2} \times 200 = 93 \text{ t}$$

$$T_2 = \frac{0,43 + 0,29}{2} \times 400 = 144 \text{ t}$$

$$T_3 = \frac{0,29 + 0,108}{2} \times 600 = 111 \text{ t}$$

هـ-۲) نیروی برشی حاصل از جمع زنده گی بتن

$$T_s = \left(+ \frac{A_s}{A_c} + \frac{M_{sast}}{I_i} \right) A_{st} = \left(- \frac{174}{761} + \frac{8530 \times 58,9}{3353200} \right) 345 = -13,1 \text{ t}$$

هـ-۳) نیروی برشی حاصل از زنده گی آهن

$$T_e = \left(- \frac{201,0}{1302} + \frac{5730 \times 79,2}{4125600} \right) 345 = -15,2 \text{ t}$$

در نیروی برشی حاصل از جمع زنده گی بتن و زنده گی آهن در محبت عکس به آنهایی که از $g+p$ وارد می‌شود

اثر می‌کنند. در پهنی در نوع مسائل ترکیبی یعنی صفحات همراه به میلله قلاب و کل سطح برای این نیروی

برشی حساب می‌کنند که یکی از اینها مورد اخراج قرار بگیرد.



۸-۲)

۱) اتصال به وسیله صفحه گھبرا با میل قلاب (شکل ۸-۲۹c)

انتخاب میل صفحه گھبرا $40 \times 40 \times 210$ که در آن سیمهای مستطیلی شکل 18×10

حلقه دار میل برشته‌ای شماره ۸ (شکل ۸-۲۹c) است و این وسیله اتصال به صورت انداز

(نظیر ۸-۷-۲ تا ۸-۷-۴):

تنش بتن $\sigma_{b1} = 80 \text{ kg/cm}^2$ و طولی بتن $A_1 = 2 \times 4 = 84 \text{ cm}^2$

مساحت بخش تنگ $A = 2d^2 = 2 \times (20)^2 = 800 \text{ cm}^2$

تنش مجاز $\sigma_{b2} = \sigma_{b1} \times \sqrt{\frac{A}{A_1}} = 80 \times \sqrt{\frac{800}{84}} = 170 \text{ kg/cm}^2$

تعداد میل فولاد اتصال $D = 4 \times 21 \times 917 = 14,3 \text{ t}$

تعداد سیم‌های قلاب $D_{\text{سیم}} = A_2 \cdot \sigma_{\text{سیم}}^{950} = 0,7 \times (2 \times 1,8 \times 1,0) \times 1,4 = 3,5 \text{ t}$

تعداد میل $D_{\text{میل}} = D + D_{\text{سیم}} = 14,3 + 3,5 = 17,8 \text{ t}$

تعداد میل $D_{\text{میل}} = D + D_{\text{سیم}} = 14,3 + 3,5 = 17,8 \text{ t}$

چگونگی وسایل اتصال به ترتیب زیر انجام می‌گیرد (شکل ۸-۲۹d)

در بخش ۱: ۴ صفحه با سیم قلاب حلقه‌ای در فواصل 33 cm $6 \times 17,8 = 106,8 > 93 \text{ t}$

در بخش ۲: ۸ صفحه با سیم قلاب حلقه‌ای در فواصل 50 cm $8 \times 17,8 = 142,4 \approx 144 \text{ t}$

در بخش ۳: ۱۰ صفحه با سیم قلاب حلقه‌ای در فواصل 60 cm $10 \times 14,3 = 143 > 111 \text{ t}$

برای سبب‌ترکی ۱: بلندترین ضریب تنگی در قسمت ۳ تیر بر روی محور صاف بگیرد و سیم‌ها حلقه‌های

طبق شکل ۸-۱۴ نصب گردد.

نیروهای حاصل از جمع زده می‌گردد و در دایره‌های $T_{3+4} = 13,1 + 15,2 = 28,3 \text{ t}$



این نیرو در جهت گسین سایر نیروهای برشی است و این تنش در یک طرف برابر x (نی)

$$\left. \begin{aligned} x \leq b = 335 \\ \leq \frac{f_c}{10} = \frac{2400}{10} = 240 \end{aligned} \right\} x = 240 \text{ مگاپاسکال}$$

(۲-۵-۸) ؛ این تنش مرکز هستند

حرف سید حلقه ها بطرف داخلی تیر خم شده اند پس در محل T_{5+4} مرکز تیر است
 و از طرف دیگر سید T_{5+4} بنابر نیروی برشی حاصل از بارهای دائم و زنده است. برای
 این موضوع سیدهای حلقه ای که بطرف وسط تیر خم شده اند در طول بزرگتر از $x = 240$ سانتی
 جوشکاری شده و سید انتهای طبقین شکل ۸-۲۴. طرف وسط تیر تقویت نگردد.
ب) محاسبه عرض صنف بر تیر فولادی و سید کلافه بر صنف:

ز-۱) عرض سید کلافه ای حلقه ای بر صنف:

نیروی حوزانته ای حلقه $l = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ م}$

عرض بر بعد $a_w = 3 \text{ mm}$ زنتی بر سر طول حوز لایم رعایت است.

$$l_{w \text{ max}} = \frac{l}{a_w \cdot \epsilon_w} = \frac{1.75}{0.3 \cdot 1.35} = 4.3 \text{ م}$$

طبق شکل ۸-۲۴ قطر حلقه برابر است. ۱۵ میلیمتر پس این:

$$d \text{ حلقه} = 15 \times \frac{18 + 1.0}{2} = 21 \text{ م (پنجه صنف)}$$

ز-۲) عرض صنف بر تیر فولادی (شکل ۸-۲۹-۱)

محاسبه طبقین بخش ۸-۷-۲-۴-۱ (نیم بر سر)

$$D = D_1 + D_2 = D_{\text{صنف}} + D_{\text{تیر فولادی}} = 14.3 + 3.5 = 17.8 \text{ م}$$

$$l' = D_2 = \frac{3.5}{5} \cdot \sin 45^\circ = 3.5 \cdot 0.707 = 2.47 \text{ م}$$



(۱)

انتخاب سازه مورد نیاز بر مبنای $a_w = 0.05$ طبق بخش ۱-۷-۴-۱ فرض می‌شود که صفحه مورد نیاز گرم‌ترین آن در جزیره

$$e_s = \frac{0.5(4^2 + 21 \times 4)}{0.5(2 \times 4 + 21)} = \frac{50}{14.5} = 3.45 \text{ cm}$$

$$k = D \cdot \frac{h'}{2 \cdot e_s} = \frac{17.8}{2} \times \frac{4.0}{2 \times 3.45} = \frac{2.617 - 3.6}{4.74} \approx 0.55$$

$$C_w = \frac{k + Z'}{2a_1 l_1 + a_2 l_2} = \frac{0.55 + 2.5}{2 \times 14.5} = 0.084 < 1.35 \text{ t/cm}^2$$

$$T_w = \frac{D}{2a_1 l_1 + a_2 l_2} = \frac{168}{14.5} = 11.6 < 1.35 \text{ t/cm}^2$$

(ع) وسائل اتصال - کل میخ

آر جی جفت وسیله کلاه از کل میخ استفاده کنیم. طرز محاسب به شرح زیر است:
انتخاب سازه کل میخ $22 \times 22 \times 2.2$

مقدار کل میخ: جمله (بخش ۱-۷-۴-۱)

$$D_{میخ} = \alpha \times d^2 \times \sqrt{\beta W_{28}} = 50 \times (2.22)^2 \times \sqrt{300} = 4270 \text{ kg}$$

طبق شکل ۱-۲۹۴ کل میخ‌ها در فواصل مختلف نسبت به مقدار نیروی T طبق

شکل ۱-۲۹۶ وصل می‌شود. در وسط آن فقط یک کل میخ در هر دو لب و در گوشه

سه کل میخ در هر دو لب نصب شده‌اند. فاصله حداقل کل میخ $e > 3.5d = 7.8$

و در انتهای آن نزدیک به مجامع فواصل حداقل عبارتند از:

$$e \leq \frac{D}{T} = \frac{2.4124}{0.5} = 4.8248 > 6 \times 2.22 = 13.32 \text{ cm}$$

(۱-۲)

این فاصله در جهت بوی وسط نیز اندک بزرگتر انتخاب شده و موقعیکه فاصله مجامع کل میخ

بیشتر از $40 - 60 \text{ cm}$ $2d \dots 3d$ گردد ضربه آن یک ردیف صورت بگیرد.

بنام خدا

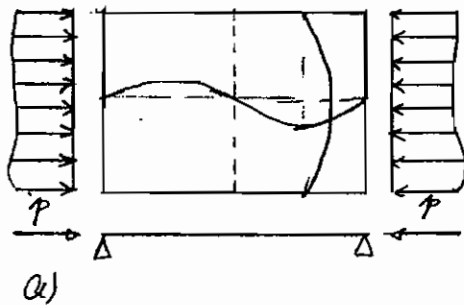
دکتر مجید صادق آذر
 دانشکده فنی - دانشگاه تهران

ساختارهای فلزی

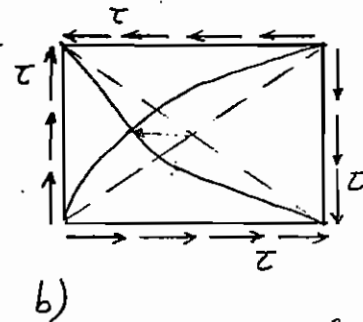
۹- پایداری ورقهای مسطح

۱-۹ مقدمه:

پدیده کمانش ورقهای نازک مسطح را در اصطلاح عمومی با طبله کردن ورق یا شکم انداختن آن نشان می دهند، که ورق تحت اثر نیروهای فشاری یا نیروهای برشی در لبه آن در امتداد سطح مسطح آن از حالت مسطح بودن خارج شده و طبله کرده و شکم انداخته و بطور کلی گمانه نمی کشد (شکل ۹ا) چون کمانش جزئی از سائل پایداری می باشد، لذا این بخش، پایداری ورقهای مسطح نامیده شد. اولین تحقیقات راجع به کمانش ورقها توسط ناویه (Navier-1824) شروع شد و اولین سائل نزع بالا یعنی کمانش یک صفحه مستطیلی با چهار تکیه گاه ساده، تحت نیروهای فشاری کثیران توسط G.H. BRYAN (1891) حل شد.



۹ا)



۹ب)

۹ب) تحت اثر تنشهای فشاری

شکل ۹ا: کمانش ورق
 ۹ا) تحت اثر تنشهای فشاری

تیموشنکو TIMOSHENKO نتایج محققین مختلف را در مورد کمانش ورقها

گردآوری و در سال ۱۹۶۱ همراه با J.M. GERE آنرا را منتشر ساخت.

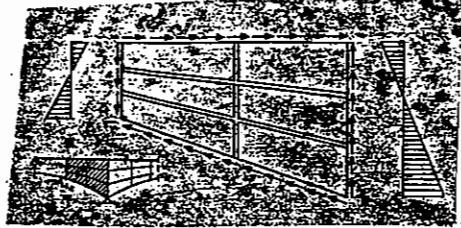
اهمیت کنترل کمانش ورقها با توسعه ساختارهای فلزی مخصوصاً با گرایش به ساختن

دخانه های بزرگ با وزن کم بیشتر گردید. در اغلب مسائل طراحی ساختارهای فلزی پیش

می آید، که بطور مثال می توان کنترل کمانش ورق جان یک تیر ورق را نام برد.

در فصلهای بعدی برای بدست آوردن معادله دیفرانسیلی کمانش ورقها و حل آن بوسیله

موارد مختلف، مسأله شیخ کردن قطعات در معرض کاهش بررسي و محدوديتهاي آئين نامه ذکر خواهد شد. شکل زیر یک قسمت از یک تیر یکسره را در نزدیکی تکیه گاه میانی نشان می دهد که تحت اثر تنشهای محوری M و تنشهای برشی V قرار دارد.



شکل ۹۲، تنشها نامحوری و برشی وارده بر همان یک تیر یکسره با ابعاد متغییر در نزدیکی تکیه گاه داخلی و نحوه شیخ کردن آن

۲-۹ معادله دیفرانسیل کاهش ورقهای مسطح

برای بدست آوردن معادله دیفرانسیل کاهش ورقهای مسطح، ورق نازکی را در نظر می گیریم که در اثر نیروهای وارده خمشی پیدا کرده است. تعادل نیروها در ورق خم شده، معادله دیفرانسیل نامبرده را بدست می دهد که در زیر بطور اختصار ذکر می گردد:

فرضیه های زیر در محاسبات بخش ۹-۲-۱ منظور شده است:

الف) ورق نازک می باشد، یعنی ضخامت ورق در مقایسه با ابعاد دیگر آن کوچک است.

ب) خیز ورق در مقایسه با ضمیمت آن کوچک است.

پ) جدول ارتباط خطی ^{بوده و} بر اساس تانژن هوک ^{بیان}

ت) نقاط یک تانژ بر سطح وسط ورق، بعد از تغییر شکل دوباره تانژ بر سطح وسط -

تغییر شکل یافته ورق باقی می ماند.

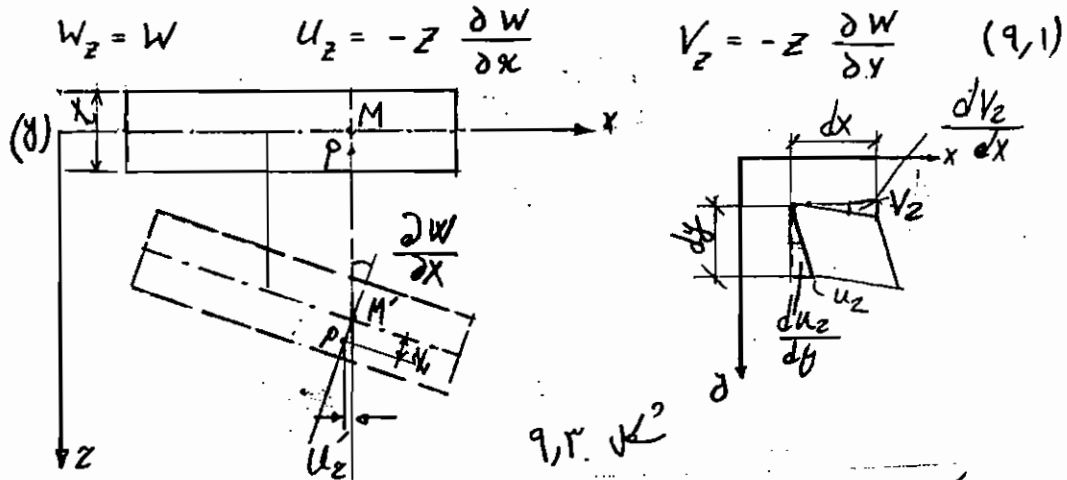
۱-۲-۹ روابط مابین نیروها و تغییر شکل

ورق مسطحی بضمیمت t در صفحه xy در نظر گرفته و خیز یک نقطه M از وسط

صفحه را با w نشان می دهیم. نقطه P که در ماصدا xy از نقطه M قرار دارد، در اثر تغییر

۱،۱

شکل ورق، تغییر مکان‌های زیر را پیدا می‌کند (شکل ۹،۳)



روابط مابین کرنشها (ع) و تغییر زوایا (ک) بشرح زیر می‌باشد:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u_z}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 W}{\partial x^2}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v_z}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \quad (۹،۲)$$

از روابط مابین تنشها و کرنشها برای یک ورق (۲ بعدی) که در اغلب کتب مقاومت مصالح ذکر شده است استفاده کرده و در آنجا روابط (۹،۲) را قرار می‌دهیم

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_x + \mu \epsilon_y) = -\frac{E \cdot z}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_y + \mu \epsilon_x) = -\frac{E \cdot z}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right)$$

$$\tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy} = -2G \cdot z \cdot \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} = -\frac{E \cdot z}{1+\mu} \cdot \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \quad (۹،۳)$$

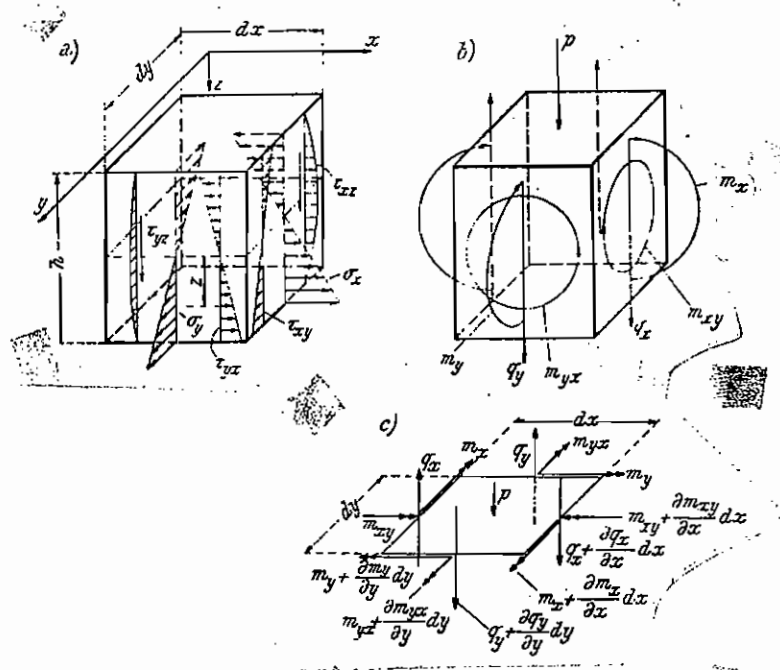
در روابط فوق $E =$ مدول الاستیسیته ، $G =$ مدول برشی و $\mu =$ ضریب کرنش جانبی میباشد

۲-۲-۹ روابط بین نیروها و تنشها:

در شکل ۹،۴-ا، ۹،۴-ب و ۹،۴-ج نیروها بدون در نظر گرفتن

نیروهای محوری در یک عنصر از ورق رسم شده اند. در شکل ۹،۵-ا، ۹،۵-ب و ۹،۵-ج نیروهای

محوری و تغییر شکلهای لازم برای بدست آوردن معادله دیفرانسیل رسم شده اند.



شکل ۹/۲

روابط مابین تنشها و لنگر نیروها با توجه به شکل ۹/۲، بشرح زیر می باشند:

$$\begin{aligned}
 m_x &= \int_{-\frac{1}{2}t}^{\frac{1}{2}t} \sigma_x \cdot z \, dz & m_y &= \int_{-\frac{1}{2}t}^{\frac{1}{2}t} \sigma_y \cdot z \, dz \\
 m_{xy} &= \int_{-\frac{1}{2}t}^{\frac{1}{2}t} \tau_{xy} \cdot z \, dz = m_{yx} = \int_{-\frac{1}{2}t}^{\frac{1}{2}t} \tau_{yx} \cdot z \, dz \\
 q_x &= \int_{-\frac{1}{2}t}^{\frac{1}{2}t} \tau_{xz} \, dz & q_y &= \int_{-\frac{1}{2}t}^{\frac{1}{2}t} \tau_{yz} \, dz
 \end{aligned} \tag{9,4}$$

در روابط (۹، ۴) روابط (۹، ۲) را قرار می دهیم:

$$\begin{aligned}
 m_x &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) & m_y &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\
 m_{xy} &= -(1-\mu) \cdot D \frac{\partial^2 w}{\partial x \cdot \partial y} & & \\
 D &= \frac{E t^3}{12 (1-\mu^2)} & &
 \end{aligned} \tag{9,5}$$

با ضریب سختی تیرها قابل مقایسه است که:

D، سختی ورق نامیده می شود و

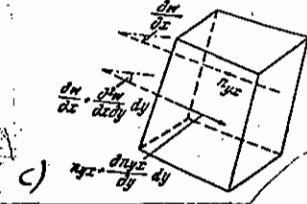
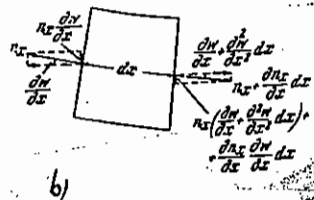
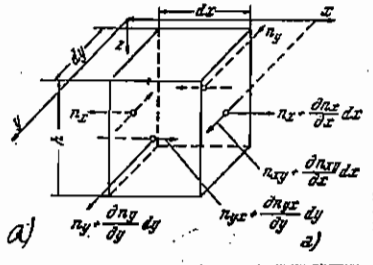


است $I = \frac{1 \cdot t^3}{12(1-\mu^2)}$

$D = EI$ بعرض و همان اینرسی برای پیناسی واحد ورق

از شکل ۹،۵ روابط زیر بدست می آید:

$n_x = t \cdot \epsilon_x \quad n_y = t \cdot \epsilon_y \quad n_{xy} = t \cdot \gamma_{xy} = n_{yx} = t \cdot \gamma_{yx} \quad (9,7)$



شکل ۹،۵:

۹-۲-۳ معادله دیفرانسیلی ورقها (بدون گمانش)

برای بدست آوردن معادله دیفرانسیلی ورقها بدون گمانش و بدون نیروهای متمرکز تعادل نیروها

را در شکل (۹،۸-۷) می نویسیم:

الف) تعادل لنگر حول محور x

$$\frac{\partial m_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y} dy dx - q_x dy dx = 0$$

با توجه به روابط ۹،۵ داریم:

$$q_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y} = -D \frac{\partial (\Delta W)}{\partial x} \quad (9,8)$$

$$\Delta W = \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \quad (9,9)$$

ب) تعادل لنگر حول محور y

$$q_y = -D \frac{\partial (\Delta W)}{\partial y} \quad (9,10)$$

پ) تعادل نیروها در جهت x

$$p dx dy + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy dx = 0$$

از آنجا می نویسیم داشت:

$$p + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

با توجه به "الف" و "ب" معادله دیفرانسیلی ورقها بدون گمانش بدست می آید:



۹،۶

$$\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (9,11)$$

و يا بطور اختصار:

$$\Delta (\Delta W) = - \frac{P}{D} \quad (9,12)$$

۹-۲-۴ معادلهٔ ديفرانسيلی گمانش ورقها

برای بدست آوردن معادلهٔ ديفرانسيلی گمانش ورقها مثل بخش ۳-۲-۹ عمل می شود و در تعادل

نیروها در جهت Z مؤلفه های نیروهای محوری هم مراعات می شوند و بار خمشی P سادی مفروض می شود.

$$\begin{aligned} & (n_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} dx) dy + (n_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} dy) dx + (n_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} dy) dx + (n_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} dx) dy + \\ & P dx dy + (\frac{\partial n_x}{\partial x} + \frac{\partial n_{xy}}{\partial y}) \frac{\partial W}{\partial x} dx dy + (\frac{\partial n_y}{\partial y} + \frac{\partial n_{xy}}{\partial x}) \frac{\partial W}{\partial y} dx dy = 0 \end{aligned}$$

با توجه به بخش ۳-۲-۹ معادلهٔ ديفرانسيل گمانش ورقها بدست می آید:

$$D \cdot (\Delta W) = P + n_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + 2 n_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + n_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \quad (9,13)$$

این معادله ديفرانسيل گمانش ورقها "معادله ديفرانسيل سطح طبله کرده" هم نامیده می شود.

۹-۲-۵ راه حل معادلهٔ ديفرانسيلی

راه حل کلی و بسته معادله ديفرانسيلی (۹،۱۳) برای حالت های ساده تکلیف گاهی و نوع بارگذاری

بوسیلهٔ تعريف رابطه جبری مثلثاتی مقدر بوده و در مواقع پیچیده تر معمولاً از مدلی فوریه استفاده می کنند.

اغلب پیش می آید که این نوع راه حلها مقدر نبوده و در این صورت از متد انرژی استفاده می شود.

متد عددی حل رابطه فوق همیشه جواب می دهد و که در اغلب موارد کار زیاد و وقت گیری به همراه دارد.

در اینجا بدست گزشت راه حلها و مشروح بودن آنها فقط یک مثال ساده حل شده است، برای معلومات بیشتر

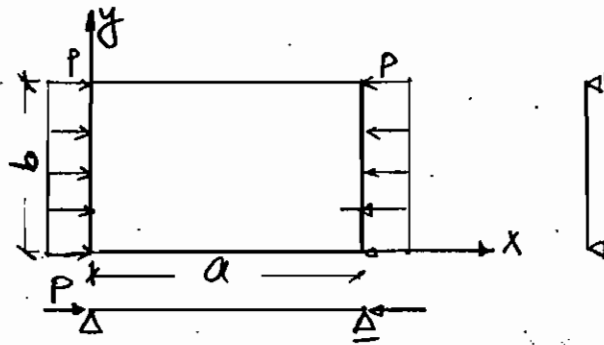
به کتب مسائل پایدارسی ساختمانها مراجعه شود.

۹-۲-۵ ورق تحت اثر فشار یک طرفه با تکلیف گاه ساده در هر چهار طرف

ورقی که در چهارگانه اش بطور ساده متکلی است، تحت فشار یکسان $n_x = -P$ قرار میگیرد،

با گذاشتن $n_y = n_{xy} = 0$ در رابطه (۹،۱۳) معادلهٔ ديفرانسيلی این حالت بدست می آید:

۹،۷



شکل ۹،۶ ورق سلط تحت
 فشار میان بر روی پستگاه ۱۰

$$D \cdot \Delta (\Delta W) = -P \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \quad (9,14)$$

شرایط تکیه‌گاهی معادله فوق عبارتند از:

$$x=0 \text{ و } x=a \rightarrow W=0 \quad \Delta W=0$$

$$y=0 \text{ و } y=b \rightarrow W=0 \quad \Delta W=0$$

برای حل معادله دیفرانسیلی رابطه زیر تعریف می‌شود که شرایط تکیه‌گاهی بالا را حفظ می‌کند:

$$W = C \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad \left(\begin{matrix} m=1,2,3,\dots \\ n=1,2,3,\dots \end{matrix} \right) \quad (9,15)$$

از رابطه فوق خواهیم داشت

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = -C \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

$$\Delta (\Delta W) = C \left(\frac{m^2 \pi^2}{a^2} + \frac{n^2 \pi^2}{b^2} \right) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

این رابطه را در رابطه (۹،۱۴) قرار می‌دهیم

$$D \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 = P \frac{m^2}{\pi^2 a^2}$$

از اینجا نیروی محوری P بدست می‌آید

$$P = \frac{D n^2 a^2}{m^2} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (m=1,2,3,\dots \quad n=1,2,3,\dots) \quad (9,16)$$

رابطه (۹،۱۶) مقدار بحرانی نیروهای محوری یعنی نیروی کانتش P_k را می‌دهد، کوچکترین

مقدار این نیرو در برای کانتش ورق لازم است. نیروی کانتش P_k نامیده می‌شود. این معادله نشان

می‌دهد که با $n=1$ مقدار حداقل P_k بدست می‌آید. این فرم کانتش ورق تحت بار یکسان در

جهت عمود بر جهت بار بصورت یک پنجم موج می‌باشد (شکل ۹،۷)



۹,۸

$$P_K = \frac{D\pi^r}{b^r} \left(m \frac{b}{a} + \frac{a}{mb} \right)^r \quad (m = 1, 2, 3, \dots) \quad (9,14-b)$$

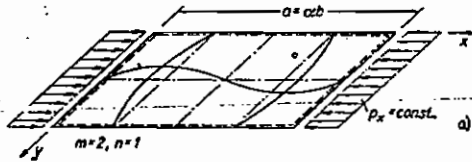
از این باید مقدار m چنان تعیین شود که مقدار P_K حداقل باشد یعنی:

$$\frac{\partial P_K}{\partial m} = \frac{r D \pi^r}{b^r} \left(m \frac{b}{a} + \frac{a}{mb} \right) \left(\frac{b}{a} - \frac{a}{m^2 b} \right) = 0 \quad (9,17)$$

این رابطه برای مقدار $m = \frac{a}{b}$ مساوی صفر می گردد یعنی

$$Min P_K = \frac{\varepsilon D \pi^r}{b^r} = \frac{\varepsilon \varepsilon^r \pi^r}{3(1-\mu^2)b^r} \quad (9,18)$$

از آنجا یک مقدار m یک عدد صحیح می باشد رابطه (۹,۱۷) می گوید که اگر m صفر موقتی زودتر شروع می شود که طول ضلع a یک برابر یا دو برابر یا چند برابر ضلع b باشد. در رابطه ۹,۱۸ دیده می شود که مقدار حداقل P_K (یا تمام تناسبهای صحیح اضلاع، یکسان می باشد.



شکل ۹,۱۷، طبقه کردن یک ورق تحت فشار

در یک جهت a (عدد ادیتیم عدد $m=2$ و $n=1$)

b (تحت ورق مستقل با $m=1$ و $n=1$)

اگر $\frac{a}{b}$ مقدار صحیحی نباشد، مقدار بحرانی P_K بزرگتر از مقدار رابطه ۹,۱۸ خواهد بود. برای تقسیم بهتر، رابطه ۹,۱۸ را بصورت زیر می نویسیم که در آن K "عدد طبقه کشی" است:

$$P_K = K \frac{D\pi^r}{b^r} \quad K = \left(m \frac{b}{a} + \frac{a}{mb} \right)^r \quad (9,19)$$

رابطه فوق بصورت یک معنی در شکل ۹,۸ رسم شده است. بطور مثال برای $\frac{a}{b} = \sqrt{2}$

مقدار K برابر $\frac{a}{b} = 1, 2, 3, \dots$ مساوی ε ($K = \varepsilon$) و برای $\frac{a}{b} \ll 1$ مقدار K بزرگتر از ε ($K > \varepsilon$) است یعنی نیروی بیشتری برآکنش لازم است. برای این حالت از آنجا که

فرم گانز یک پنم موج است یعنی $m=1$ مقدار P_K عبارت خواهد بود از:

$$P_K = \frac{D\pi^r}{b^r} \left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b} \right)^r \quad \text{برای } \frac{a}{b} \ll 1 \quad (9,20)$$

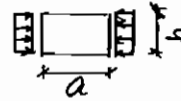
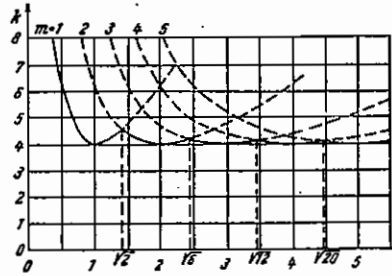
تنش بحرانی برار صغریس بضخامت t از رابطه ۹,۱۶-ب برست می آید:

$$\sigma_{K_i} = \frac{D\pi^r}{b^r \cdot t} \left(m \frac{b}{a} + \frac{a}{mb} \right)^r \quad (9,21)$$

$$\sigma_{K_i} = \frac{\varepsilon t^r \cdot \pi^r}{12(1-\mu^2) \cdot b^r} \left(m \frac{b}{a} + \frac{a}{mb} \right)^r$$



۹,۹



شکل ۹,۱۸. رابطه مابین تناسب اضلاع $\frac{a}{b}$ و عدد طبيله k ناشی
 مشاهده کنید در رای $\frac{a}{b}$ عدد
 طبيله k یک کمی بیشتر از ۴ است
 و بسوی ۴ میل میکند. برای $\frac{a}{b}$ بزرگتر
 k کمی بیشتر میشود.

$$\sigma_{ki} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (9,22)$$

برای صدفی فولاد یعنی $\sigma_k = \sigma_p$ تناسب $\frac{b}{t}$ به شرح زیر است:

$$ST 47 \quad \sigma_p = 1920 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \frac{b}{t} = 62$$

$$ST 52 \quad \sigma_p = 2880 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \frac{b}{t} = 51$$

تنش کمانش اولیه یک نوار ورق با σ_e نشان داده می شود

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (9,23)$$

و تنش کمانش اولیه آل ورق برابر است با:

$$\sigma_{ki} = K \sigma_e \quad (9,24)$$

برای فولاد $E = 21000 \text{ kg/cm}^2$ و $\mu = 0.2$ مقادیر زیر را هم می شود نوشت

$$\sigma_e = 190 \left(\frac{100t}{b}\right)^2 \approx 1.9 \times 10^4 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = \left(1378 \frac{t}{b}\right)^2 \quad (9,24-a)$$

$$\sigma_{ki} = 190 \left(\frac{100t}{b}\right)^2 \cdot K \quad (9,24-a)$$

۹-۲-۶. شرایط تکیه گاهی دیگر

چنانکه گفته شد برای تکیه گاه ساده مفصلی W و لنگر مساوی صفر بوده و برای تکیه گاه گیردار

W' مساوی صفر است.

۹-۲-۷. مقدار عدد طبيله کمانش

مقدار عدد طبيله کمانش برای حالت های مختلف بارگذاری و نوع تکیه گاهی مختلف در جدول ۹,۱

و ۹,۲ و ۹,۳ ذکر شده اند. در این جدول تناسب اضلاع را $\alpha = \frac{a}{b}$ و تناسب تنش را



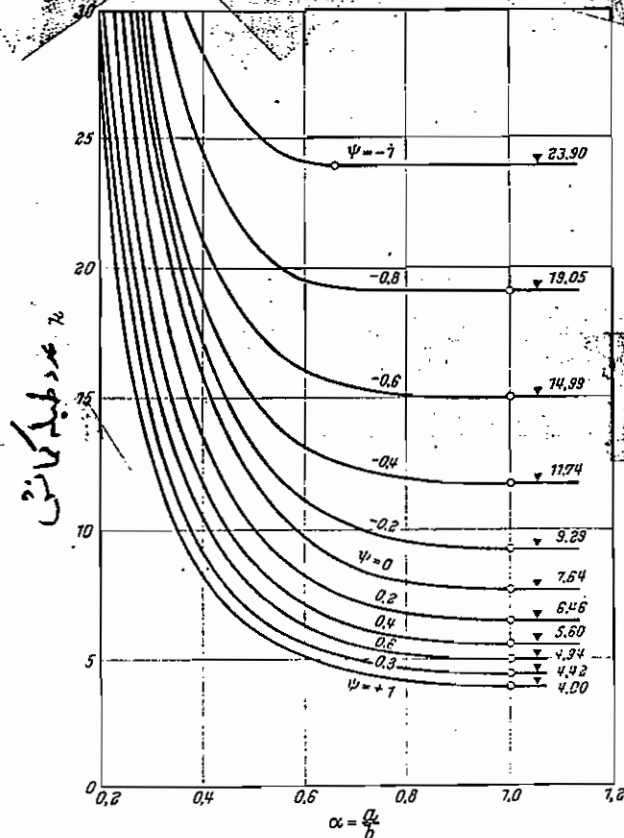
جدول ۹-۱- عدد طبقه کاشی K و تنش کاشی لوله برای ورتن با یک نگاه ساده مفصلی

$$\psi = \frac{\text{تنش بالا}}{\text{تنش پایین}} \quad \alpha = \frac{a}{b} \quad \left[\frac{b}{a} \right]$$

1	2	3	4	5
1	فوق بارگذاری	تنش کاشی لوله	حدود بار	عدد طبقه کاشی
2	فشار با تنش خطی $0 \leq \psi \leq 1$	 $\sigma_{Kl} = k \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$k = \frac{8.4}{\psi + 1.1}$ $k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \frac{2.1}{\psi + 1.1}$
3	فشار و تنش خطی با الویت مثبت $-1 < \psi < 0$	 $\sigma_{Kl} = k \cdot \sigma_e$		$k = \frac{8.4}{\psi + 1.1} + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2$
4	فشار و تنش خطی با الویت منفی $\psi = -1$	 $\sigma_{Kl} = k \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$ $\alpha < \frac{2}{3}$	$k = 23.9$ $k = 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2$
5	برش با تنش میان	 $\tau_{Kl} = k \cdot \sigma_e$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$k = 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2}$ $k = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2}$

تعداد K را می‌توان از یک زیرمجموعه بدست آورد

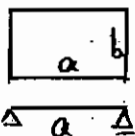
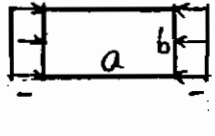
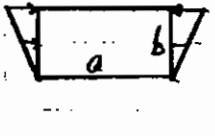
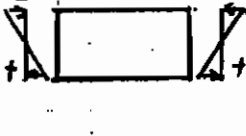
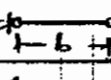
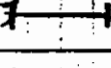
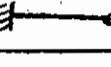
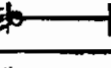
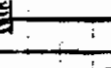
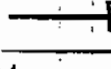
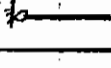
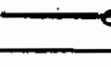
که از مکانی عدد کاشی لوله برای ورتن سطح با یک نگاه مفصلی و تنش مجزی بر روی کاشی با تنش خطی





9-11

جدول 9-2 - عدد طبقه گمانشی برای حالت های مختلف

									
نوع گمانشی انتهای تکیه گاه	K	سی α	K	سی α	K	سی α	K	سی α	
1 	4,00	1,00	7,81	0,98	23,88	0,67			
2 	6,97	0,66	13,54	0,65	39,52	0,47			
3 	5,41	0,80	11,73	0,76	39,52	0,47			
4 	5,41	0,80	9,54	0,80	23,94	0,67			
5 	1,28	1,63	5,91	1,58	-	-			
6 	1,28	1,63	1,61	1,67	2,13	1,67			
7 	0,426	∞	1,702	∞	-	-			
8 	0,426	∞	0,567	∞	0,851	∞			



جدول ۹، ۳. عدد طبقه کاشی و نسج بخرانی کاشی برای ورق مسلح با چهار لبه منصفی تحت فشار و برش		
نسج بخرانی کاشی	عدد طبقه کاشی K	بار لظاری
<p>شماره پیش کاشی و برش</p>	<p>جای $a \geq b$</p> $k = 2 \eta \beta \sqrt{\beta^2 + 3} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\beta^2 \eta}} \right]$ <p>یا</p> $\eta = \frac{4}{3} + \frac{1}{\alpha^2}$ <hr/> <p>جای $\frac{1}{2} \leq \frac{a}{b} \leq 1$</p> $k = \frac{\eta}{2} \left(\alpha + \frac{1}{\alpha} \right) \beta \sqrt{\beta^2 + 3} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\beta^2 \eta}} \right]$ <p>یا</p> $\eta = \frac{4 \alpha^2 + 934}{(\alpha^2 + 1)^2}$	$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sqrt{\beta^2 + 3}}$ $\sigma_{cr} = \frac{\beta \sigma_{cr}}{\sqrt{\beta^2 + 3}}$
<p>شماره پیش کاشی و برش</p>	<p>جای $a \geq b$</p> $k = 3.85 \eta \beta \sqrt{\beta^2 + 3} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\beta^2 \eta}} \right]$ <p>یا</p> $\eta = \frac{5.34 + 4/\alpha^2}{7.7}$ <hr/> <p>جای $\frac{1}{2} \leq \frac{a}{b} \leq 1$</p> $k = 3.85 \eta \beta \sqrt{\beta^2 + 3} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\beta^2 \eta}} \right]$ <p>یا</p> $\eta = \frac{4 + 5.34/\alpha^2}{7.7 + 33(1-\alpha)^2}$	$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sqrt{\beta^2 + 3}}$ $\sigma_{cr} = \frac{\beta \sigma_{cr}}{\sqrt{\beta^2 + 3}}$
<p>شماره پیش کاشی و برش</p> <p>$\alpha = \frac{b}{c}, \beta = \frac{c}{a}$</p>	<p>جای $a \geq b$</p> $k = 24 \eta \sqrt{\beta^2 + 3} \sqrt{\frac{1}{1 + \beta^2 \eta}}$ <p>یا</p> $\eta = \frac{2}{9} + \frac{1}{6 \alpha^2}$ <hr/> <p>جای $\frac{1}{2} \leq \frac{a}{b} \leq 1$</p> $k = 24 \eta \sqrt{\beta^2 + 3} \sqrt{\frac{1}{1 + \beta^2 \eta}}$ <p>یا</p> $\eta = \frac{1}{6} + \frac{2}{9 \alpha^2}$	$\sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{\sqrt{\beta^2 + 3}}$ $\sigma_{cr} = \frac{\beta \sigma_{cr}}{\sqrt{\beta^2 + 3}}$



با مقدار تنش کمانش ایده آل با تنش بحرانی $\sigma_{k,ic}$ نشان داده ایم. $\psi = \frac{\text{مقدار تنش در کنار بالا}}{\text{مقدار تنش در کنار پایین}}$

۳-۹ معادله دینزانشیل کمانش ورقهای غیر همگن (orthotropic)

ورقهایی که سختی آنها در دو جهت عمود بر هم متفاوت باشد بنام ورقهای غیر همگن یا اورتوتروپ نامیده می شوند. مثالهای گوناگون مثل یک صفحه بتنی که در دو جهت عمود بر هم بر مقدار مختلف آرماتور دارد یا اینکه یک شبکه یا ورقهای فولاد یا تخته شیشه لایه ای و غیره. در ساختنهای نازکی می شود یک صفحه را با شیخ کننده های متفاوت در دو جهت عمود بر هم بگیرد یا اینکه یک صفحه در حالت کمانش را نام برد که تنشها در یک رو بالای مدخلی میباشد و در نتیجه مدول الاستیسیته مختلف میباشد. برای بدست آوردن معادله دینزانشیل مدول الاستیسیته E و ضریب کرنش جانبی μ و همان اینرسی معادل I را در دو جهت x و y متفاوت انتخاب می کنیم و فرمول تنشها بصورت زیر می باشد:

$$\sigma_x = \frac{E_x}{1 - \mu_x \mu_y} (\epsilon_x + \mu_y \cdot \epsilon_y) = \frac{-E_x \cdot z}{1 - \mu_x \mu_y} \cdot \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{E_y}{1 - \mu_x \mu_y} (\epsilon_y + \mu_x \epsilon_x) = \frac{-E_y \cdot z}{1 - \mu_x \mu_y} \cdot \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right)$$

$$\tau_{xy} = G_{xy} \cdot \gamma_{xy} = -2 G_{xy} \cdot z \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \quad (9, 25)$$

سختی ورق در دو جهت x و y بشرح زیر است:

$$D_x = \frac{E_x \cdot I_x}{1 - \mu_x \mu_y}$$

$$D_y = \frac{E_y \cdot I_y}{1 - \mu_x \mu_y}$$

$$2 D_{xy} = (1 - \sqrt{\mu_x \mu_y}) \sqrt{D_x \cdot D_y}$$

معادله دینزانشیل صفحات اورتوتروپ مشهور است

D_{xy} بنام سختی پیچشی ورق می باشد

بنسبت ۹-۲ بدست می آید:

$$D_x \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 D_{xy} \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} =$$

$$P + n_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + 2 n_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + n_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \quad (9, 26)$$



۹-۴- کمانش ورقها در بالای حد خطی :

در بخش قطعات فشاری (کمانش ۶) مسئله کمانش در بالای حد خطی یعنی بر تکیه رابط مابین تنش و کرنش از حالت خطی خارج شده و بصورت یک منحنی در میاید بصورت کامل بررسی شد و منحنی انقباض نلی که طرز رفتار کمانش مابین حد خطی تا حد جاری شدن را بیان می کند بدست آورده شد. در مورد کمانش ورقها در بالای حد خطی هم بصورت فوق عمل میگردد. اعداد طبقه کمانش K حالت های بررسی شده در بخش (۹-۱) الی (۹-۳) برای حالت ارتجاعی خطی یعنی تا حد خطی σ_p صادق هستند و محدودیتش کمانش حد بحرانی بشرح زیر است :

$$\sigma_{cr} \leq \sigma_p \quad \text{و} \quad \tau_{cr} \leq \tau_p = \frac{\sigma_p}{\sqrt{3}}$$

برای مقایسه منحنی تنش های چند بعدی با نتایج آزمایشات یک بعدی احتیاج به یک تنش مقایسه ای σ_p میباشد که طبق بخش (۲-۵-۶) میتوان نوشت :

$$\sigma_{her} = \sqrt{\sigma_{cr}^2 + 3\tau_{cr}^2} \leq \sigma_p$$

فولاد در کمانش غیر ارتجاعی یعنی در حالت $\sigma_{cr} > \sigma_p$ و $\tau_{cr} > \tau_p$ و $\sigma_{her} > \sigma_p$ لغت متغیر شدن معادل ارتجاعیت E خاصیت غیر همگنی بمنو گرفته و معادله دینفرانسبل کمانش ورق بصورت رابطه (۹/۲۲) در میاید چنان معادله دینفرانسبل برای حالت های ساده با معلوم بودن سختیهای D_x و D_{xy} و D_y برای بارگذاری غیر ارتجاعی مقدور است اولین محاسبات این نوع را P.P. BIJLAARD انجام داد که بر پایه آزمایشات مسلسل تصدیق و تصحیح یافته و اکنون در ابلی که از نقطه نظر طراحی رفت لازم را دارند موجود میباشد. برای شرح از رابطه (۹/۲۴) استفاده میشود :

$$\sigma_{ki} = K \cdot \sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

که در آن K ضریب لاغری ایده آل میباشد.



$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{K \sigma_e} = \frac{\pi^2 E \cdot 12(1-\mu^2) b^2}{K \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \frac{b^3}{12}}$$

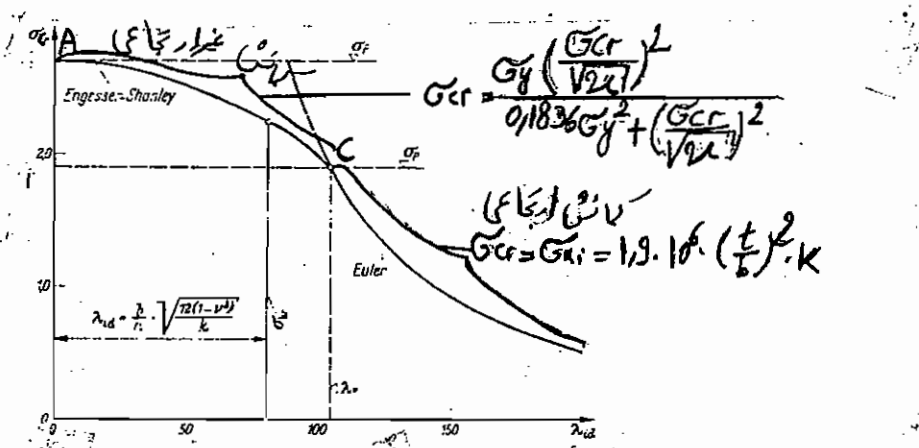
$$\lambda = \frac{b}{\frac{b^3}{12}} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{K}} \quad (9,27)$$

این رابطه در شکل (۹,۹) رسم شده است. برای محد بالای خطی یعنی:

$$ST27 \quad \lambda \leq \lambda_p = 103,9$$

$$ST52 \quad \lambda \leq \lambda_p = 84,8 \quad (9,28)$$

نتایج آزمایشات که بنام منحنی انقراض-شانلی معروف است جایگزین منحنی اولیری شود. این موضوع عیناً با کاهش تیرها در حالت غیرارجمعی (شکل ۶,۱۸) می باشد.



شکل ۹,۹: تنش کمانش برای سمت درجه‌ای و غیر درجه‌ای فولاد
 برای بدست آوردن فرمول این منحنی که تنش بحرانی زیر در حالت بالای حد خطی:

$$\sigma_{cr} = \frac{K \cdot \pi^2 T_k}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{برای} \quad \sigma_{cr} \geq \sigma_p \quad (9,29)$$

بدست می دهد از رابطه (۶,۶۴) مابین جدول کمانش I در بالای حد خطی (شکل ۶,۱۵) و جدول الاستیته E در بخش خطی استفاده می کنیم:

$$\lambda = \frac{T_k}{E} = \frac{4TE}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2} \quad (9,30)$$

T_k ضریب کاهش انقراض طبق رابطه (۶,۶۴) می باشد.
 رابطه مابین E, T در آیین نامه های محاکم مختلف با تفاوت خیلی کم بوسیله معادلات



۹-۶

مختلفی داده شده است که یکی از آنها بشرح زیر است:

$$T = E \left[1 - \left(\frac{\sigma - \sigma_p}{\sigma_y - \sigma_p} \right)^2 \right] \quad (9,31)$$

از رینج بدست می آید:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{\sigma_{ki}}{\sigma_{cr}} = \left[0.15 + \frac{0.15 (\sigma_y - \sigma_p)^2}{\sqrt{(\sigma_y - \sigma_p)^2 - (\sigma_{cr} - \sigma_p)^2}} \right] \quad (9,32)$$

$$\sigma_{cr} = \lambda \cdot \sigma_{ki} = \frac{\pi^2 T_k}{\lambda^2} = \lambda \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (9,33)$$

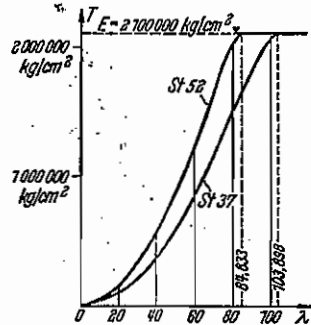
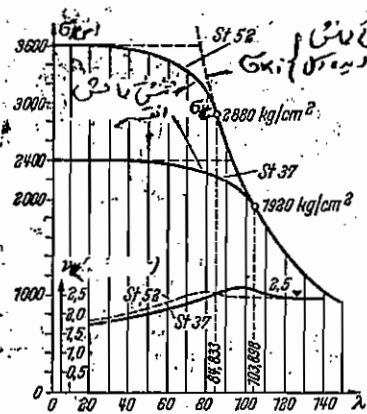
و از رینج حاصل می شود:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{E}} \left[0.15 + \frac{0.15 (\sigma_y - \sigma_p)^2}{\sqrt{(\sigma_y - \sigma_p)^2 - (\sigma_{cr} - \sigma_p)^2}} \right] \quad (9,34)$$

و برآیندی بدست می آید: $\sigma_p = 0.18 \sigma_y$

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{E}} \left[0.15 + \frac{0.15 \sigma_y}{\sqrt{(0.18 \sigma_y)^2 - (\sigma_{cr} - 0.18 \sigma_y)^2}} \right] \quad (9,35)$$

رابطه برای فولاد ST۴۷ و ST۵۲ در شکل (۹،۱۰) رسم شده است شکل (۹،۱۱) رابطه میان ضریب لاغری λ و مدول کاهش T_k را نشان می دهد:



شکل ۱۰، رابطه میان ضریب لاغری λ و تنش ناشی از G_{cr} در ضریب اطیناز G_{cr} برای بارهای عمادی

شکل ۱۱، رابطه میان ضریب لاغری و مدول الاستیته E و مدول کاهش T_k

جدول (۹،۴) تعداد عددی رابطه فوق را نشان می دهد. k عبارتست از مقدار تنش



جبرانی که طبق رابطه (9,23a) بدست می آید در برای حالت خطی صادق است چنانکه دیده شد برای حالت جبرانی در بالای حد خطی بجای مدل الاستیک از مدل پلاستیک و انقباض T_k استفاده می شود و مقدار تنش جبرانی از فرمول (9,23b) بدست می آید.

$$\sigma_{cr} = \sigma_{ki} \quad \text{برای } \sigma_{cr} \leq \sigma_p$$

$$\sigma_{cr} = (\text{رابطه 9,23a}) \quad \text{برای } \sigma_{cr} > \sigma_p$$

σ_{cr} عبارتست از ضریب اطمینان برای بارگذاری عادی مابین σ_{cr} و σ_p که به صورت $\sigma_{cr} = \frac{\sigma_p}{\lambda}$ به صورت $\lambda = 50$ و $ST 37$ بدست می آید:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{ki} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{50^2} = 8290 \text{ kg/cm}^2 > 1920 \text{ kg/cm}^2$$

پس از رابطه (9,23b) استفاده می شود:

$$\frac{1}{50} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{210000}} \left(0.5 + \frac{0.1 \times 2400}{\sqrt{(0.2 \times 2400)^2 - (\sigma_{cr} - 0.18 \times 2400)^2}} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr} = 2367 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 T_k}{\lambda^2} = \lambda \cdot \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 0.285 \times 8290 = 2367 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{دیاکتیک}$$

$$\sigma_{\text{مجاز}} = \frac{\sigma_{cr}}{\lambda} = \frac{2367}{2.1} = 1127 \text{ kg/cm}^2$$

جدول 9,2 - ضرایب تنش σ_{cr} و تنش آرد آل σ_{ki} و تنش مجاز برای بارگذاری عادی مابین σ_{cr} و σ_p برای مقاطع فولاد St 37 و St 52

λ	σ_{ki}	St 37						λ	σ_{ki}	St 52					
		σ_{cr}	*	ضریب	λ	ضریب	λ			σ_{cr}	*	ضریب	λ	ضریب	λ
20	51 815	2397	0,046	1349	1,77	1542	1,55	20	51 815	2592	0,069	1983	1,81	2267	1,58
30	23 029	2391	0,104	1294	1,85	1479	1,62	30	23 029	3578	0,155	1888	1,90	2168	1,66
40	8 290	2367	0,285	1158	2,04	1324	1,79	40	12 954	3553	0,274	1773	2,01	2027	1,75
50	8 290	2367	0,285	1158	2,04	1324	1,79	50	8 290	3511	0,424	1637	2,14	1871	1,88
60	5 757	2344	0,407	1078	2,18	1232	1,90	60	5 757	3439	0,597	1487	2,31	1699	2,02
70	4 230	2309	0,546	993	2,33	1135	2,03	70	4 230	3317	0,784	1330	2,50	1520	2,18
80	3 238	2255	0,696	905	2,49	1034	2,18	80	3 238	3093	0,955	1175	2,63	1343	2,30
90	2 559	2170	0,848	819	2,65	936	2,32	84,833	2 880	$\sigma_p = 2880$	1,000	1099	2,62	1257	2,28
100	2 073	2024	0,976	738	2,74	843	2,40	90	2 659	—	—	1024	2,50	1170	2,19
103,898	1 920	$\sigma_p = 1920$	1,000	707	2,72	808	2,38	100	2 073	—	—	828	2,50	947	2,19
110	1 713	—	—	663	2,59	758	2,26	110	1 713	—	—	685	2,50	783	2,19
120	1 439	—	—	576	2,50	658	2,19	120	1 439	—	—	576	2,50	658	2,19
130	1 226	—	—	490	2,50	560	2,19	130	1 226	—	—	490	2,50	560	2,19
140	1 057	—	—	423	2,50	483	2,19	140	1 057	—	—	423	2,50	453	2,19
150	921	—	—	368	2,50	421	2,19	150	921	—	—	368	2,50	421	2,19

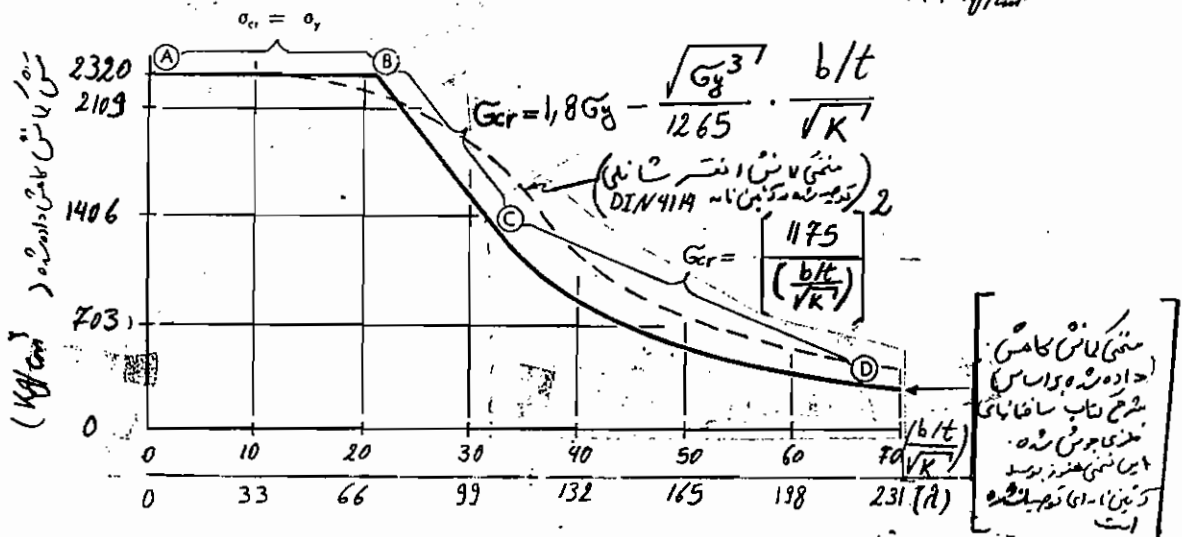
برای حالتی که علاوه بر σ_{cr} تنش برشی τ هم ناشی شود و احتیاج به پیدا کردن تنشهای مجازهای σ_{cr} است که در بخش های آینده طرق بدست آوردن آنها مبرای آن



ذکر می شود.

روابط (۹،۲۴) و (۹،۲۵) برای تنش برآنی در منطقه خمیری بوسید آئینامه (DIN 4114) توصیه شده است که براساس نتایج تحقیقات انقراض و شایلی می باشد. روابط دیگری در این مورد برای حالت های ساده فشار و بارش در کتاب ساختمان های فلزی جوش شده ذکر شده است که استفاده از آن ها هنوز در هیچ کدین نامه ای توصیه شده است. لذا دیگر در اینجا ذکر نشده و فقط در شکل (۹،۱۲) بطور شماتیک رسم شده اند.

شکل ۹،۱۲ - تنش کشش کاملاً پلاستیک براساس سطح ساختمانی فلزی جوش رده برای فولاد A-4 با جود جاری شدن آهسته 2320 kg/cm^2



۹-۵ - تناسب ارتفاع به ضخامت ورق $(\frac{b}{t})$ برای ورق های تحت فشار ساده:
 تناسب حداکثر ارتفاع به ضخامت ورق $(\frac{b}{t})$ برای ورق های تحت فشار ساده چنانچه آنها قسمتی از یک قطعه فشاری باشند در جدول (۹،۲۵) ذکر شده است. محدودتهای آئینامه های دیگر براساس جدول (۹،۵) میباشد که در آن آئینامه های AISC و AREA این محدودتهای براساس محدودتهای جاری شدن در آئینامه (AASHO) براساس تنش موجود که کمتر از تنش جاری شدن می باشد بیان کرده است. پایه تمام این روابط براساس روابط زیر است که از روابط (۹،۲۴) و (۹،۲۹) بدست می آید:



9-19

$$\sigma_{cr} = \left(1398 \times \frac{t}{b}\right)^2 K$$

$\frac{b}{t} = \sqrt{\frac{K}{\sigma_{cr}}} \cdot 2 \times 1378$ (9,36)
 در رابطه فوق ضرب K بستگی به نوع بارگذاری و شرایط نگهداری دارد (جدول 9.3 الی 9.33)
 و λ تناسب معدل باس را برآورد می‌کند. σ_{cr} را می‌توان با در نظر گرفتن ضرب اطمینان و شرایط نگهداری با احتیاطی شدن σ_y یا تنش موجود σ ذکر کرد، چون این آخرین موضوع در تمام اینهاست. نسبت درجه اعداد مختلفی مثل جدول (9.5 الف) دست می‌آیند که تقریباً خیلی نزدیک به یکدیگر هستند:

جدول 9.5 الف: تعداد اعداد $\frac{b}{t}$ در صورت طرز بارگذاری	AISC		AASHTO		AREA	
	کتابخانه	کتابخانه	کتابخانه	کتابخانه	کتابخانه	کتابخانه
σ_y (کتابخانه)	2400	3600	2400	3600	2400	3600
یک لایه بارگذاری	$\frac{63F}{\sqrt{\sigma_y}}$		$\frac{1625}{\sqrt{G}}$		-	
دو لایه بارگذاری	13 F 16	13 F 11	12	-	12	-
دو لایه بارگذاری	$\frac{2121}{\sqrt{\sigma_y}}$		$\frac{1060}{\sqrt{G}}$		$\frac{1591}{\sqrt{G_y}}$	
مقتضی	44	36	40	34	40	32

در صورت وجود بارگذاری ها شرایط نگهداری گاهی دیگر احتیاج به کنترل کاهش در فواصل باشد که در فصل بعدی شرح داده می‌شود.

9-6- تناسب ارتفاع به ضخامت (ظرفی) در فواصل ساده گت برش:



۹-۲۱

حد اکثر تناسب ارتفاع به ضخامت $\frac{t}{c}$ برای ورقهای ساده تحت برش برای $\left(\frac{t}{a}\right)^2 + 4 = 5,39$ K در جدول (۹,۵) ذکر شده است.

	جدول ۹,۵: ضرایب تصحیح K برای ورق تحت برش (تقریباً ۲-۱٪) این جدول با ضرب اطمینان ۱,۷ احاطه شده است		
	$\frac{b}{a} = 1$	$\frac{b}{a} = 0,5$	$\frac{b}{a} = 0$
σ_s (kg/cm^2)	50	40	38
	40	33	30

۹-۱۰-۱- کنترل کمانش صفحات بر اساس (DIN 4114):

کنترل کمانش صفحات بر اساس (DIN 4114) بیان می شود که در آن روندی برای این نوع کنترل وجود دارد.

۹-۱۰-۱-۱- تنش کمانش ایده آل ورقهای مسطح و همگن و کاملاً ارتجاعی بر اساس روابط (۹,۲۴)

$$\sigma_{ki} = K \cdot \sigma_e \quad (9,24a)$$

$$\tau_{ki} = K \cdot \sigma_e \quad (9,27)$$

بدست می آید که در آن مقدار عددی کمانش بر اساس جدول (۹,۱) و (۹,۲) بوده و σ_e عبارت از تنش کمانش اولیه برای یک ورق به پهنای یک سانتیمتر و طول t سانتیمتر طبق رابطه (۹,۲۳a) می باشد. این ورق در دو لب بدون بارگذاری در در طرف دیگر تعادل همگرم برداری تنش می باشد.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12 \cdot b^2 \cdot (1 - \mu^2)} \approx 189 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = \left(1378 \frac{t}{b}\right)^2 \text{ kg/cm}^2 \quad (9,28)$$

در حالتیکه σ_{ki} و τ_{ki} همزمان اثر کنند این دو مقدار بر محاسب می شوند. σ_e و τ_{ki} عبارت از تنشهای وارده بر لبه ورق می باشد.



۹-۱۰-۲- نقش تعابیه ای گمانش ایدیه آل :

نقش تعابیه ای گمانش ایدیه آل در رابطه زیرجواب میشود :

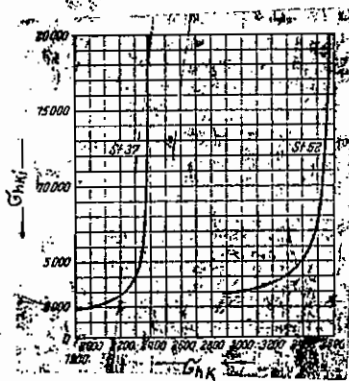
$$\sigma_{hki} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{1 + \frac{\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ki}}\right)^2}} \quad (9,39)$$

برای $\tau = 0$ مقدار $\sigma_{hki} = \sigma_{ki}$ و برای $\sigma_1 = 0$ مقدار $\sigma_{hki} = \sqrt{3} \tau_{ki}$ میشود.

چون نقش های گمانش ایدیه آل با یکدیگر گمانش ایدیه آل در بالای حد خطی عدد صحیح نمیدهند و پس با سستی تا مقدار نقش گمانش موجود حقیقی برابر با روابط بخش (۹,۲) کاهش داده شوند بدین ترتیب نقش تعابیه ای گمانش کاهش داده شده σ_{hk} تعریف می شود که در حالت بالای حد خطی مقدار حقیقی نقش را برابر با گمانشات میدهد. مقدار σ_{hk} در جدول (۹,۶) ذکر شده است.

جدول ۹,۶- نقش تعابیه ای گمانش ایدیه آل σ_{hki} و نقش تعابیه ای کاملش داده شده σ_{hk}

σ_{hki} kg/cm ²	ST37			ST52			
	σ_{hk} kg/cm ²	با سستی یادای %K _s	با سستی یادای %K _s	σ_{hk} kg/cm ²	با سستی یادای %K _s	با سستی یادای %K _s	
1570	σ_1	2,50	2,19	σ_1	2,50	2,19	
1920	$\sigma_p = 1920$	2,72	2,38	"	2,50	2,19	
2000		1,983	2,75	2,41	"	2,50	2,19
2100		2,038	2,73	2,39	"	2,50	2,19
2200		2,077	2,73	2,39	"	2,50	2,19
2300		2,109	2,71	2,37	"	2,50	2,19
2400		2,136	2,69	2,35	"	2,50	2,19
2500		2,158	2,67	2,33	"	2,50	2,19
2600		2,178	2,63	2,30	"	2,50	2,19
2700		2,194	2,63	2,30	"	2,50	2,19
2800		2,209	2,69	2,26	$\sigma_p = 2880$	2,50	2,19
2880					2,880	2,62	2,29
2900		2,221	2,57	2,25	2,899	2,64	2,31
3000		2,233	2,54	2,22	2,974	2,63	2,31
3200		2,252	2,49	2,18	3,077	2,62	2,30
3400		2,267	2,46	2,15	3,149	2,61	2,28
3600		2,280	2,43	2,12	3,203	2,59	2,27
3800	2,291	2,39	2,09	3,248	2,57	2,25	
4000	2,300	2,37	2,07	3,284	2,53	2,22	
4200	2,308	2,33	2,04	3,313	2,49	2,18	
4400	2,315	2,32	2,03	3,338	2,48	2,17	
4600	2,321	2,27	1,99	3,359	2,45	2,14	
4800	2,326	2,26	1,98	3,378	2,43	2,13	
5000	2,331	2,23	1,95	3,394	2,39	2,09	
5500	2,340	2,19	1,92	3,426	2,33	2,04	
6000	2,347	2,16	1,89	3,450	2,30	2,01	
6500	2,353	2,12	1,85	3,469	2,25	1,97	
7000	2,358	2,09	1,83	3,484	2,21	1,93	
8000	2,366	2,06	1,80	3,506	2,17	1,90	
10000	2,374	2,00	1,75	3,532	2,09	1,83	
20000	2,389	1,88	1,63	3,574	1,91	1,67	
∞	2,400	1,71	1,50	3,600	1,71	1,50	



آبجک رابطه میان σ_{hki} و σ_{hk}



۹-۲۲

بعد از بدست آوردن مقدار σ_{hk} از جدول (۹،۶) ضریب اطمینان موجود را طبق رابطه زیر

$$\gamma_e = \frac{\sigma_{hk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}} \quad (9,40)$$

این ضریب اطمینان از تعاد زیر باستی بیشتر باشد:

بارهای عادی	$\sigma_{hki} \leq 275. \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_e \geq 1,35$
	$\sigma_{hki} > 275. \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_e \geq 1,35 \left[0,9 + 0,1 \left(\frac{275.}{\sigma_{hki}} \right)^2 \right]$
بارهای فوق العاده	$\sigma_{hki} \leq 275. \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_e \geq 1,25$
	$\sigma_{hki} > 275. \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_e \geq 1,25 \left[0,9 + 0,1 \left(\frac{275.}{\sigma_{hki}} \right)^2 \right]$

۹،۴۱

۹-۱۰-۳- برای ورق‌های مستطیلی شکل که قسمتی از تیرهای قشی می‌باشند ضریب اطمینان

در مکرره زیر می‌باشد:

$$\sigma_{hki} \leq 275. \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \gamma_e \geq \gamma_k$$

$$\sigma_{hki} > 275. \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \gamma_e \geq \gamma_k \left[0,9 + 0,1 \left(\frac{275.}{\sigma_{hki}} \right)^2 \right] \quad (9,42)$$

که در آن γ_k ضریب اطمینان براساس جدول (۹،۶) می‌باشد.

۹-۱۰-۴- در حالتیکه تیر قشی علاوه بر نیروی محوری N تحت اثر خمشی M هم باشد

مکرره ضریب اطمینان طبق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\sigma_{hki} \leq 275. \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \gamma_e(N, M) \geq \frac{\gamma_k \cdot \sigma_N + \gamma_e \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

$$\sigma_{hki} > 275. \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \gamma_e(N, M) \geq \frac{\gamma_k \sigma_N + \gamma_e \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \left[0,9 + 0,1 \left(\frac{275.}{\sigma_{hki}} \right)^2 \right] \quad (9,43)$$

که در آن σ_N تنش کم‌تر از تنش σ_M تنش کم‌تر از خمشی می‌باشد. γ_k و

γ_e براساس روابط (۹،۴۱) الی (۹،۴۳) بدست می‌آید.



۹-۲۳

۹-۱۰-۵- کاهش درفاکت فشرده چهارلبه:

ورق مسطحی که در هر چهار لبه تکمیل گاه مفصلی داشته و در طول ضلع طاقت اثر تنش یکسان σ_x در طول ضلع β تحت اثر تنش یکسان σ_y قرار دارد مورد مطالعه قرار میگیرد. مناسب آنها توسط رابطه زیر نشان داده میشود که در آن تنش σ_x بزرگتر از σ_y میباشد:

$\beta = \frac{\sigma_y}{\sigma_x}$ و $0 \leq \beta \leq 1$ و $\sigma_x > \sigma_y$
 تحت مرزی کاهش ایده آل این حالت تحت تنش کاهش ایده آل $\sigma_{xki} = k_x \cdot \sigma_e$
 برده و عدد طبله کاهش k_x در جدول (۹،۷) ذکر شده است.

جدول ۹،۷- عدد طبله کاهش k_x برای ورق مسطح تحت تنش در چهار لبه			
$0.5 \leq \beta \leq 1.0$	رای همگن α	$k_x = \frac{(\frac{1}{\alpha} + \alpha)^2}{1 + \beta \cdot \alpha^2}$	
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\alpha \leq \frac{1}{\sqrt{1-2\beta}}$		
	$\alpha > \frac{1}{\sqrt{1-2\beta}}$	$k_x = 4(1-\beta)$	

تنش معادل σ_{hk} کاهش ایده آل عبارت است از:

$$\sigma_{hk} = \sigma_{xki} \sqrt{1 + \beta^2 - \beta}$$

و ضریب اطمینان کاهش عبارت است از:

$$\gamma_k = \frac{\sigma_{hk}}{\sigma_x \sqrt{1 + \beta^2 - \beta}}$$

که در آن γ_k تنش کاهش کاهش یافته میباشد. مقدار γ_k طبق بخش (۹-۱۰-۲) بدست می آید.

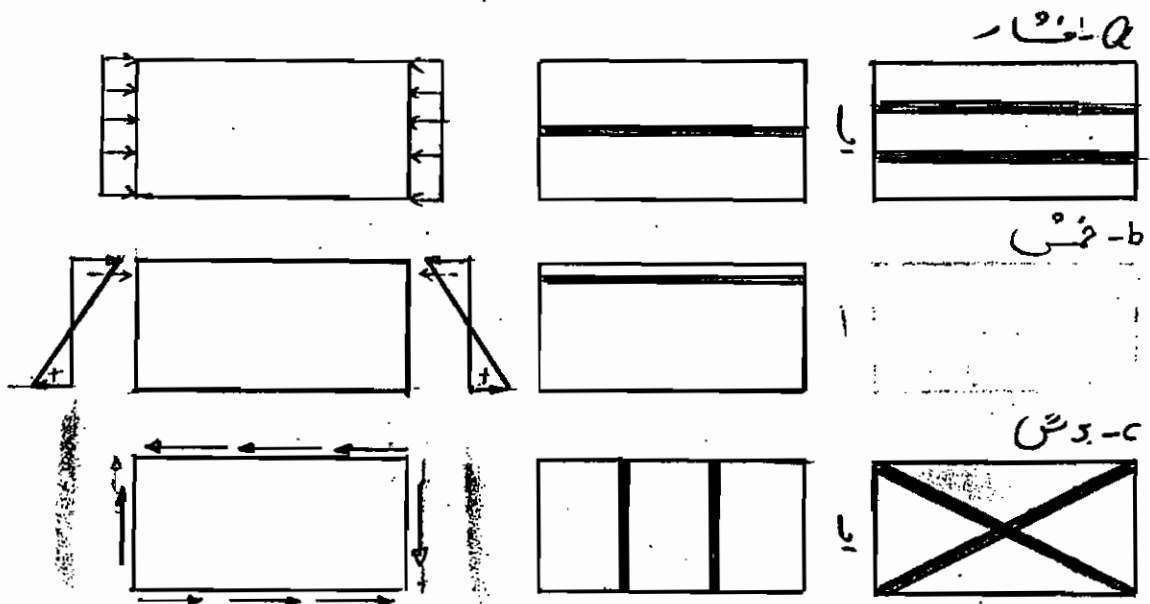
۹-۱۰-۶- خلاصه روند کنترل کاهش:



- الف - تنش های موجود σ_c در ورق حساب شوند.
- ب - مقدار عمده طلبه کمانش k_c از جدول (۹۱) و (۹۲) بدست آید.
- پ - تنش کمانش ایده آل σ_{ki} در k_c حساب شوند.
- ت - تنش معایبه ای کمانش ایده آل σ_{ki} براساس رابطه (۹۳۹) حساب گردد.
- ث - از جدول (۹۶) مقدار تنش معایبه ای کاهش یافته σ_{ki} خوانده شود.
- ج - مقدار ضریب اطمینان موجود γ براساس رابطه (۹۴۰) حساب گردد.
- چ - مقدار ضریب اطمینان γ از تابلویهای ۹-۱۰-۲ (الف) ۹-۱۰-۴ کمتر نباشد.
- ۹-۱۱ - کمانش در قیام سطح با شخ کتده ها:
- تعاودت کمانش در قیام میوان با نصب شخ کتده های مناسب افزایش داد. مطالعات اقتصادی در اغلب موارد نشان میدهد که برای از یاد تعاودت کمانش طلبه در قیامی افزایش ضمیمت بهتر است که آن را در محلهای لازم با شخهای خمشی یا پخششی تعاودم کرد.
- موارد استعمال این گونه شخ کتده ها در جان تیرهای خمشی و با جان دبال پروفیلهای بزرگ پل ها خصوصاً با مقاطع بسته همچنین نمازین فلزی خیلی پیش می آید. شکل جهت این شخ کتده ها از نقطه نظر تئوری در جهت تنشهای فشاری اصلی موجود در ورق میباشد (شکل ۷۲۹) که در عمل بنابه عمل طراحی و اجرایی میوان جهت آنها را مناسب با اوضاع و احوال شرایط موجود ولی جواگو برای مقصود انتخاب کرد (شکل ۷۲۸). در زیر چندین نکته برای تعیین محل شخ کتده ها ذکر میگردد (شکل ۹۱۳).
- شخ کتده طولی در جهت فشار (۹۱۳a)
- " " " " جان تیرهای خمشی در محلهای کتدهای حد اکثر حدوداً در مرکز شخ
- تنشهای فشاری. (شکل ط ۹۱۳)
- شخ کتده های عرضی در جان تیرهای خمشی در محل نیروهای برشی حد اکثر (۹۱۳c)

۹۲۵

شیخ کننده های عرضی در جان تیرهای خمشی در محل انتقال نیروهای مرکزی.
 شیخ کننده ها را می توان در لب یا در دو طرف ورق نصب نمود که معمولاً مطابق طراحی
 این موضوع را تعیین می کنند. در واقع با خود شیخ کننده میسر دگفت که با افزایش سختی شیخ کننده
 $(EI)_{st}$ مقاومت گاننش ورق افزایش می یابد.



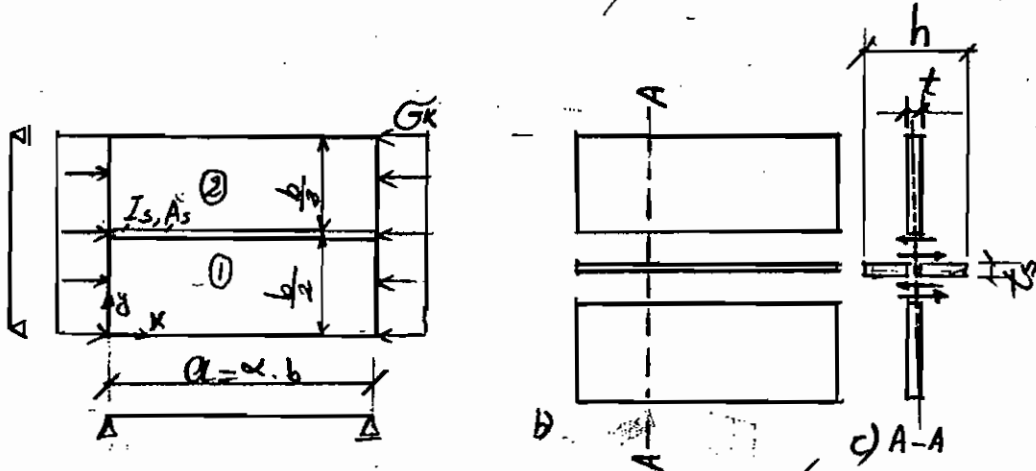
شکل ۹۱۲، محل شیخ کننده ها در :
 (a) در تمامی قسمت های جانبی : شیخ کننده ها در جهت تمام تیرهای قائم نصب گردد.
 (b) = تقارن عرضی : شیخ کننده ها در نقطه اثر تیرهای قائم و تیرهای افقی نصب گردد.
 (c) = عرضی : شیخ کننده های عرضی یا طولی نصب گردد.



۹۲۶

۹-۱۱-۱- ورقها با شیخ کننده ها طولی

ورق مسطحی به ضخامت t و ابعاد $a = \alpha b$ و b با چهار تکیه گاه مفصلی تحت فشار یکسان σ_k قرار گرفته و در وسط در دو طرف بوسیله در شیخ کننده سخت شده است.



شکل ۹-۱۲ ورق مسلح با شیخ کننده طولی

ورق را برابر بدست آوردن معادله دیفرانسیلی به دو ورق ① و ② تقسیم میکنند و معادله هر ورق را به تنهایی می نویسیم. خیز ورق ۱ با w_1 و ورق ۲ با w_2 نشان داده میشود. در محل اتصال شیخ کننده ها باید خیز و تماس هر دو صفحه یکسان باشد یعنی:

$$w_1 = w_2 \quad , \quad \frac{\partial w_1}{\partial y} = \frac{\partial w_2}{\partial y}$$

نیروها برشی در لب شیخ کننده ورقها طبق رابطه (۹/۱۰) عبارتست از:

$$q_y = -D \frac{\partial(\Delta w)}{\partial x} = -D \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\mu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]$$

و برای شیخ کننده بعنوان یک تیر تحت فشار طبق رابطه (۹/۵) عبارتست از:

$$q_y = EI_s \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \sigma_k \cdot A_s \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

در اثر خیز ورقها یک نیرو برشی بر شیخ وارد میشود که این را هم مجبور به خیز مینمایانیم. نیرو از تعادل نیروها برشی وارد بر شیخ بدست میآید.



۹,۲۷

$$-D \left[\frac{\partial^2 w_l}{\partial y^2} + (\nu - \mu) \frac{\partial^2 w_l}{\partial x^2 \partial y} - \frac{\partial^2 w_r}{\partial y^2} - (\nu - \mu) \frac{\partial^2 w_r}{\partial x^2 \partial y} \right] = EI_s \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \sigma_k A_s \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - D \left[\frac{\partial^2 w_l}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 w_r}{\partial y^2} \right] = EI_s \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \sigma_k A_s \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

تعالی کنرها وارد m_y بر شیخ طبق روابط (۹,۵) نوشته میشود.

$$D \left(\frac{\partial^2 w_l}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w_l}{\partial x^2} \right) - D \left(\frac{\partial^2 w_r}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w_r}{\partial x^2} \right) = 0$$

$$D \frac{\partial^2 w_l}{\partial y^2} - D \frac{\partial^2 w_r}{\partial y^2} = 0$$

بر قسمت ورق برابر خود انحراف گیر میشود و در رابطه بالا گذاشته شده بین ترتیب معادله دیفرانسیلی کانتور ورق سمت فوق الذکر بدست میاید.

$$\Delta \Delta w + \frac{\sigma_k \cdot t}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

حل این معادله دیفرانسیلی از تعریف رابطه زیر برای هر یک ورق بدست میاید.

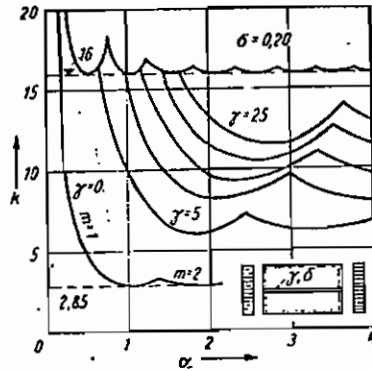
$$w_i = Y_i(\eta) \quad \text{که} \quad \eta = \frac{2y}{b} \quad \text{و} \quad \alpha = \frac{m_i \cdot \pi \cdot X}{a}$$

از جزئیات حل صرف نظر شده و مثل بخش ۹-۲-۴ عمل میگرد و عدد کانتور طبق بدست آمده برابر هر یک ورق شرح زیر است:

$$K = 4 \left(\frac{2\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{2\alpha} \right)$$

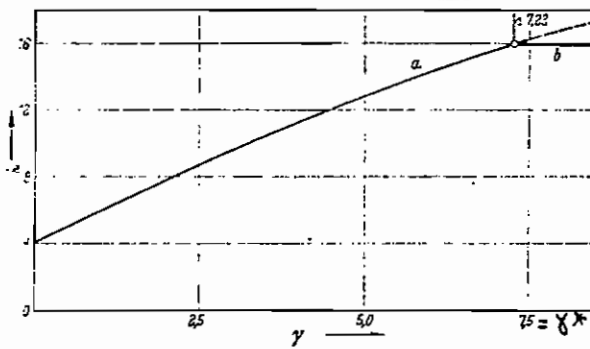
این رابطه در تناسب با انتی شیخ کننده α در شکل ۹,۱۵ رسم شده است. چنانکه شکل نشان میدهد با افزایش α شیخ کننده α تنش کمانش طبقه هم افزایش میاید.

بطوریکه برابر $\alpha \rightarrow 0$ شیخ کننده مثل یک تیر گاه کاملاً گیردار برابر هر یک ورق کار میکند و K بدست آمده برابر ورقی با ابعاد a و $\frac{b}{2}$ باشد تیر گاه مفصلی و یک تیر گاه گیردار می باشد.

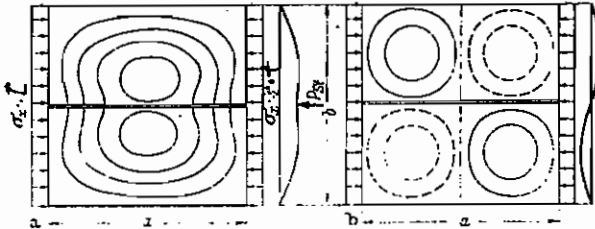


شکل ۹۱۵. رابطه مابین تناسب ابعاد اضلاع $\alpha = \frac{a}{b}$ و عدد طبله کائوش K برای ورق شیخ زده تحت فشار با بخش میانی. مشاهده میگردد که با افزایش ضریب سختی شیخ لا انعطاف کائوش افزایش یافته و برای $\alpha \rightarrow \infty$ شیخ کائوش حالت گیرداری کامل بورق در آمده و عمل انقباض میسر نمیدهد.

شکل ۹۱۶ این موضوع را بیان میکند که فرم طبلگی کائوش یک ورق مسطح بدون شیخ یک منحنی نیم سینوس (شکل ۹۱۷ ب) میباشد در با نصب یک شیخ نرم تبدیل یک منحنی شبه شکل ۹۱۶ ا میسود. و با افزایش سختی شیخ منحنی طبلگی تبدیل به دو نیم موج میگردد یعنی هر قسمت از ورق طرفین شیخ به تنهایی و مستقلاً عمل میکنند (شکل ۹۱۶ ب). سختی شیخ کائوش در این حالت را بعنوان معادل سختی شیخ γ^* می نامند.



شکل ۹۱۶: تغییر عدد طبله کائوش K در رابطه با تغییر ضریب سختی شیخ کائوش γ^* .
 (ا) شیخ کائوشها انعطاف پذیر $0 < \gamma^* < 22$
 (ب) $\gamma^* = 22$ (حد اول ضریب سختی شیخ) حالت گیرداری کامل بورق داده و کرن را تبدیل به جوشهای مستقل میکند.



همچنین در حالت فوق ماور رابطه زیر می باشد

$$\gamma^* = \frac{4}{\pi} \alpha (\alpha^2 + 1) \sqrt{4\alpha^2 + 2} + (\alpha^2 + 1)^2 \cdot \delta$$



در آن $\delta = \frac{A_{st}}{b.t}$ میباشد. اشکال ۹،۱۵ و ۹،۱۶ نشان میدهند
 در رزفب یک شیخ کننده ^{مختص} * لا مقدار عدد طبقه کمانش $K=16$
 می شود δ محدود ۴ برابر حالت ورق بدون شیخ کننده است. یعنی مقاومت
 کمانش ورق ۴ برابر میگردد. بعضی مواقع لازم یا اقتصادی نیست δ سختی
 شیخ کننده به اندازه * لا انتخاب گردد. در این صورت مقدار K پایین آمده و
 میتوان ^{مختص} سختی شیخ را چنان تعیین کرد ^{مختص} جوایگوی احتیاجات طراحی باشد.
 در بخش های بعد حالت آئین نامه ذکر میگردد و مقادیر K * لا برای حالت های
 مختلف جدول بندی میگردد.

۹-۱۱-۲- تعیین ^{مختص} حداقل سختی شیخ برای تقسیم ورق به بخش های مستقل
 ۹-۱۱-۲-۱- در بخش قبلی ذکر شد ^{مختص} در اگر سختی شیخ کننده چنان انتخاب گردد
 در قسمتها ورق طرفین شیخ بصورت مستقل کار کننده این ^{مختص} سختی را حداقل ^{مختص} سختی
 شیخ * لا می نامند. یاد آوری میشود ^{مختص} محل شیخ باید چنان انتخاب گردد که
 در افزایش مقاومت بکار میافتد بعبارت دیگر اگر سنی در محلی نصب گردد که در
 آنجا طبقه کمانش ورق مسطح بدون شیخ هیچگونه ^{مختص} سختی ^{مختص} نیست بنابراین شیخ آنوقت
 بدون تأثیر میباشد. و هیچگونه گنگی در افزایش مقاومت کمانش ندارد.

۹-۱۱-۲-۲- شیخ کننده ها میتوانند طولی و عرضی و یا در موارد استثنائی هم مایل
 باشند در صورت بزرگ بودن ابعاد ورق میتوان یک ^{مختص} سبک شیخ در ورق نصب
 کرد. تأثیر شیخها را میتوان با جوش آنها به هم گیر افزایش داد بطوریکه یک ^{مختص} سبک بوجود آید.
 ۹-۱۱-۲-۳- شیخها میتوانند در یک طرف یا دو طرف ورق نصب شوند. اگر ^{مختص} سبک
 سطح مقاطع شیخ A_{st} - ^{مختص} سطح ورق $b.t$ بیافتد (شکل ۹،۱۷a) همان اینرسی شیخ

۹،۳.

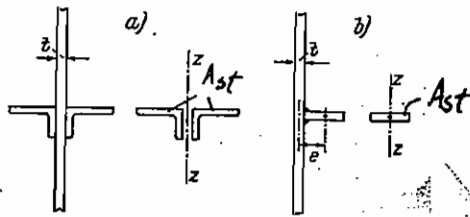
حول سطح وسطی ورق z-z محاسبه میشود یعنی

$$I_{st} = 2I_{st1} + 2A_{st} \cdot e^2$$

درصدتکه سطح یک طرفه نصب گردد و فاصله مرکز ثقل آن از وسط ورق به e باشد

همان اینرسی آن عبارت است از

$$I_{st} = I_{st1} + A_{st} \left(e - \frac{t}{2}\right)^2$$



کل ۱۷، ۹: نصب سطح کنده به ورق
 z-z: سطح وسطی ورق
 t = ضخامت ورق
 A_{st} = سطح مقطع سطح کنده
 e = فاصله مرکز ثقل سطح کنده از سطح وسطی ورق

۹-۱۱-۲-۴-۱۱-۹: اگر سطحی سطح - اندازه ارس باشد هر طبله کمانش هر طرف ورق را به یک نیم موج تبدیل کند یعنی کمانش طرفین سطح مجزا از هم دیگر بسوند. این سطحی را حداقل سطحی سطح I^* مینامند. (در طراحی اگر بنا به علل اقتصادی این سطحی حداقل موجود نباشد آن وقت بجای این کنترل یعنی بخش ۹-۱۱-۲-۴-۱۱-۹ به بخش ۹-۱۱-۳ یعنی کنترل کمانش صفحات سطح شده مراجعه شود.)

$$I^* = \gamma^* \cdot \frac{b \cdot t^3}{12(1-\mu^2)} = 0.092 \cdot \gamma^* \cdot b \cdot t^3$$

و سطحی موجود سطح I با ایستی مساوی یا بیشتر از حداقل سطحی باشد.

$$I \geq I^* = 0.092 \cdot \gamma^* \cdot b \cdot t^3$$

اعضای رابطه بالا به سطح زیر هستند

a و b اضلاع صفحه سطح شده به سانتی متر (C_m)

t ضخامت ورق



جدول ۹،۸. حداقل ضریب منشی متغیر* برای تقسیم ورقهای سطح ایمن لبه منضبطی به بخشهای کوچکتر مستقل

بندی اکل منسوب منشی متغیر* محدود به ابعاد و نوع بارگذاری و نصب منشیها

نشرهای منشی با بخش منشی بر روی لبه های ورق (b)

1	یک منغ طهری در وسط لبه های ورق		$\alpha < \sqrt{8(1+2\delta)} - 1$ $\alpha > \sqrt{8(1+2\delta)} - 1$	$\gamma^* = (0,53 + 0,47 \psi) \left\{ \frac{\alpha^2}{2} [10(1+2\delta) - 2] - \frac{\alpha^2}{2} + \frac{1+2\delta}{2} \right\}$ $\gamma^* = (0,53 + 0,47 \psi) \left\{ \frac{1}{2} [8(1+2\delta) - 1]^2 + \frac{1+2\delta}{2} \right\}$
2	دو منغ طهری در مقابل لبه های ورق		$\alpha < \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$ $\alpha > \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$\gamma^* = \frac{\alpha^2}{3} [36(1+3\delta) - 2] - \frac{\alpha^2}{3} + \frac{1+3\delta}{3}$ $\gamma^* = \frac{1}{3} [18(1+3\delta) - 1]^2 + \frac{1+3\delta}{3}$
3	یک منغ عرضی در وسط لبه های ورق		$0,4 \leq \alpha \leq 1,4$ $\alpha > 1,4$	$\gamma^* = \frac{4 \left(\frac{4}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2}{4} \right)}{\left(1 - \frac{\pi^2 \alpha^2}{12 \alpha^2 - 48} \right)}$ منغ عرضی عملاً بدون کارایی است
4	یک منغ طهری در وسط لبه های ورق و یک منغ عرضی در مقابل لبه های ورق		$0,9 \leq \alpha \leq 1,1$	$\gamma^* = \frac{(1 + \alpha^2) [4(1 + 2\delta L) - 1]}{2(1 + \alpha^2)}$ $\rho = \frac{\gamma Q}{\gamma L} = \frac{J Q}{J L}$

نشرهای منشی با بخش منشی - تعداد نشرهای لبه های و ابعاد متفاوت میباشد

5	یک منغ طهری در وسط لبه های ورق			$\gamma^* = 1,3$
6	یک منغ طهری در مقابل لبه های ورق		$\alpha \leq 0,5$ $\alpha > 0,5$	$\gamma^* = 2,4 + 18,4 \delta$ $\gamma^* = (12 + 92 \delta) (\alpha - 0,3) \leq 16 + 200 \delta$
7	یک منغ طهری در مقابل لبه های ورق		$0,5 \leq \alpha \leq 1,0$ $\alpha > 1,0$	$\gamma^* = (21,3 + 112,8 \delta) (\alpha - 0,1)$ $\gamma^* = (32,0 + 168,0 \delta) (\alpha - 0,4) \leq 50 + 200 \delta$
8	یک منغ عرضی در وسط لبه های ورق		$0,8 \leq \alpha \leq 0,935$ $\alpha > 0,935$	$\gamma^* = 6,2 - 12,7 \alpha + 6,5 \alpha^2$ منغ عرضی عملاً بدون کارایی است



جدول ۹،۸ - ۱۰ ابعاد جدول			
نوع بارگذاری و ضربه شغلا	محدوده ابعاد	محدوده ابعاد	معادله ضربه شغلا
تنشهای برشی با بخش یکسان			
۹ یک شغله طولی در وسط پهنای ورق		$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = 5,4\alpha^2 + 3\alpha + 2,5\alpha^2 - \alpha^2 - 1$
۱۰ دو شغله طولی در نقاط یک سوم پهنای ورق		$0,3 \leq \alpha \leq 1,0$	$\gamma^* = 12,1\alpha^2 + 4,4\alpha - 1$
۱۱ یک شغله طولی در نقطه یک چهارم پهنای		$0,5 \leq \alpha \leq 3,0$	$\gamma^* = 7,2\alpha^2 (1 - 3,3\alpha + 3,9\alpha^2 - 1,1\alpha^3)$
۱۲ یک شغله عرضی در وسط طول دهانه		$0,5 \leq \alpha \leq 3,0$	$\gamma^* = \frac{5,4}{\alpha} \left(\frac{3}{\alpha} + \frac{2,5}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2} - 1 \right)$
۱۳ دو شغله عرضی در نقاط یک سوم طول دهانه		$1,0 \leq \alpha \leq 3,3$	$\gamma^* = \frac{12,1}{\alpha} \left(\frac{4,4}{\alpha} - 1 \right)$
۱۴ یک شغله عرضی در نقطه یک چهارم طول دهانه		$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = \frac{7,2}{\alpha} \left(1 - \frac{3,3}{\alpha} + \frac{3,9}{\alpha^2} - \frac{1,1}{\alpha^2} \right)$
۱۵ یک شغله طولی در وسط پهنای و یک شغله عرضی در وسط طول دهانه متصل به هم		$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma_Q^* = 6,0 \left(\frac{1 + \alpha^2}{1 + \alpha^2} \right) \quad \gamma_L^* = \frac{\gamma_Q}{\gamma_L} = \frac{J_Q}{J_L}$

γ^* ضربه شغلا: ضربه شغلا و ضربه شغلا
 $\gamma = \frac{I}{0,032 \cdot b \cdot t^3}$ و $\delta = \frac{A_{st}}{b \cdot t}$
 ضخامت ورق: t
 مساحت و زمان اینرسی سطح مقطع شغله: I_{st}
 ضربه شغلا طولی: γ_L
 ضربه شغلا عرضی: γ_Q
 ضربه شغلا طولی: γ_L
 ضربه شغلا عرضی: γ_Q
 طول ورق: $a = \alpha \cdot b$
 پهنای ورق: b
 $\alpha = \frac{a}{b}$
 تنشهای محوری: σ
 تنشهای برشی: τ

توضیح
 ۱) اگر $\alpha \geq \alpha^*$ باشد: تنش ناشی از یک ورق با ابعاد ورق قسمت ماسه خورده انجام بگیرد
 ۲) $\alpha \leq \alpha^*$: برای تمام ورق شغله با ابعاد $a \times b$ انجام بگیرد که کمتر
 تنش تولیدکن از جدول ۹،۸ بدست میآید (بخش ۹-۱۱-۳)



۹,۲۳

$\mu = 0.2 =$ ضریب کرنش مجانبی فولاد

γ^* = ضریب سختی حداقل طبق جدول ۹,۸ $\alpha = \frac{a}{b}$ به تناسب α و نوع بارگذاری و مقدار $\delta = \frac{A_{st}}{b \cdot t}$ بستگی دارد.
 A_{st} = سطح مقطع شخ

۹-۱۱-۲-۵ - اگر در قی همزمان با تنشها محورها خطی و تنشها برشی یک بارگذاری گردد ضریب γ^* بشرح زیر حساب می شود:

$$\gamma^* = \gamma_1^* \frac{v_1^*}{v_1} + \gamma_2^* \frac{v_2^*}{v_2}$$

γ_1^* : حد اقل ضریب سختی تحت اثر تنشها محوری به تنهایی

γ_2^* : حد اقل ضریب سختی تحت اثر تنشها برشی به تنهایی

v_1^* و v_2^* : ضرایب اطمینان طبق بخش ۹-۱۰ برابر اثر همزمان تنشها محوری و برشی برابر قسمت ورق بحرانی هاسور خورده در جدول ۹,۸

v_1 و v_2 : ضرایب اطمینان طبق بخش ۹-۱۰ برابر اثر تنش محوری و یا برشی به تنهایی برابر قسمت ورق بحرانی هاسور خورده در جدول ۹,۸

۹-۱۱-۳ - تنش کمانش ورقها جان شخ شده

۹-۱۱-۳-۱ - تنش کمانش برابر تنشها ساده

اگر ضریب سختی شخ کننده δ از حداقل ضریب سختی تنشها δ^* کمتر باشد در این

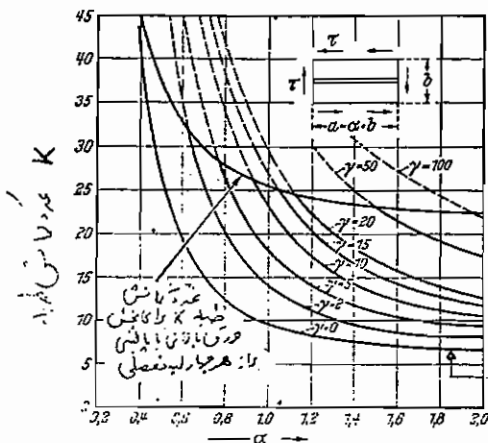
حالت احتیاج - کنترل تنش کمانش ورق شخ شده داریم. برابر این منظور عدد طبقات

کمانش K برابر کل ورق شخ شده حساب میگردد. ضریب اطمینان کمانش v_1



جدول ۹، ۹- عدد کاشی لوله برای ورتهای سطح شیخه ۰ تا ۳۶ لوله مفصلی

نوع نشاری و نصب شیخه	نموده ایجاد	عدد کاشی لوله K
۱. تنش نشاری با پیش خطی بر روی پهنای ط یک شیخه لوله در وسط پهنای ورق		$k = \frac{2}{0,05(\psi + 1,1)} \cdot \frac{(1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma}{\alpha^2(1 + 2\delta)}$ $k = \frac{4}{0,95(\psi + 1,1)} \cdot \frac{1 + \sqrt{1 + 2\gamma}}{1 + 2\delta}$
۲. تنش نشاری با پیش خطی بر روی پهنای ط یک شیخه فرعی در وسط لوله ورق		$k = \frac{A - \sqrt{A^2 - B}}{1,43\alpha^2(\psi + 1,1)}$ $A = 1,5(1 + \alpha^2)^2 + 0,167(9 + \alpha^2)^2 + 3,33\alpha^2\gamma$ $B = (1 + \alpha^2)^2(9 + \alpha^2)^2 + 2\alpha^2\gamma[(1 + \alpha^2)^2 + (9 + \alpha^2)^2]$
۳. تنش نشاری با پیش سیمان بر روی پهنای ط یک شیخه لوله در وسط پهنای یک شیخه فرعی در وسط لوله ورق		$k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + 2(\gamma_L + \gamma_Q \cdot \alpha^2)}{\alpha^2(1 + 2\delta_L)}$
۴. تنش برشی با پیش سیمان یک شیخه لوله در وسط پهنای ورق		$k = \frac{4,03(1 + \alpha^2)}{\alpha^2\sqrt{\zeta}}$ $\zeta = \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 + 3,16(1 + 9\alpha^2)^2 + 4,05\gamma}{(1 + \alpha^2)^2(1 + 9\alpha^2)^2 + 2\gamma(1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma(1 + 9\alpha^2)^2}$ $+ \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 + 0,41(9 + \alpha^2)^2 + 13,11\gamma}{(1 + \alpha^2)^2(9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma(9 + \alpha^2)^2 + 103\gamma(1 + \alpha^2)^2}$
۵. تنش برشی با پیش سیمان یک شیخه فرعی در وسط لوله ورق		$k = \frac{4,93(1 + \alpha^2)}{\alpha^2\sqrt{\zeta}}$ $\zeta = \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 + 0,41(1 + 9\alpha^2)^2 + 13,11\gamma \cdot \alpha^2}{(1 + \alpha^2)^2(1 + 9\alpha^2)^2 + 103\gamma\alpha^2(1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma\alpha^2(1 + 9\alpha^2)^2}$ $+ \frac{10,24(1 + \alpha^2)^2 + 3,16(9 + \alpha^2)^2 + 4,05\gamma \cdot \alpha^2}{(1 + \alpha^2)^2(9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma\alpha^2(9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma\alpha^2(1 + \alpha^2)^2}$
۶. تنش برشی با پیش سیمان یک شیخه لوله در وسط پهنای یک شیخه فرعی در وسط لوله ورق مفصلی		$k = 2,60 \frac{1 + \alpha^2}{\alpha^2} \sqrt{(1 + \alpha^2)^2 + 2(\gamma_L + \alpha^2\gamma_Q)}$ <p>برای $\begin{cases} \gamma_L = \gamma_Q \\ \gamma_L = \frac{1}{3}\gamma_Q \end{cases}$ به ترتیب $\begin{cases} ۳ \\ ۲ \end{cases}$ شکل</p>



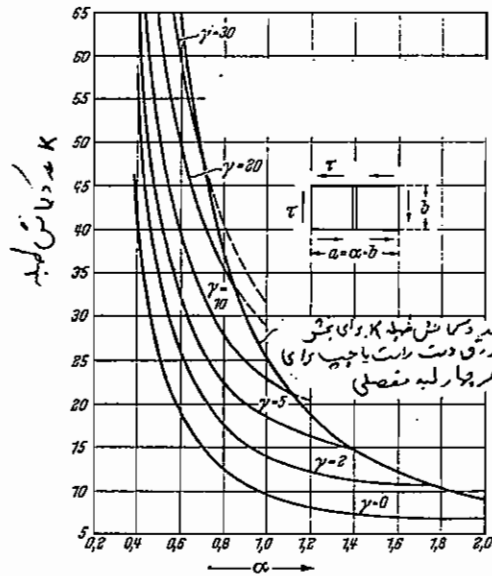
برای $\begin{cases} \gamma_L = \gamma_Q \\ \gamma_L = \frac{1}{3}\gamma_Q \end{cases}$ به ترتیب $\begin{cases} ۳ \\ ۲ \end{cases}$ شکل
 که در اساس لوله و جدولی ۹، ۹

شکل ۱: عدد کاشی لوله برای ورتهای سطح شیخه تحت اثر تنش برشی با پیش سیمان
 یک شیخه لوله در وسط پهنای ورق (سلسله جبهه ورق ۱ تا ۳۶)

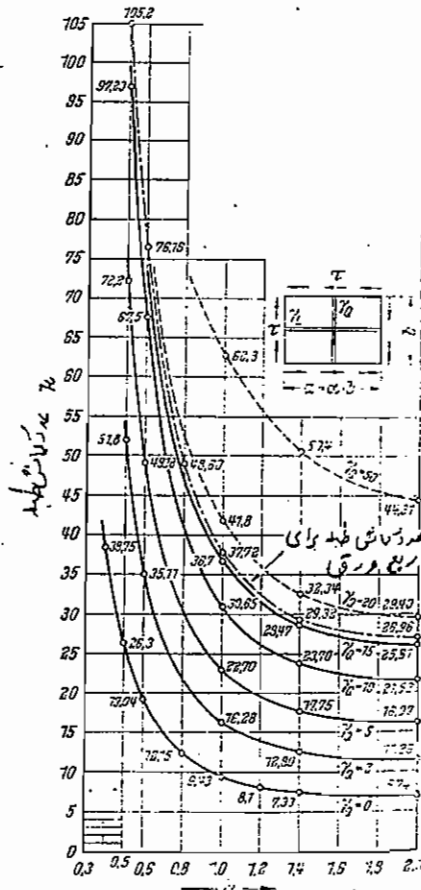
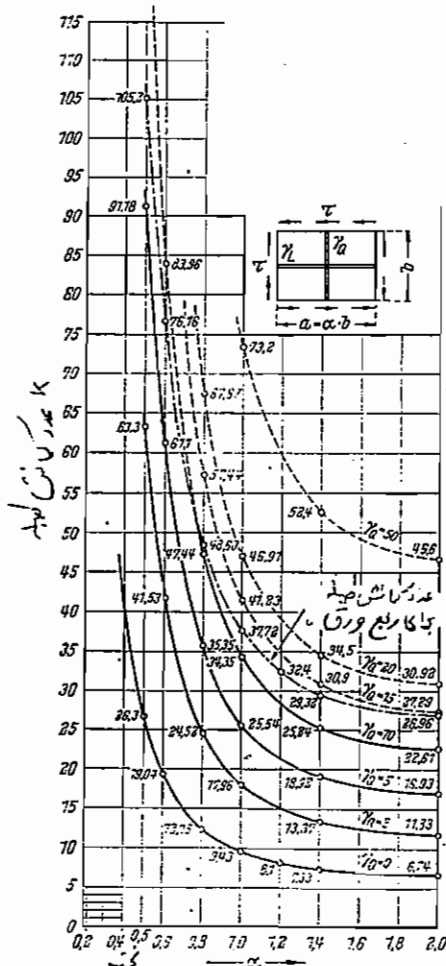


۹،۳۵

جدول ۹۹ - اداحه جدول



شکل ۲: عدد نشان لپید K برای ورقهای سطح تحت اثر تنش برشی با برش یکسان (بیشتر منوطی) در وسط طول ورق (سطح جدول ۹۹)



شکل ۳: عدد نشان لپید برای ورقهای سطح تحت اثر تنش برشی با برش یکسان (بیشتر منوطی) در وسط طول ورق (سطح جدول ۹۹)

شکل ۴: عدد نشان لپید برای ورقهای سطح تحت اثر تنش برشی با برش یکسان (بیشتر منوطی) در وسط طول ورق (سطح جدول ۹۹)



۹، ۳۶

مطابق بخش ۹-۱۰-۲ حساب می‌گردد. عدد طبقه کمانش k را در حالت‌ها
 هم در جدول ۹،۹ ذکر شده و در آنجا زیر جدول
 رسم شده اند و در آن a ، b و c و A و λ مطابق بخش ۹-۱۱-۲ بوده
 و I عبارتست از همان نیرو کششی حول محور وسط ورق.
 در جدول k تمام ورق‌ها ذکر شده در چهار طرف بطور مفصلی در لبه کمانش داده شده است
 ۹-۱۱-۳-۲- تنش کمانش بر اساس شماره مرکب
 اگر تنش محوری σ و تنش برشی τ هر زمان با یکدیگر اثر کنند در این حالت تنش بخش
 ۹-۱۰-۲ شماره کمانش σ_{k1} و τ_{k1} بر اساس جدول ۹،۱۰ حساب گردد و عیناً مثل
 آن بخش عمل شود.

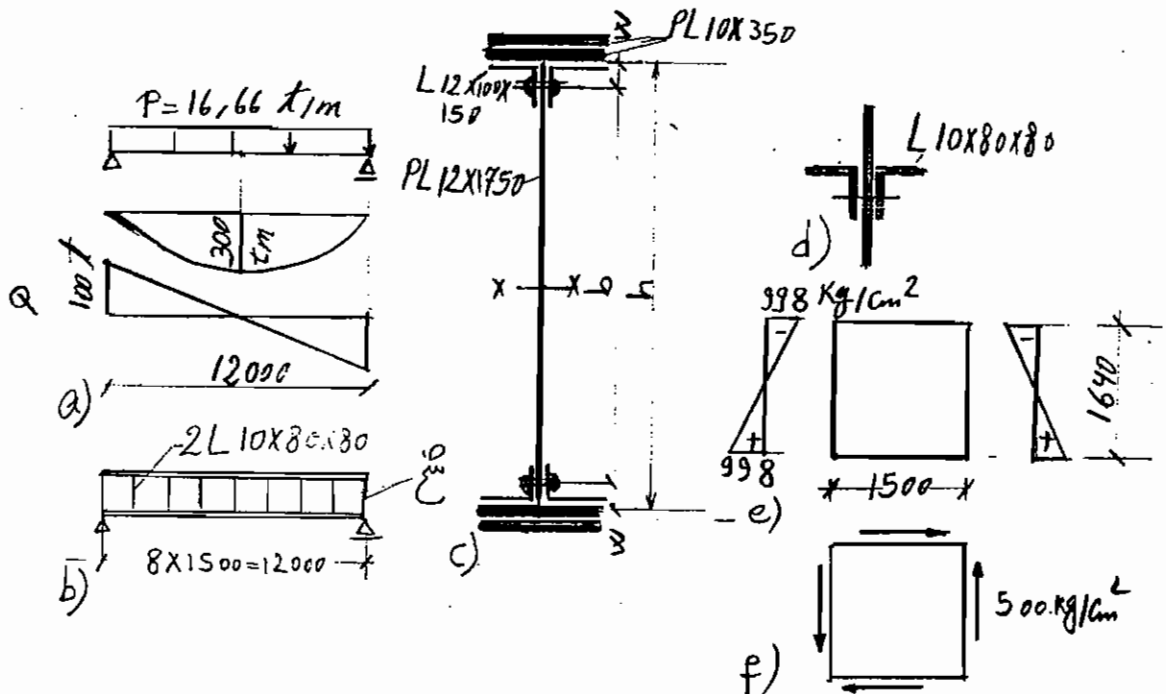
اگر سنجی شغ λ از حداقل $\lambda_{سنجی}$ شغ * λ بیشتر یا مساوی آن باشد در این صورت
 کنترل تنش بر اساس جبرانی ترین قسمت ورق (قسمت λ سوراخ حورده معادل ورق) انجام گیرد و
 این فرض که هر چهار لبه قسمت ورق بطور مفصلی کمانش داده شده است یعنی از
 گیردار لبه شغ شده صرف نظر می‌گردد $\lambda_{سنجی}$ شغ λ از رابطه زیر حساب می‌شود

$$\lambda = \frac{I_{st}}{0.0992 \cdot b \cdot f^3}$$

۹،۲۷

۹-۱۲ - چند مثال

مثال ۱- کنترل گمانش جان یک تیورق و شیخ کردن آن (طبق مثال بخش ۲، ۳، ۴، ۱، ۲، ۳، ۴ کتاب استال) تیر سده ابرده هانه $l=12m$ تحت بار یک $P=16,66t$ قرار گرفته است گمانش جان و شیخ کردن آن بررسی شوند. فولاد ST37 - با گذاری عادی - بر روی طبق $9,18c$



شکل ۹،۱۸ - کنترل گمانش جان ۱۲ متر با بار سکنین

$M = 300 \text{ t.m}$; $Q = 100 \text{ t}$

سفتی شیخ شده و ما میماند که در ورق جان را به خوبی مشخص کنیم
الف - کنترل ضریب اطمینان گمانش طبقه (طبق بخش ۹-۱۰-۱-۲)

$I = 2'674'000 \text{ cm}^4$ جان اینرسی پروفیل (شکل ۹،۱۸c)

$W_{xm} = 26'150 \text{ cm}^3$ این مقطع خاص

$b = h - 2w = 1750 - 2 \times 55 = 1640 \text{ mm}$ ارتفاع تیور جان

$\alpha = \frac{1}{n} l = \frac{1}{n} 12000 = 1500 \text{ mm}$ فواصل ششما (شکل ۹،۱۸b)

$\alpha = \frac{\alpha}{b} = \frac{1500}{1640} = 91\%$ تناسب طول اضلاع



۹,۲۸

الف ۱ - کنترل ضریب اطمینان در وسط دانه (شکل ۹,۱۸۵)

$$\sigma_1 = \frac{30000}{2464000} \times \frac{164}{2} = 998 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش در لبه مایل آج در وسط دانه تیر}$$

$$\tau = 0$$

$$\psi = -1$$

تناسب تنشهای محوری
عدد طبقه گمانش طبق جدول ۹,۱ ردیف ۴ برای حالت خمشی در وسط دانه نیست بیاید

$$\alpha = 0.915 \geq \frac{2}{3} \rightarrow K = 23.9$$

$$\sigma_e = \left(1378 \frac{t}{b}\right)^2 = \left(1378 \frac{1.2}{164}\right)^2 = 102 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش گمانش اولیه}$$

$$\sigma_{ki} = K \cdot \sigma_e = 23.9 \times 102 = 2438 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش گمانش ایستاد در وسط دانه}$$

تنش گمانش ایده آل مقایسه از راستا رابطه ۹,۲۹ نیست بیاید:

$$\tau = 0 \rightarrow \sigma_{hki} = \sigma_{ki} = 2438 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{در وسط دانه}$$

لذا اینجا طبق جدول ۹,۶ تنشها مقایسه از کاپسول یافته مناسبه میشود:

$$\sigma_{hk} = 2136 + \frac{2438 - 2400}{2500 - 2400} (2158 - 2136) = 2144 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{در وسط دانه}$$

$$\nu = \frac{\sigma_{hk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} = \frac{\sigma_{hk}}{\sigma_1} = \frac{2144}{998} = 2.15 > 1.35 \quad \text{ضریب اطمینان طبق رابطه (۹,۴)}$$

الف ۲ - کنترل ضریب اطمینان در لبه گاه (شکل ۹,۱۸۴)

$$\sigma = 0$$

$$\tau = \frac{Q}{A_{جان}} = \frac{100}{164 \times 1.2} = 508 \text{ kg/cm}^2$$

عدد طبقه گمانش طبق جدول ۹,۱ ردیف ۵

$$\alpha = 0.915 \leq 1 \rightarrow K = 4.0 + \frac{508}{\alpha^2} = 4.0 + \frac{508}{0.915^2} = 10.38$$

$$\tau_{ki} = K \cdot \sigma_e = 10.38 \times 102 = 1059 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 0 \rightarrow \tau_{hki} = \tau_{ki} \sqrt{3} = 1059 \sqrt{3} = 1834 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش گمانش ایده آل مقایسه از کاپسول}$$

$$\sigma_{hk} = \tau_{hki} = 1834 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{تنش گمانش مقایسه از کاپسول یافته طبق جدول ۹,۶}$$

$$\nu = \frac{\sigma_{hk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} = \frac{\sigma_{hk}}{\tau \sqrt{3}} = \frac{1834}{508 \sqrt{3}} = 2.08 > 1.35 \quad \text{ضریب اطمینان طبق رابطه (۹,۴)}$$



۹,۳۹

ب - محاسبه سختی شخ جان (شکل ۹,۱۸d)

در کنترل کمانش جان قسمت ورق با این دو شخ بعنوان یک ورق مجزا فرض گردید.
 بنابراین سختی شخها چنان حساب می شود که این حالت را ایجاد کند یعنی حداقل سختی شخها
 طبق بخش ۹-۱۱-۲ حساب می شود.

ب ۱ - حداقل سختی شخ برابر شخ تنها

از جدول ۹,۱۸ ردیف ۸ حد اعلی ضریب سختی شخ γ^* بدست می آید.

$$0.6 \leq \alpha = 0.915 \leq 0.925 \rightarrow \gamma^* = 0.62 - 12.7\alpha + 0.5\alpha^2$$

$$\gamma^* = 0.62 - 12.7 \times 0.915 + 0.5 \times 0.915^2 \approx 0$$

$$I \gg I^* = 0.92 \times \gamma^* \cdot b \cdot t^3 \approx 0 \quad \text{طبق بخش ۹-۱۱-۲-۴ حداقل ^{مان اینرسی شخ} حساب می شود}$$

ب ۲ - حداقل سختی برابر برش

طبق جدول ۹,۱۸ ردیف ۱۳ $0.5 \leq \alpha = 0.915 \leq 2.0$

$$\gamma^* = \frac{5.4}{\alpha} \left(\frac{2}{\alpha} + \frac{2.5}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^3} - 1 \right) = \frac{5.4}{0.915} \left(\frac{2}{0.915} + \frac{2.5}{0.915^2} - \frac{1}{0.915^3} - 1 \right) = 16.9$$

$$I^* = 0.92 \gamma^* b t^3 = 0.92 \times 16.9 \times 164 \times 1.2^3 = 441 \text{ cm}^4$$

مان اینرسی دو عدد شخ $L 80 \times 80 \times 10$ مساویست با

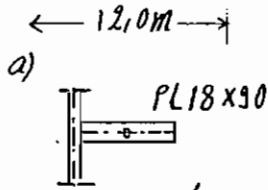
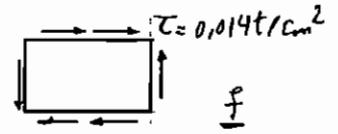
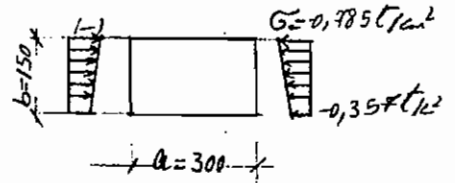
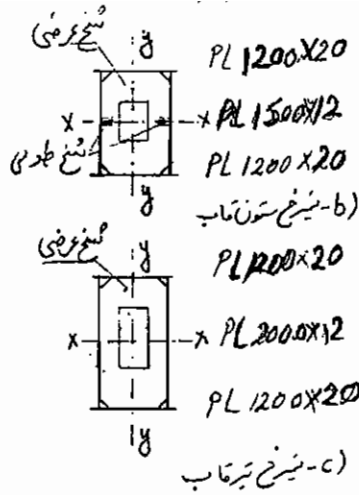
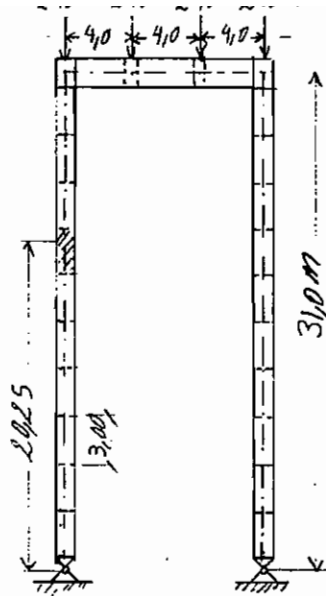
$$I = 2 \times 87.5 + 2 \times 15.1 (0.6 + 2.34)^2 = 436 \text{ cm}^4 \approx I^* = 441 \text{ cm}^4$$

مثال ۲ - کنترل کمانش و طبقه کردن جان یک قاب دوسر مفصل

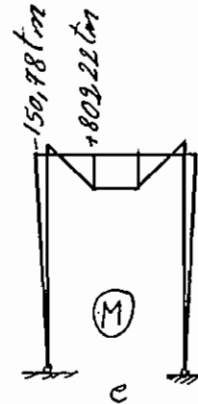
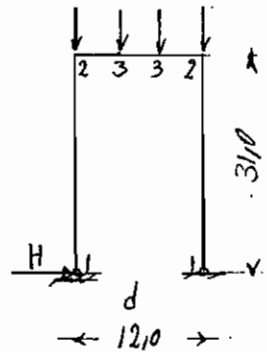
کنترل کمانش و همچنین کمانش طبقه برار قابی به دانه ۲ متر و به ارتفاع ۳ متر طبق شکل

۹,۱۹ انجام میگیرد. مقطع تیر ستون قاب خمشی از شکل لوله (شکل ۹,۱۹b,c) در فواصل

۳ متر مطابق شکل و سوله صفحات شخ از داخل سخت است. فولاد ST۳۷ و بارگذاری مادی میباش.



ب) شعاع طولی در ارتفاع ستون نصب گردد



شکل ۹-۱۹ ب - کنترل کیتاب

الف - اعداد مقاطع ستون قاب (شکل ۹-۱۹ ب)

$$\begin{cases} I_x = 3,447,636 \text{ cm}^4 & W_x = 44,774 \text{ cm}^3 \\ I_y = 17,912,700 \text{ cm}^4 & A = 180 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{3,447,636}{180}} = 44,1 \text{ cm}, \quad i_y = \sqrt{\frac{17,912,700}{180}} = 49,2 \text{ cm}$$

$$I_x = 64,996,36 \text{ cm}^4 \quad W_x = 63,693 \text{ cm}^3 \quad \text{--- تیر قاب شکل ۹-۱۹ ج}$$

ب - کنترل کمانش قاب برای کمانش در صفحه قاب

این کنترل طبق بخش ۶ انجام می گردد.

ب ۱ - محاسبه کمانش و نیرو در قاب

برای محاسبه کمانش و نیروها حاصله از بارگذار طبق جدول بخش ۲-۹-۴-۲-۱۰۰ کتاب استقال

$$K = \frac{I_{تیر}}{I_{ستون}} \frac{h}{l} = \frac{64,996,36}{3,447,636} \frac{31}{12} = 4,198$$

حالت ۵ استفاده می شود



۹،۲۱

$$m = 2h(2k + 3) = 2 \times 31,0 \cdot (2 \times 4,198 + 3) = 789,63$$

$$H_A = H_B = \frac{3 \times 240}{12 \times 789,63} (4,0 \times 1,0 + 1,0 \times 4,0) = 4,198 \text{ t}$$

$$M_r = -H_A \cdot h = -4,198 \times 31,0 = -130,78 \text{ t m}$$

$$M_w = Pa - M_r = 240 \times 4 - 130,78 = 89,22 \text{ t}$$

$$V_A = V_B = 2 \times 240 = 480 \text{ t}$$

ضریب طول کمانش β را بر حسب جدول ۹،۲۰ حالت a بدست می آید

$$m' = \frac{P_i}{P} = 1 \quad , \quad C = \frac{1}{k} = \frac{1}{4,198} = 0,205$$

$$\alpha = \frac{4 I_{\text{تیر}}}{l^2 A} = \frac{4 \times 3447636}{1200^2 \times 1820} = 0,0114 < 0,2$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{\gamma}(1+m)} \sqrt{4 + 1,4(C + 6\alpha) + 0,02(C + 6\alpha)^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{\gamma}(1+1)} \cdot \sqrt{4 + 1,4(0,205 + 6 \times 0,0114) + 0,02(0,205 + 6 \times 0,0114)^2} = 2,09$$

$$S_{kx} = \beta \cdot h = 2,09 \times 3100 = 6479 \text{ cm} \quad \text{طول کمانش}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{6479}{641} = 10,1 \Rightarrow \omega_x = 1,92 \quad \text{ضریب لاغری}$$

کنترل تنش عمودی

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{W} = \frac{480}{1820} + \frac{130,78}{44774} = 0,264 + 0,2925 = 0,5565 \text{ t/cm}^2 < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

کنترل کمانش (کنترل کمانش در اینجا برابر کنتر حد اکثر در نظر گرفته می شود)

$$\sigma = \omega \frac{P}{A} + \frac{M}{W} = 1,92 \times 0,264 + 0,9 \times 0,2925 = 1,4 \leq 1,4 \text{ t/cm}^2$$

ب) کنترل کمانش قاب برابر کمانش عمود بر صفحه قاب

در این جهت سرستون قاب در مقابل تغییر مکان جانبی محکم نگهداشته شده و طول کمانش برابر

$$S_{ky} = h = 3100 \text{ cm}$$

ارتفاع ستون است.



۹,۴۲

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{3100}{49,2} = 67 \rightarrow \omega_x = 1,37$$

$$\sigma_{\omega_y} = \frac{\omega_y P}{A} = 1,37 \frac{480}{84} = 0,783 \leq 1,4 \text{ t/cm}^2 \text{ کنترل کمتر}$$

ت) کنترل کمتر طبد جان ستون

ابتدا کنترل طبد کردن جان با فرض اینکه این محل سطح شده انجام میگردد و چون در این حالت ضریب اطمینان موجود کافی نیست، احتیاج به نصب ششخای طردنی مشاهده میگردد. و پس کنترل طبد کردن جان در حالت سطح شده انجام میگردد.

توضیح: ششخای عرضی در مراحل ۳ و ۴ میبایست همان استقامت را داشته باشد که ششخای دراز حد اقل سستی سطح ۸٪ بیشتر بوده و شکل فوق جان را به بخشی مستقل تقسیم میکند.



۹,۴۳

ت ۱) کنترل گمانش طرح اولیه جان ستون در حالت شغ نشه
 برای ست ها شور خورده در سطح ۹,۱۱۸ گمانش طبقه قاب بگیرد. از شکل ۹,۱۱۹
 مشاهده میکنیم که در حدارنگر در بالای ست ها شور خورده و این در آن تفاوت
 بوده و برای این حالت یعنی ششای تفاوت در دو لبه ورق و راه اصلی در
 حد اول این بخش ذکر شده است. بنابراین تنش متوسط در ارتفاع $\frac{3}{4}$ ورق مانور خورده
 برای کنترل گمانش طبقه انتخاب میشود.

در تفاعل محل انتخاب شده $h = 6 \cdot 3,00 + \frac{3}{4} \cdot 3,00 = 20,25 \text{ m}$
 گرد در محل انتخاب شده $M = 4,864 \cdot 20,25 = 98,50 \text{ t.m}$
 نیروی محوری و برشی عبارتند از $N = 480 \text{ t}, Q = 4,864 \text{ t}$
 تنش محوری در جان ستون $\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{-480}{840} \pm \frac{9850}{3447636} \cdot \frac{150}{2}$

$= -0,571 \pm 214 = \begin{cases} -0,785 \text{ t/cm}^2 \\ -0,357 \end{cases}$ (شکل ۹,۱۱۴)

تناسب شش $\psi = \frac{0,357}{0,785} = 0,455$

تنش برشی در ورق جان $\tau = \frac{Q}{b \cdot t} = \frac{4,864}{150 \cdot 2 \cdot 1,2} = 0,014 \text{ t/cm}^2$

تناسب ابعاد ورق $\alpha = \frac{a}{b} = \frac{300}{150} = 2$

برای کنترل گمانش طبقین برشی ۹-۱۰-۶ عمل میشود
 تنش لانش اویر برای ورق $\sigma_e = (1378 \frac{\text{t}}{\text{b}})^2 = (1378 \frac{1,2}{150})^2 = 122 \text{ kg/cm}^2$

عدد طبقه لانش در جدول ۹,۱۱۹ است میباشد

— — برای تنش محوری حالت او $\alpha = 2 > 1$

$K_G = \frac{8,4}{\psi + 1,1} = \frac{8,4}{0,455 + 1,1} = 5,40$

تنش لانش ایده آل $\sigma_{K1} = K_G \cdot \sigma_e = 5,40 \cdot 122 = 659 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{R1} = 785$

چون تنش موجود بیشتر از تنش لانش ایده آل است پس ضریب اطمینان



۹،۲۴

کنترل تیر یک سی ای که بوده و ورق با این ضخیم گردد. پس افتاب به سبب
تشعشعهاش طبله برشی تیت وی برای نشان دادن راه حل ما سه میگرد
--- برای نشان برشی حالت که جدول ۹،۱

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4,0}{\alpha^2} = 5,34 + \frac{4,0}{2^2} = 6,34$$

$$\tau_{ki} = K_{\tau} \cdot G_c = 6,34 \cdot 122 = 773 > 14 \text{ kg/cm}^2$$

نت ۲) کنترل تنش مانش طبله برای حالت ورق جان سطح سه (سطح پایه)
برای ثابتین منسوب اطیان مانش طبله یک شی کشنده مرکز ورق در جهت ارتفاع نصب میگرد
بقیه اعضای سطح یک سله PL 18x90 یک طرفه در نظر میگرد (کل ۹،۱۹۸)
مشقات سطح

$$A_{st} = 1,8 \cdot 9,0 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{st} \approx I_{xst} + A_{st} \cdot (\bar{e})^2 = 1,8 \cdot \frac{9,0^3}{12} + 1,8 \cdot 9,0 \cdot 4,5^2 = 437 \text{ cm}^4$$

و کنترل میگرد که آیا همان اینرسی کششی از حد اصل همان اینرسی سطح بیشتر است
یا نه؟ در صورت کوچکتر بودن سطح ورق کششی سه از حد اصل سطحی با سی و سه و شش سه دو ابره و یک دانی
طبله کنترل میگرد

تا ۲-۱- بین حد اصل سطحی سطح شش ۹-۱۱-۲

از جدول ۹،۱ ضریب سطحی * که مناسب میگرد (ردیف ۱)

$$\delta = \frac{A}{b \cdot t} = \frac{16,2}{150 \cdot 1,2} = 0,09 \approx 0,1$$

بای

$$\alpha = 2 < \sqrt{8(1+2\delta)-1} = \sqrt{8(1+2 \cdot 0,1)-1} = 2,9$$

حد اصل سطحی سطح:

$$\begin{aligned} \delta^* &= (0,53 + 0,47\delta) \left\{ \frac{\alpha^2}{2} [16(1+2\delta)-2] - \frac{\alpha^4}{2} + \frac{1+2\delta}{2} \right\} = \\ &= (0,53 + 0,47 \cdot 0,09) \left\{ \frac{2^2}{2} [16(1+2 \cdot 0,1)-2] - \frac{2^4}{2} + \frac{1+2 \cdot 0,1}{2} \right\} \\ &= 20,1 \end{aligned}$$

$$I^* = 0,09^2 \cdot \delta^* \cdot b \cdot t^3 = 0,032 \cdot 20,1 \cdot 150 \cdot 1,2^3 =$$

حد اصل سطحی سطح

$$= 480 > I_{\text{سطح}} = 437 \text{ cm}^4$$



۹،۴۵

پس همان انبرسم، شیخ محمود کوپنر، حاصل همان اینترسی شش میبار که
 که بنده اند ورق را چنان بدوست نفیم کند که تا شش هر وقت ورق بطور مستقل انجام
 گیرد. بنابراین کل ورق همراه با جمع کنند در مقابل تا شش طبقه کنترل میزد.

ت ۲-۲- کنترل تا شش طبقه ورق شیخ سه طایف
 این کنترل براساس بخش ۹-۱۱-۱۲ انجام گیرد و عدد تا شش طبقه از جدول ۹،۹
 ردیف ۱ بدست میآید

$$\gamma = \frac{I_{sT}}{0,032 \cdot b \cdot t^3} = \frac{437}{0,032 \cdot 150 \cdot 1,2^3} = 18,3$$

$$\alpha = 2 < \sqrt[4]{1+2\gamma} = \sqrt[4]{1+2 \cdot 18,3} = 2,48 \rightarrow$$

$$K_G = \frac{2}{0,95(4+1,1)} \cdot \frac{(1+\alpha^2)^2 + 2\gamma}{\alpha^2(1+2\alpha)} = \dots \text{--- شش محوری}$$

$$= \frac{2}{0,95(0,455+1,1)} \cdot \frac{(1+2^2)^2 + 2 \cdot 18,3}{2^2(1+2 \cdot 0,109)} = 17,7$$

$$G_{ki} = K_G \cdot G_e = 17,7 \cdot 0,122 = 2,159 t/k^2$$

شش تا شش ایده آل
 --- شش برشی (جدول ۹،۹ ردیف ۴ ریلی شکل ۱)

$$\alpha = 2, \gamma = 18,3 \xrightarrow[\text{شکل ۱}]{\text{جدول ۹،۹}} K_T \approx 13$$

$$T_{ki} = K_T \cdot G_e = 13 \cdot 0,122 = 1,586 t/k^2$$

شش تا شش متاب اما ایده آل طبقه رابط (۹،۲۹) بدست میآید

$$G_{hki} = \frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{G_i}{G_{ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{G_i}{G_{ki}}\right)^2 + \left(\frac{T_{ki}}{G_{ki}}\right)^2}$$

$$\frac{\sqrt{0,785^2 + 0,014^2}}{\frac{1+0,455}{4} \cdot \frac{0,785}{2,159} + \sqrt{\left(\frac{3-0,455}{4} \cdot \frac{0,785}{2,159}\right)^2 + \left(\frac{0,014}{1,586}\right)^2}} = 2,159 t/k^2$$

۹,۴۶

نتیجه‌ی این محاسبات در جدول ۹,۶ عبارت است از:

$$G_{hk} = 2,060 \text{ t/m}^2$$

ضریب اطمینان γ (موجود)

$$\gamma_{\text{موجود}} = \frac{G_{hk}}{\sqrt{G_1^2 + 3T^2}} = \frac{2,060}{\sqrt{0,785^2 + 3 \cdot 0,0142^2}} = 2,62$$

ضریب اطمینان لازم برای استفاده از جزئیات تیرها کمتر از $1,0 - 1,0 - 1,0 - 1,0 - 1,0$ بدست بیاید

$$G_{hki} = 2,159 \leq 3,750 \rightarrow \gamma_{\text{موجود}} = \frac{\gamma_k \cdot G_N + \gamma \cdot G_M}{G_N + G_M}$$

طبق جدول ۹,۶ $\gamma_k = 2,74$ و طبق بند ۹-۱-۱-۱-۲-۱-۱ $\gamma = 1,35$ می‌باشد
و برای $R_x = 101$ مقدار $\omega = 1,92$ از جدول ۹,۱۲ می‌باشد

$$G_N = \omega \cdot \frac{N}{A} = 1,92 \cdot \frac{480}{840} = 1,097 \text{ t/m}^2$$

$$G_M = 0,9 \cdot \frac{M}{W} = 0,9 \cdot \frac{15078}{44774} = 0,303 \text{ t/m}^2$$

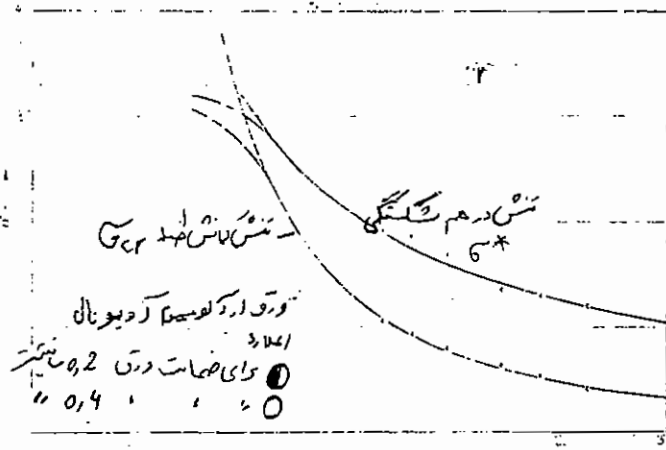
$$\gamma_{\text{موجود}}^{N,M} = \frac{2,74 \cdot 1,097 + 1,35 \cdot 0,303}{1,097 + 0,303} = 2,50 < \gamma_{\text{موجود}} = 2,62$$



۹۰۴۷

۹-۱۳-۱- بنای مؤثر ورقها

۹-۱۳-۱-۱- بطور کلی
 آزمایشات نشان میدهد که ورقهای تحت فشار با تنش بارسیون تنشهای کمتری
 کاهش تنش G_{cr} هنوز در هم نمی شکند. بارگذاری میتواند تا حد در هم شکستگی G^* سی
 افزایش یابد. طراحی عضوهای نازک میتواند بر اساس بار در هم شکستگی صورت پذیرد.
 شکل ۹۰۲۰ نتایج آزمایشات را برای یک ورق از کولومینوم با ابعاد ۲۰×۱۰×۰.۲ میلیتر و ضخامت
 ۴۰ میلیتر تحت اثر فشار یک نواخت نشان میدهد.



شکل ۹۰۲۰. نتایج تنش در هم شکستگی و تنش بارسیون اولیه برای یک ورق سلج با ابعاد
 ۱۲×۱۶ میلیتر از کولومینوم تحت فشار با تنش یکسان در همه ادرها

در کمترین موقع بیان G_{cr} و G^* رابطه زیر برقرار است!

$$G^* = C \cdot G_{cr} \quad (9-13, 1)$$

که در آن ضریب $C = 3.2 \text{ t/cm}^2$ بوده و مساوی حد جاری شدن کولومینوم صرف شده
 میباشد:

$$C \approx G_y \quad (9-13, 2)$$

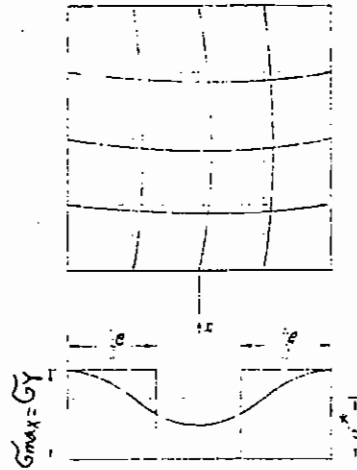
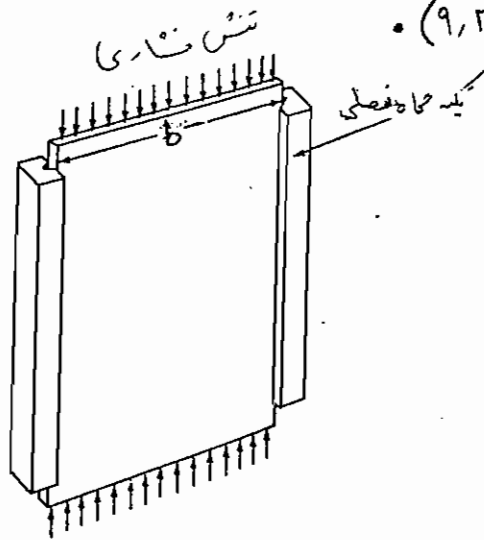
و از اینجاست یکبار:

$$G^* = G_y \cdot G_{cr} \quad (9-13, 3)$$

این رابطه بیان کننده این موضوع میباشد که در حد بران $G_{cr} > G_y$ تنش
 فشاری G در پهنای ورق t بطور یکنواخت نبوده و تحت ولجی ورق

۹،۲۸

خود را از اتصال نیرو عقب‌گذاشته (شکل ۹،۲۱).



شکل ۹،۲۲. یک ورق مسطح تحت فشار

شکل ۹،۲۱. تنش طولی ورق مسطح تحت فشار
 بیان و پیش‌نمایش فشارهای درونی ورق
 در زمان کشش طولی

تنش در هم شکستگی G^* بعنوان یک تنش متوسط در طول پهنای b تعریف می‌شود. و در هم شکستگی پایین
 تنش حداکثری به حد جاری شدن G^* در پهنای b شروع می‌شود یعنی:

$$P = t \cdot b \cdot e \cdot G^* = t \cdot b \cdot G^* \quad (9-12, 4)$$

مقدار G^* از رابطه (۹،۱۴،۲) در رابطه فوق قرار داده می‌شود و نتیجه به شرح زیر است:

$$\frac{be}{b} = \sqrt{\frac{C_{cr}}{G^*}} \quad (9-12, 5)$$

تنش ناشی از ورق G_k از رابطه (۹،۲۹) بدست می‌آید و در رابطه فوق گذاشته می‌شود:

$$\frac{be}{b} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot T_k}{G^*}} \quad (9-12, 6)$$

که در آن T_k جدول هماس G^* تنش طولی بخش ۹-۴ می‌باشد

چون در هم شکستگی در طراحی بعنوان رسیدن تنش موجود به حد جاری شدن فهمیده می‌شود پس می‌توان مدل هماس
 که تنش را تقریباً مساوی مدل الاستیک آن قرار داد.

۹،۴۹

$$\frac{be}{t} = 0,95 \sqrt{\frac{K \cdot E}{\sigma_y}} \quad (9-13,7)$$

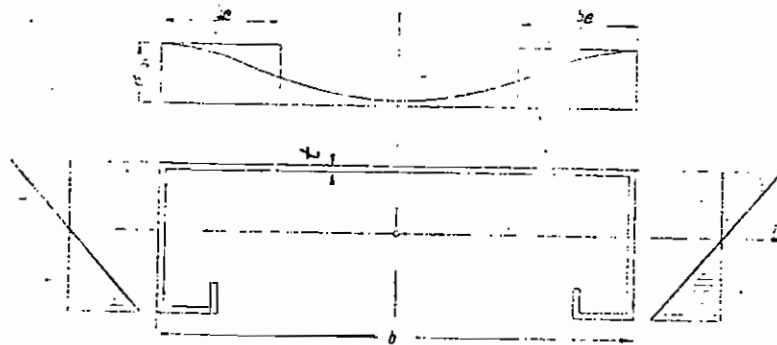
برای یک ورق ۴ لبه مفصلی مقدار $K=4$ بسیار (شکل ۹،۲۲):

$$\frac{be}{t} = 1,9 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (9-13,8)$$

برای فولاد ST34 و ST52 براساس رابطه فوق شرح زیر میارند:

	σ_y (کشی) (kg/cm ²)	$\frac{be}{t}$	$\frac{be}{t} = 1,9 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ $= \frac{2450}{\sqrt{\sigma_y}}$
ST34	2400	56	
ST52	3600	46	

در مورد پهنای کولر نتیجه یک آزمایش دیگری که بوسه G.WINTER (1948) انجام یافته است ذکر میگردد. شریخ انقباض شده در شکل ۹،۲۳ نمودار و

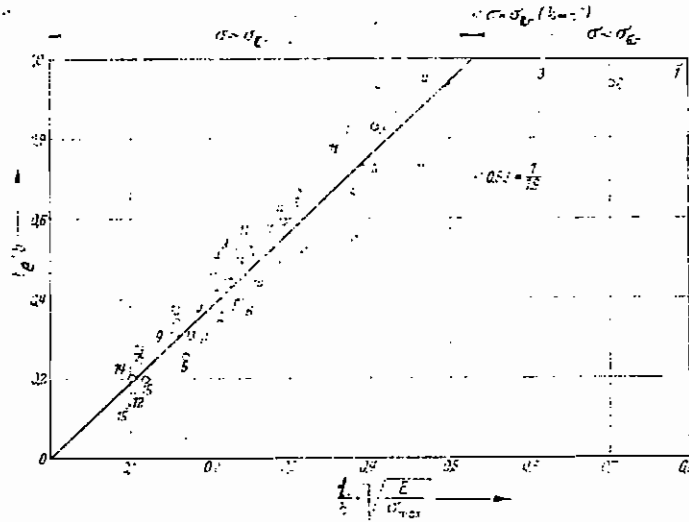


شکل ۹،۲۳. پیش تنشی فشارکام روی بال برین یک بر غشی

تنشهای حاصل از خمش بر روی شریخ رسیده است. بطوریکه آزمایش نشان میدهد بخش تنشی بر روی بال نسبت بزرگ بودن پهنای آن دیگر بطور یکسواخت نبوده و قسمت های وسطی بال کمتر نیرو انتقال میدهند. نتایج سری آزمایشات انجام یافته برای $(\frac{be}{t} = 16 \text{ الی } 144)$ و $(\sigma_y = 1,74 \text{ الی } 3,6)$ در شکل ۹،۲۴ رسم شده است. آزمایشات صحت و دقت که جواب روابط (۹-۱۳،۷) و (۹-۱۳،۸) را تأیید میکنند.



۹، ۵.



شکل ۹، ۲۴. تناسیبه نتایج آزمایشات بار اول (۷-۱۴، ۷) در (۹-۱۴، ۸) و بار دوم آزمایشات انجام یافته توسط G. WINTER در وقت بار اول طبق اندرزا نتایج میکنند.

در حالت عمومی میتوان نوشت:

$$\frac{be}{b} = \sqrt{\frac{G_{cr}}{G_{max}}}$$

(۹-۱۴، ۹)

که در آن مقدار حد اکثر تنش از حد جاری شدن کوچکتر بوده ($G_{max} < G_y$)
 و حالت در هم شکستگی هنوز وارد نشده است.
 نتیجه گیری:

از مباحث این بخش دو نتیجه زیر گرفته میشود:

الف) گدازی: اگر نسبت پهنای به ضخامت از حد میسر بیشتر (شتاب بردار تمام پهنای در انتقال نیرو و طول کامل وارد عمل شده و مستعد از مصالح در انتقال نیرو بلا استفاده باقی میماند و تلفات اقتصادی بودن خویش را در انتقال نیرو از دست میدهد مگر اینکه تیرخ علاوه بر انتقال نیرو وظیفه دیگری مثل بتن فضا یا لزوم تعمیر هم داشته باشد.

ب) محاسبه: انتقال نیرو فقط در پهنای مؤثر در نظر گرفته میشود و بقیه قسمتی پهنای بدون تنش میماند.

در زیر پهنای مؤثر برای تیرهای فشاری و خمشی شرح داده میشود.



۹-۱۴-۲- نسبت عرض به ضمايت برای اعضای شماری

۹-۱۴-۲-۱- مقدمه
در بخش ۹-۱۴-۱ مشاهده شد که اگر نسبت پنا به ضمايت و در مقاوماتی که از یک
تجهه یعنی تباد کنند آن را می گیریم می توان در تمام پنا به یک اندازه $\frac{1}{4}$ شش عمل
نماییم و قسمای بزرگتر از پناهای $\frac{1}{4}$ در انتقال فشار بطور مؤثر عمل نمی کنند.
در بخش ۹-۱۴-۲-۲ تناسب پنا به ضمايت $\frac{1}{4}$ ذکر می شود. با عبارت از پناهای مؤثر $\frac{1}{4}$ بیان
که در انتقال شش وارد عمل می شود. از انتقال شش بر سید پناهای بزرگتر از $\frac{1}{4}$ در ضمايت
صورت گرفته و با این پناها بر اساس بند ۹-۱۴-۲-۴ تعدیل می شود.

۹-۱۴-۲-۲-۱- نسبت عرض به ضمايت در مقاطعات شماری بر اساس آخرین نامه ATSC
در آخرین نامه ATSC بر اساس این که آرایه قسمای نازک که زیاد بوده و با تقویت
شده است به اعضای شماری تقویت شده با این که بعدیت شده نامه می شوند

الف) اعضای شماری تقویت شده (بخش ۱-۹ آخرین نامه ATSC)
عضوفشاری تقویت شده (بسته شده) عصبونی است که دارای یک لبه که را به
موازات شش های شماری باشد. عرض صفحات تقویت شده $\frac{1}{4}$ باشد برابر با فاصله
لبه که زیاد با اولین خط جوش و یا به هیچ وجه در نظر گرفت. عرض بال بنشینها
بال نادر اینها را بال میر خای Z و ساق سیدی ها را بال بر صفت عرض اسمی کلان
این میر خا عرض نمود. عرض بالای میر خای I و T را نامیده می آید نصف عرض
بال اسمی که فرض نمود. ضمايت اعضای تقویت شده را که $\frac{1}{4}$ سطوح که
سبب داومی باشند برابر ضمايت محلی است که فاصله آن از لبه که زیاد در جان
تمیخ به یک اندازه باشد.

اعضای تقویت شده ای که تحت اثر تنشهای شماری محوری و یا تنشهای
شماری نامی از جنس قرار دارند در صورتی می توان کلاً آنرا در نظر نمود که

شکلی عرضی به ضوابط که خارج حدود ذکر شده در جدول ۹-۱۴، ۱
 تا و زنگنه.

جدول ۹-۱۴، ۱. تناسب عرضی به ضوابط $\frac{b}{t}$ برای اعضا سمت اثر کششی فشاری و دوگانه کششی فشاری ناشی از محسوس (تنش به Kg/cm^2) (فشار کششی)			
	$\frac{b}{t} \leq$	$\sigma_y = 2400$	$\sigma_y = 3600$
<p>چفت بعضی با فاصله همه از دو لیم و منتهی ستون فولادی ورقه تقویت Plate projecting from column Fabricated column or beam Double angle in contact</p>	$\frac{63f}{\sqrt{\sigma_y}}$	13	11
<p>Rolled I-bee Cover plate</p>	$\frac{1065}{\sqrt{\sigma_y}}$	22	18
<p>Fabricated be-column or beam Built-up column</p>	$\frac{1995}{\sqrt{\sigma_y}}$	41	33
<p>Access hole Use net section for compression</p>	$\frac{2658}{\sqrt{\sigma_y}}$	54	44
<p>باید هر محسوس تقویت شده دیگری که تحت تنش فشاری کششی است ۲، ۱</p>	$\frac{2121}{\sqrt{\sigma_y}}$	43	35

قطعات فشاری سمت راست: هر قطعات فشاری سمت چپ: هر دو لیم بدون بار تقویتی است. هر دو لیم بدون بار تقویتی است.



۱۵۳

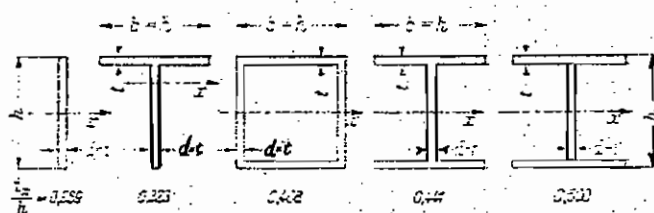
ب) اعضای تقویت شده (ستاره) تحت فشار
اعضای تارهای تقویت شده: اعضا تا حدی که در امتداد هر دو لبه خود که موادی
کشای تارهای بیباختند در جهت جانبی مهار شده باشند، عرض تقویت شده
در مورد تیرهای مورد اشاره فاصله بین ریشه با ریشه بیباختند، برای سایر تیرها
عرض را باید برای فاصله نزدیکترین خطه ط جرس و یا سهیم در هر دو طرف بگنجد.
نسبت پهنای نوک به منتهای این گونه اعضا در جدول ۹-۱۴-۱ در مقررات
ویرایش ۳ ذکر شده است

۹-۱۴-۲-۲ - تعدیل کشای مجاز و تعیین پهنای نوک برای اعضای بتن
این بخش عیناً از کتب نام AISI ذکر شده است

۱۲-۲-۲ عوامل تعيين کننده انتخاب فرم مقطع

محدود ثقل تمام اضلاع بايں. در يك صفحه باشند يعنى مقطع تمام اضلاع خرابا بايد نسبت بد صفحه محور خرابا متقارن باشند. عضواى كه متقارن نبوده و از يك طرف بسته ميشوند ميتوانند بطور استثناى فقط بعنوان اضلاع شبكه بندى در خرابا ها كم اهميت و درجه دوم مثل بادبندها مورد استفاده قرار گيرند. در طراحي اين گونه عضوا بايد لنگر خارج از مركزيت محاسبه شود و تعادل نيرو برقرار گردد. (به مثالها ۱ و ۴ بخش ۵ مراجعه شود) در بند پيش ذكر شد كه از نقطه نظر اقتصادى بهتر است كه ضريب لاغرى تيرها $\lambda = \frac{L_k}{i}$ كوچك انتخاب گردد و هم چنين بسيلن گرديد كه براى کاهش تنشهاى ثانوى عضواى لاغر پيش بينى شوند. اين دو موضوع با هملايگر متناقض بوده و در طراحي بايد حالت اپتيمم تعيين گردد كه در زير شرح داده ميشود.

لنگرهای تنشهای ثانوی در یک شبکه بندی داده شده و تغییر شکل داده شده متناسب با I بوده و خود تنشهای ثانوی با h متناسب هستند. S طول I همان اینرسی و h ارتفاع پروفیل ضلع میباشد خواستد بالا كه $\left(\frac{h}{S}\right)$ و $\left(\frac{S}{i}\right)$ كوچك انتخاب شوند فقط در يك محدوده خيلى كوچكى قابل اجرا میباشد كه تغییر فرم سطح مقطع حاصل میگردد. و با كوچك نگهداشتن h يا بزرگ نگهداشتن i تايمين میگردد. در شكل ۱۲-۲-۳ مقادير $\frac{S}{i}$ و $\frac{h}{i}$ براى فرمهای مختلف سطح ذكر شده است.



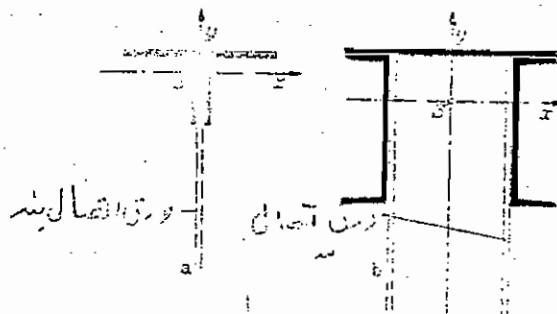
شكل ۱۲-۲-۳ مقدار $\frac{S}{i}$ و $\frac{h}{i}$ براى مقاطع مختلف

مشاهد میگردد که مقاطع متقارن مناسبتر از مقاطع غیر متقارن میباشد به یک مطلب دیگر که هم باید توجه داشت علامت تنش های ثانوی میباشد. اگر بطور مثال علامت تنشهای ثانوی در لبه بدون بال یک نیمرخ T شکل در جهت مخالف تنشهای اصلی ضلع باشند نیمرخ T - شکل مناسبتر از نیمرخ I شکل میباشد و یا برعکس اگر جهت تنشهای ثانوی اصلی یکسان باشد نیمرخ T - شکل مناسبتر از نیمرخ مستطیلی شکل میباشد.

حداقل ضخامت جان و بال چنان محدود میگردد که کمانش موضعی طبقه قبل از کمانش تمام ضلع فشاری اتفاق نیافتد و در جدول ۶-۲۵ ذکر شده است. از نقطه نظر اقتصادی بهتر است که تمام اضلاع را بتوان بطور ساده و از قطعات کم ساخت و حتی الامکان از پروفیل های نورد شده استفاده کرد. پروفیل های مرکب موقعی که نیرو زیاد است و هزینه ساخت کمتر از هزینه اضافه وزن تیر نورد شده میباشد مناسب میباشد. در بازار امروزی ایران هزینه ساخت تیر مرکب حدوداً " معادل ۲۵-۴۰ درصد ارزش فولاد میباشد. در اینجا فرم نیمرخ باید چنان انتخاب گردد که اتصالات بندها بر راحتی امکان پذیر باشد.

نگهداری خرابا در مقابل زنگ زده گی یکی از نکته های انتخاب فرم نیمرخ اضلاع خرابا میتواند باشد. در محلهای که بخار آب تولید میشود یا رطوبت هوا زیاد است و هم چنین در محلهای که اثرات شیمیائی موثر هستند درزها و اتصالات و نیمرخ چنان انتخاب شوند که درنگ مجدد که در فواصل زمانی معین انجام میگردد با مشکل اجرایی روبرو نشود. در انتخاب نیمرخ میان اضلاع بالها و نیمرخ اضلاع شبکد بندی این تفاوت مورد نظر قرار میگیرد که اضلاع بالها بطور یکسره اجرا میشوند بطوریکه میتواند ^{یک نیمرخ} مادر برای تمام طول بالها انتخاب کرد و سپس آنها را در محلهای لازم تقویت کرد.

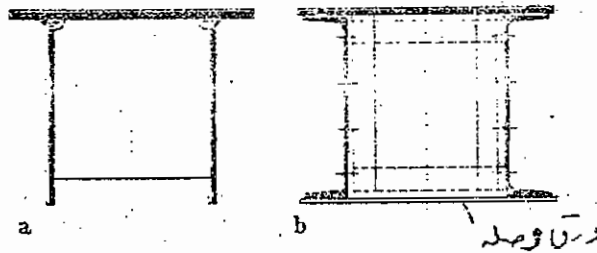
اضلاع شبکه بندی بر عکس بالها همیشه ساده و بریده شده میباشند و بطور جداگانه نصب میشوند بطوریکه میشود فرم آنها را مختلف انتخاب کرد. شکل نیمرخ انتخاب شده بستگی به نوع اتصال آنها به بالها دارد. آیا اضلاع خرپا یک جدارد (شکل ۱۲-۲-۴a) یا دو جدارد (شکل ۱۲-۲-۴b) ساخت شوند در مقام اول به مقدار نیروی اضلاع و امکان اتصالات بندها بستگی دارد.



شکل ۱۲-۲-۴ ضلع B یک جداره (b) دو جداره

اضلاع یک جداره معمولاً "هزینه ساخت کمتری داشته و وسایل اتصال کمتری مصرف میکنند ولی اضلاع دو جداره سختی جانبی بزرگتری داشته و در مقابل کمناش با مصالح ساختمانی کمتر مقاومت بیشتری را نشان میدهند. مرز میان این دو مورد استعمال معمول نیست ولی گفته میشود که موقعی از طراحی یک جداره استفاده گردد که مساحت سطح مقطع بزرگترین بال بیشتر از ۲۵ سانتیمتر مربع میباشد.

فرضیه اساسی محاسبات مقاومت مصالح میگوید که شکل و فرم عضوهای تحت اثر نیرو تغییر نکند. در مقاطع دو جداره و با مقاطع مرکب جدار نازک، مخصوصاً در اضلاع فشاری، بایستی این فرضیه بکمک تدابیر طراحی حفظ گردد که رایجترین آنها شخهای مرضی (شکل ۱۲-۲-۵) میباشد. که در تیرهای فشاری حداقل در دو سر و نقاط یک سوم و در تیرهای کششی حداقل در وسط تیر نصب میشوند.



شکل ۱۲-۲-۵ نصب شخهای عرضی برای نگهداری فرم نیمرخهای جدار نازک.
(a) نصب یک شخ عرضی بوسیله جوش و (b) بوسیله پرچ

هر عضو خرپا میتواند از یک نیمرخ یا چندین نیمرخ تشکیل یافند باشد. اگر نیمرخها بطور متداوم بهم وصل باشند طرز محاسبات آنها بعنوان یک نیمرخ یکپارچه واحد صورت میگیرد. و اگر اتصال نیمرخها بهمديگر در فواصل معیني باشند. طرز محاسبه آنها در اضلاع فشاری بصورت قاب تیر یا تیر مرکب فشاری مطابق بخش ۱۳-۱-۶ میباشد.

۱۲-۲-۳. اجرای اتصالات اضلاع خرپا

اتصالات اضلاع در بندها چنان طراحی و اجرا میشوند که هر قسمت از نیمرخ عضو برای نیروی مربوطه و برای خویش متصل میشود. برای این کار نیروی عضو مابین قطعات نیمرخ عضو به تناسب سطح مقطع تقسیم میشود و هر قطعه برای خویش بطور جداگانه محاسبه و طراحی میشوند (بند ۴-۳ و مثالهای ۴ و ۵ و ۶ مراجعه شود) با این ترتیب از مقاومت تمام قطعات نیمرخ بطور یکسان استفاده میشود. که این خودش هم یکی از فرضیه های اساسی مقاومت مصالح میباشد این نوع طراحی مخصوصاً در تیرهایی که تحت اثر نیروهای متغیر بوده و خسته میشوند مانند پلها-تیرهای حمل جرثقیلها و غیره لازم بوده و در اتصالات سخت مانند جوشها و پیچهای پیش کشیده لازم

الاجرا میباشند. (شکل ۵-۹ و ۵-۱۰) اگر یک قسمت از نیمرخ احتیاج بد اتصال نداشته باشد. بهتر است تضعیف گردد (مثل جان پروفیل شکل ۱۲-۲-۶) کد جریان نیرو را بطور مداوم و بدون تمرکز تنش ممکن میسازد.



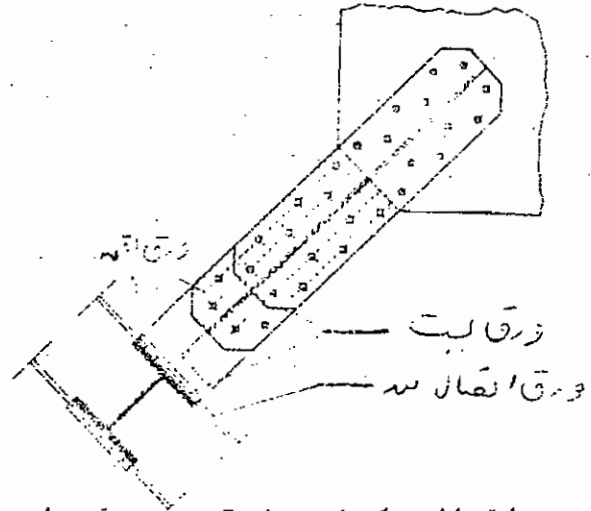
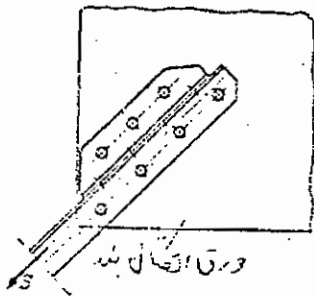
شکل ۱۲-۲-۶. تضعیف قسمتهایی که احتیاج بد اتصال ندارند جریان تنش را بدون تمرکز آن ممکن میسازد

در ساختمانهای بلند حتماً "احتیاج به طراحی فوق نیست چون تعادل نیرو در اثر جاری شدن قبل از در هم شکستگی ممکن است. قطرهای فشاری حتی الامکان در نزدیکی بند اتصال یا بند تا از کماتش طبقه ورق بند جلوگیری شود. طراحی وسائل اتصالات :

محاسبه وسائل اتصالات در بخش ۴ ذکر شده است. توجه گردد که طول اتصال کوچک باشد. در پیل سازی تعداد پرچها و پیچهایی که در یک ردیف پشت سرهم وصل میشوند، از ۵ تجاوز نکند. برای اینکه طول ورق اتصال بند کوچک باشد حداقل فاصله پرچها و پیچها انتخاب شود. یک طراحی دیگر را شکل ۱۲-۲-۷ و شکل ۴ نشان میدهد که در آنجا از یک نبشی کمکی استفاده شده است که علاوه بر کوچک کردن طول اتصال محور شقل اتصال را به محور شقل عضو نزدیک کرده و روی هم میاندازد در این گونه اتصالات توجه شود که نبشی نیروی خود را مستقیماً به ورق اتصال بند میدهد در حالیکه نیروی بال

آزاد که بوسیله نبشی کمکی انتقال داده میشود دارای نرمی بیشتری میباشد. کد برای حفظ سختی اتصال نبشی کمکی را صد درصد موثر حساب نگرده بلکه مقاومت آن را در محاسبات با ۰.۶ الی ۰.۷ درصد ارزش میدهند (مثال بند ۲

۱-۴ و مثال ۲ بند ۵-۱۱)



شکل ۱۲-۲-۷ اتصال یک نبشی بد ورق بند با استفاده از نبشی کمکی برای کوچک نگهداشتن طول اتصال

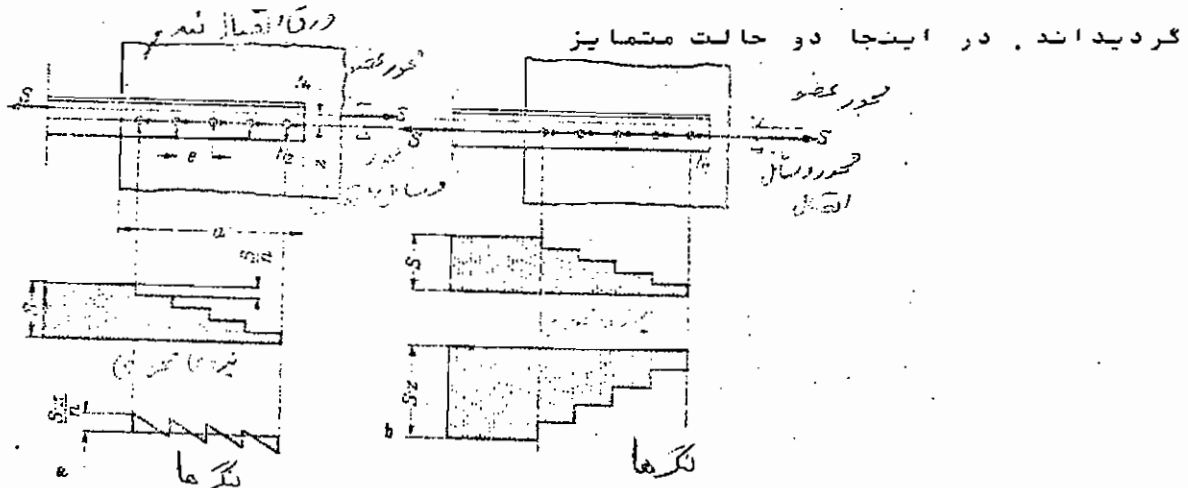
شکل ۱۲-۲-۸ اتصال یک نیمرخ I بد ورق های بند با استفاده از ورق اتصال کمکی برای کوچک نگهداشتن طول اتصال

در اتصالات یک نیمرخ I بوسیله پرچ برای کوچک نگهداشتن طول اتصال میتوان از یک اتصال دوبرشی استفاده کرد. که در آن ورق بند بکمک یک صفحه اتصال کمکی بد بال نیمرخ وصل میشود (شکل ۱۲-۲-۷ در اینجا باید از یک ردیف پرچ یا پیچ بزرگتر انتخاب میشود).

در اتصالات جوشی معمولاً "جوشهای لب بد لب جریان نیرو را بهتر هدایت میکنند اگر امکان اجرای جوش لب بد لب از نقطه نظر داشتن افراد متخصص و ماهر و هم چنین کنترل آنها بوسیله اشعه X ممکن نباشد از صفحات اتصال و جوش بتل استفاده میگردد.

تأثير غير مركزيت موضعي در اتصالات

در اینجا حالتهاى بررسى میشوند که با وجود تقارن سطح مقطع و اتصال بعلت شکل خاص اعضا غير مركزيتهاى موضعي پدیدار میگرددند شکل ۹-۲-۱۲ حالتى را نشان میدهد که دو نبشى به یک ورق اتصال بند بطور متقارن نصب گردیداند. در اینجا دو حالت متمایز



شکل ۹-۲-۱۲ اتصال جفت نبشى به ورق بند اتصال (a) مركزيت بر اساس محور نبشىها (b) مركزيت بر اساس محور اتصالات

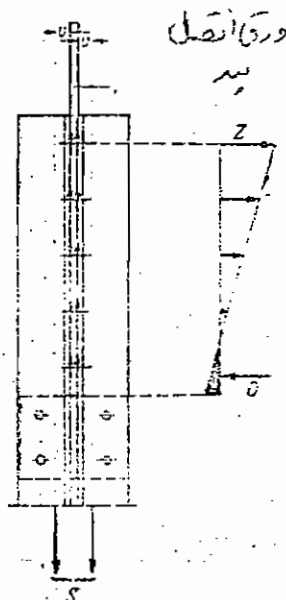
پيش ميايد که در زير شرح داده ميشود:

اگر مركزيت بر اساس محور عضو طراحی شده باشد نیروی عضو در محور ثقل اثر کرده و در وسائل اتصال یعنی پیچها یک لنگر خمشی $S_x Z$ علاوه بر نیروی S پدیدار میگردد که در آنها نیروهای اضافی N_2 را پيش مياورد. (محاسبه بر اساس بخش ۴ و مثال ۴ بخش ۵) بخش لنگر نشان میدهد که فقط یک لنگری معادل $\left(\frac{S_x Z}{n} \right)$ بر روی انتهای عضو اثر دارد و آنهم در محلیکه نیروهای محوری S کم کم کاهش ميابند. و عملاً "هیچگونه تأثیری در مقاومت ضلع نمیکذارند. مقدار نیروی N_2 هم نسبتاً "کوچک بود و عملاً"ند چندان از

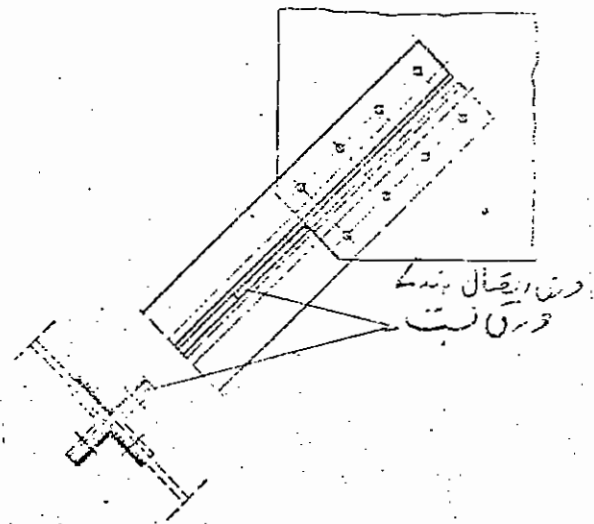
مقاومت پرچ می‌کاهند ولی نیروهای N_2 محاسبات واصله اتصال پرچ پیچ یا جوش باید رعایت شوند.

در حالت دیگر یعنی موقعی که مرکزیت بر اساس محور شکل واصله اتصال طراحی گردد (شکل ۱۲-۲-۹b) واصله اتصالات فقط نیروی S را تحمل میکنند در حالیکه عضو باید علاوه بر S لنگر S_x را هم در تمام طول انتقال دهد. از این دو حالت نتیجه گیری میشود که طراحی همیشه باید بر اساس مرکزیت محور اعضا انجام گیرد.

بعنوان مثال غیر مرکزیت موضعی اتصال محور بر محور خرابا شکل ۱۲-۲-۱۰ بیان میشود که در آن یک جفت نبشی یک ضلع مایل به ورق اتصال بند بطور متقارن نصب شده است. در این حالت در اثر غیر مرکزیت V یک لنگری در اتصال ایجاد میشود که پچها را در جهت قلم ایشان پارگذاری میکند. طرز محاسبه مشابه بند ۶-۱-۴ و ۴-۲-۴ میباشد این نوع اتصال فقط در واصله اتصال تاثیر گذاشته و بر روی عضو تاثیر قابل اهمیتی ندارد و میشود از آن چشم پوشی کرد. اگر نیروها دینامیکی باشند مطابق شکل بلافاصله بعد از اتمام اتصال تا دونبشی مهم دیگر در جهت عمود بوسیله صفحه بست وصل کردند.

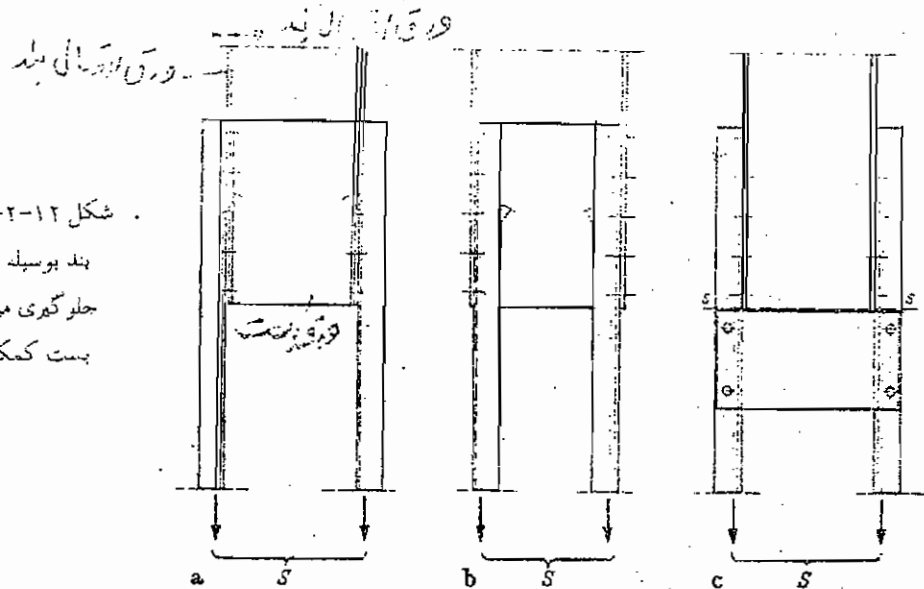


شکل ۱۲-۲-۱۰) تاثیر غیر مرکزیت موضعی اتصال یک جفت نبشی به ورق بند پس از اتمام اتصال دونبشی بوسیله یک صفحه بهم وصل میگردد.



شکل ۱۲-۲-۱۱) تقویت اتصال یک جفت نبشی در محل بند بوسیله صفحه بست.

شکل ۱۲-۲-۱۲ حالت اتصال دو نبشی صلیب را به یک صفحه اتصال بند نشان میدهد شبیه حالت پیشین در اینجا هم از صفحات نسبت کمک گرفته میشود. بالاخره اگر دو نبشی از همدیگر فاصله داشته باشند (شکل ۱۲-۲-۱۲) در محل اتصال آنها بد ورق بند برای جلوگیری از ایجاد لنگر غیر مرکزیت از یک صفحه بست استفاده شده است (شکل ۱۲a-۲-۱۲b) صفحه بست مطابق شکل ۱۲a-۲-۱۲ تاثیرش خیلی کم میباشد چون بلافاصله بعد از اتمام صفحه بست هنوز نیروی نبشی ها کم کم بد ورق اتصال بند انتقال داده میشوند.



شکل ۱۲-۲-۱۲ تقویت محل اتصال نبشها به ورقهای بند بوسیله صفحه بست a, b از بروز لنگر غیر مرکزیت جلوگیری میکند. در حالت c لنگر بوجود می آید و ورق بست کمک چندانی به اتصال نمی کند.

۱۲-۲-۴ طراحی و اجرای بندهای خرپا

مرکزیت دادن به محورهای اضلاع در بندها:

در محاسبه خرپا بوسیله روش کولمن CULMANN فرض میشود که محور تمام عضوهای متصل شونده در یک بند، همدیگر را در یک نقطه قطع میکنند. و محورهای شبکه بندی خرپا بر روی محورهای عضوهای تشکیل دهنده میافتند اگر این حالت موجود نباشد. در اضلاع خرپا لنگرهای خشی ناشی از غیر مرکزیت پدیدار میگردد. که در محاسبات باید رعایت شوند و از مقدار آنها نمیتوان

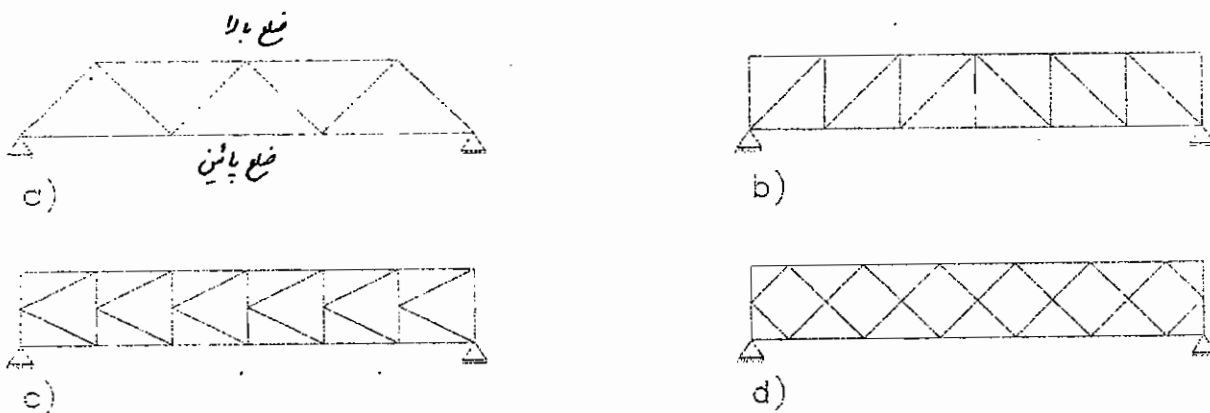
خرپاها

۱-۱۲ - کلیات

خرپا عبارت از تیرحمالی میباشد که از عضوهای مقاوم کششی و فشاری، متصل بهم دیگر در نقاط بند، (گرد) تشکیل یافته است. مشخصات متمایز دهنده خرپا بشرح زیر بیان میشود:

الف) توسط دستگاه باختمانی: تیرهای ساده - تیرهای یکسره بایا بدون مفاصلهای داخلی - تیرهای تقویتشده متشکل از سربال - تیرهای قوسی بایا بدون مهار کششی

ب) توسط فرم بالها: تیرها بایالهای موازی - تیرها با ابعاد متغییر
پ) توسط شبکه بندی خرپا (شکل ۹-۱۳-۱): خرپا با اضلاع مایل (a) - خرپا با اضلاع قائم و مایل (b) - خرپا با شبکه بندی K (c) و خرپا توری (d) و انواع دیگر خرپاها



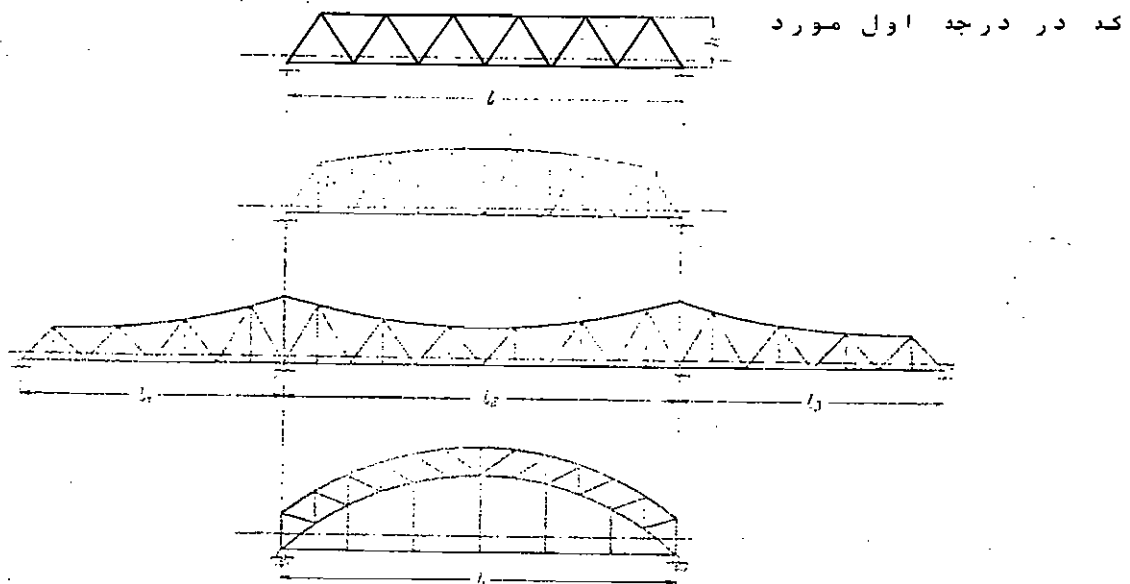
شکل ۱-۱۲/۱: انواع خرپاهای رایج

بعضی از انواع متداول خرپاها در شکل ۱-۱۲-۲ نشان داده شده است. دهانه های حدی از نقطه نظر اقتصادی بشرح زیر میباشد:

$L = 150m$	خرپای ساده از فولاد ST37
$L = 450m$	" بکسره از فولاد ST52
$L = 600m$	" " " فوسی "

با افزایش طول دهانده، نسبت وزن خرپا بد بارزنده بیشتر شده و در نتیجه با نوع شبکه بندی و فرم خرپا بایستی با جریان طبیعی تیروها بیشتر هماهنگ گردند.

انتخاب فرم و شبکه بندی خرپا پس از بررسی مسائل مختلفی بدست میاید

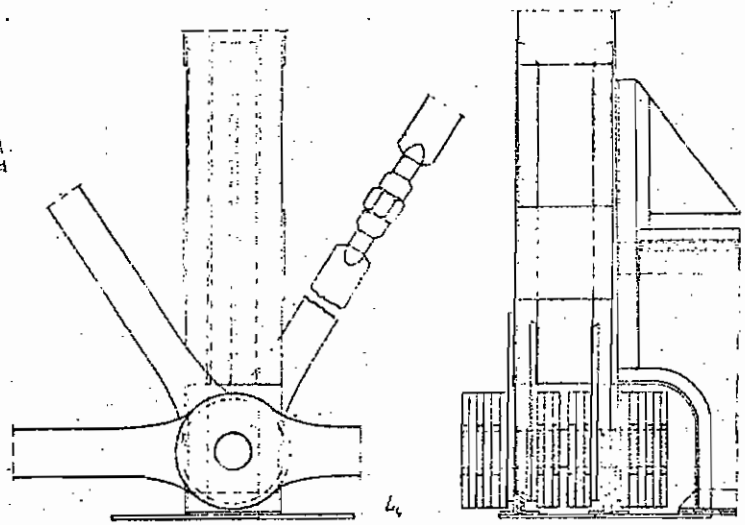
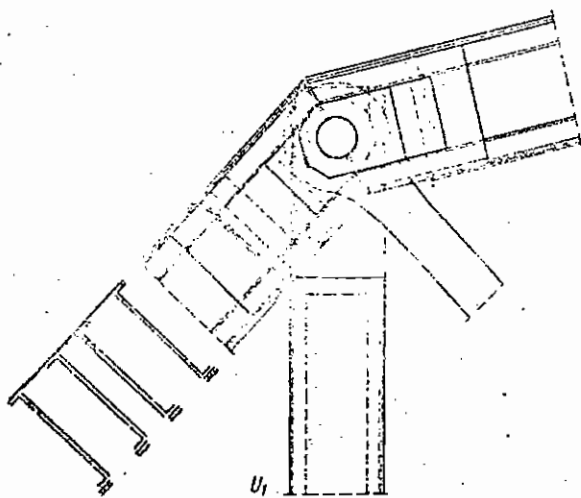
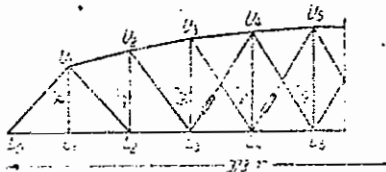


شکل (۱۲-۱-۲) خرپای دوزنقه ای یا اضلاع مایل - خرپا با ابعاد متغیر و اضلاع قائم و مایل
 خرپای بکسره با ارتفاع متغیر - خرپای قوسی

استفاده تعیین کننده آن میباشد و در بخشهای مربوطه به ساختمان های از پیل سازی ذکر خواهند شد.

برای محاسبه نیروی اضلاع خرپا معمولاً "در زمان K. CULLMANN، فرض میشود کد اضلاع خرپا در بندها بطور مفصلی، بدون اصطکاک، با همدیگر متصل شده اند. در عمل اجرای یک بند مفصلی بدون اصطکاک در ساختمانهای فلزی از نقطه نظر

اقتصادی و نگهداری غیر ممکن است. سابقاً " در امریکای شمالی (تقریباً " تا قبل از جنگ جهانی دوم) اتصالات مفصلی با استفاده از قلمها انجام میگرفت. شکل ۱۲-۱-۳ یک اتصال مفصلی قلمی را نشان میدهد. برای اجرای یک مفصل قلمی لازم است که هر عضو را از چند پروفیل ساخت و در نتیجه در موقع مونتاژ غیر مرکزیت های مونتاژ پیش میابند که تنشهای اضافی در دستگاد ساختمانی پیش میاورند. علاوه بر آن آزمایشات نشان میدهد که اتصال مفصلی قلمی عاری از نیروهای اصطکاک نیستند و میزان این نیروهای اصطکاک، در حد تنشهای ثانوی اتصال سخت بندها میباشد البته علت اصلی استفاده از اتصالات قلمی در امریکا شمالی بخاطر ساده و آسان بودن مونتاژ و احتیاج نداشتن به نیروی انسانی ماهر بود. چون در اتصالات رایج آن زمان، اگر از پرچ استفاده میشد احتیاج به نیروی انسانی ماهر یعنی پرچکار بود که به تعداد کافی در مناطق غیر صنعتی در دسترس بودند. چنانچه ذکر شده اتصالات بندها کاملاً مفصلی نبوده و تا اندازه ای سختی خشی دارند.



شکل ۱۲-۱-۳ جزئیات بندبند خراب با اتصال قلمی

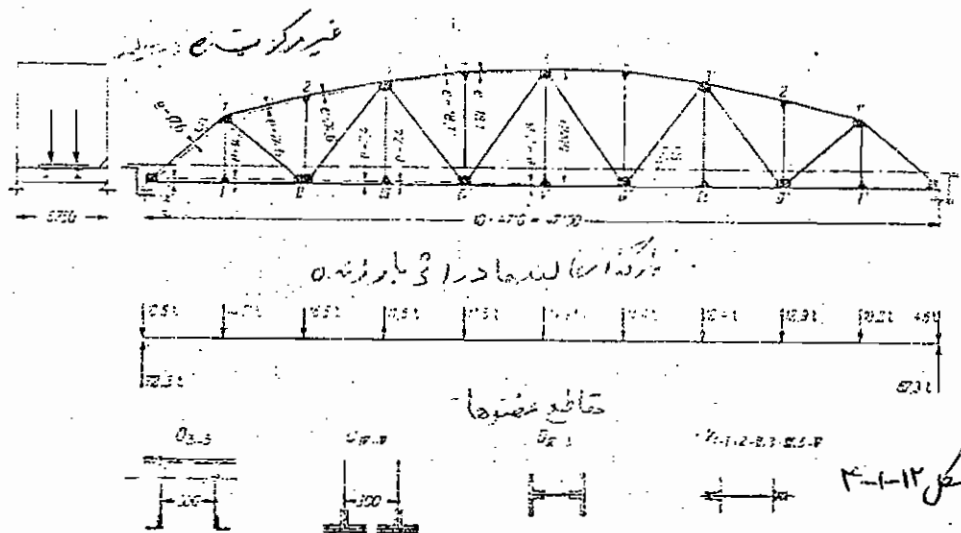
در اینگونه خرپاها "بند سخت" در اثر تغییر طول اضلاع خرپا، لنگرهای پدیدار میگردند که تنشهای ثانوی بوجود میآورند. محاسبه تنشهای ثانوی زمان عدیدی هدف بهترین مغزهای پیشقدم ساختمانهای فلزی بود*

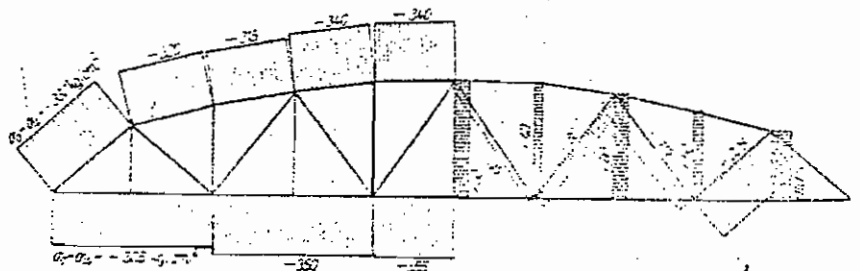
 *1) ENGESSER, F : Die Zusatzkroefte und Nebespannungen eiserner Fachwerkbruecken, BdI,II. Berlin: Springer 1892U.1893

2) MOHR, O. : Die Berechnung des Fachwerks mit storren knotenverbindungen. Zivilingeniear 1892U.1893

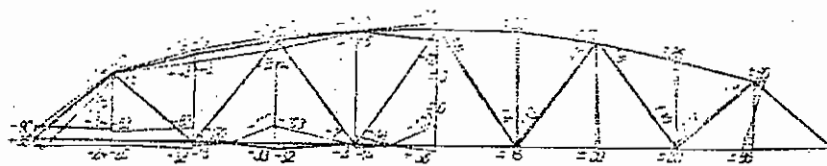
بر اساس آزمایشات مفصلی که در روی پل‌های پرچی انجام رفت است مشاهده گردید است که مقدار تنشهای ثانوی خرپاهای پرچی با شبکه بندی یاز و عضوهای لاغر باندازدای نیست که ضریب اطمینان را بشدت کاهش دهد. و مقدار آن حداکثر حدود ۱۵ درصد میباشد. شکل ۱۲-۱۴ نتایج آزمایشات را بر روی خرپای پرچی یک پل راه آهن نشان میدهد. که یازگذاری آن بوسیله ۳ لوکوموتیو انجام گرفتند.

مسئله مهمتر از تنشهای ثانوی عبارت از اتصال مرکزی اضلاع خرپا در بندها میباشد که محور ثقل اضلاع همدیگر را در یک نقطه میکنند و علاوه بر آن مرکز ثقل و اسائل اتصال هر عضو منطبق با محور ثقل همان عضو میباشد. در غیر اینصورت در هر دو حالت لنگرهای اضافی در بندها پیش می‌آیند که شرط تعادل نیروها را بهم نزده و تنشهای اضافی دیگری در بندها





در عضوهای رکن تنشهای اصلی در باها



تنشهای ثانوی

شکل ۱-۱۲

و در اعضاها بوجود میآورد .
 در مورد تنشهای ثانوی ناشی از سخت بودن بندها بطور کلی میتوان گفت که در دهانه کوچک احتیاج به محاسبه ثانوی نیست در دهانه بزرگ این تنشها محاسبه میشوند تا تاثیر تنشهای ثانوی در خرپاها با اتصالات خوشی بر روی ضریب اطمینان هنوز بطور منظم بررسی نشده است ولی میشود تجسم کرد که میزان این تاثیر مخصوصاً در نیروهای دینامیکی (مقاومت خستگی) به مراتب بیشتر از مقدار آن در مورد اتصالات پرچی میباشد . مطالعه این موضوع زمینه تحقیقات مفصل و دامنه داری میباشد که الان در بعضی از مسالک بر روی آن محاسبه میشود .



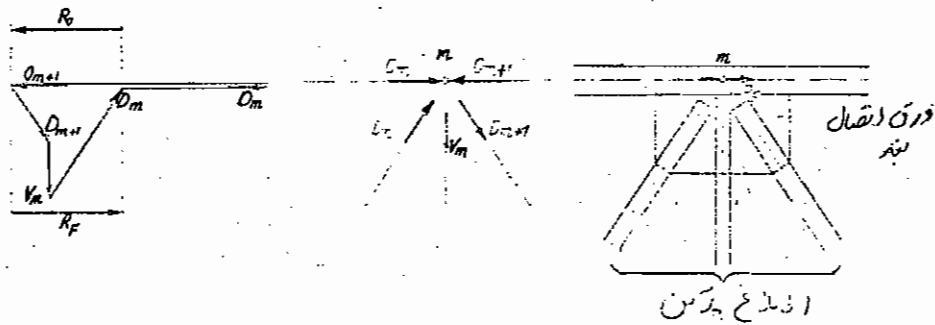
تنشهای ثانوی : طرز محاسبه تنشهای ثانوی بشرح زیر است

الف) روشهای کلاسیک: نیروهای داخلی اضلاع خرپا و تغییر طول آنها محاسبه شده و تغییر مکان بندهای خرپا بوسیله روش Williot بدست میاید لنگرهای حاصل در عضوی خرپا ناشی از تغییر مکان نسبی بندها محاسبه گردیده و بوسیله روش کراس CROSS پخش گردیده و لنگر موجود هر عضو بدست میاید. بکمک این لنگرها میتوان تنشهای ثانوی را محاسبه کرد.

ب) روشهای مدرن: با استفاده از کامپیوتر میتوان بکمک مهندسی افت - شیب تنشهای اولیه و ثانوی خرپا را یکجا محاسبه نمود که در اینجا خرپا بعنوان یک سیستم نامعین درجه بالا محاسبه میگردد.

بندها، طراحی و اجرای خرپا ایجاب میکند که اضلاع خرپا تحت اثر نیروهای S در بندها با همدیگر متصل شوند (شکل ۱۲-۱-۵) چون در عمل نمیتوان تمام اعضا را از داخل همدیگر رد پس فقط یک عضو میتواند در بند یکسره بوده و بقیه باید در آن محل بریده و وصل شوند.

معمولاً در این گونه موارد حساسترین عضو یعنی بال بالائی و بال پائین بعنوان یکسره ساخته میشود. برای اینکه بتوان اضلاع شبکه بندی را با نیروی برآیندشان R که در حال تعدیل با R برآیند نیروی بال میباشد بد بند اتصال داد، در خرپای های پرچ شده احتیاج بد یک صفحه بند میباشد. در خرپای های جوش شده میتوان اتصالات بندها را بدون استفاده از صفحه بند اجرا کرد.



شکل ۱۲-۱-۵- بند یک خرپا همراه با نیروی اضلاع و تعادل آنها .

$R_0 =$ نیروی اتصال ورق اتصال بند به خرپا

نوع طراحی و اجرای اتصالات بندها در عقام اول توسط وسایل اتصالات انتخاب شده تعیین میگردد که حالت‌های کلی زیر متمایز میشوند .

خرپاهای پرچ شده

" " جوش شده با اتصالات پیچی

" " " "

در بخش‌های بعدی ابتدای حالت‌های کلی که برای هر سه نوع خرپا ذکر شده در فوق یکسان میباشند بیان شده و سپس حالت‌های فوق‌الذکر مطالعه میشوند .

۱۲-۲ انتخاب اضلاع خرپا

۱۲-۲-۱ کلیات راجع به طراحی

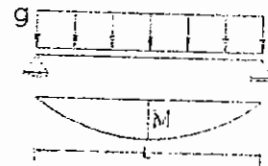
بازگذاری خرپاها معمولاً در بندهای آن انجام میگردد . و تمام اضلاع خرپا عضوهای کششی یا فشاری میباشند . محاسبه نیروی اضلاع بکمک روش‌های مرسوم در محاسبه دستگاه‌های ساختمانی انجام میگردد طراحی و کنترل اضلاع کششی بخش ۵ ذکر شد کنترل عبارت است از

$$G_{max} = \frac{St_{max}}{A_n} < G_t \text{ مجاز موجود}$$

که در آن A_n مساحت سطح مقطع عضو کششی بعد از کم کردن سطح مقطع سوراخها میباشد. تنشهای مجاز برای نیروهای ایستایی در جدول ۱-۵ و برای نیروهای متغیر و متناوب در بخش ۴ ذکر شده است. تنشهای مجاز خمشی برای پل‌های راه آهن در بخش ۱۴ ذکر میشوند. از تاثیر لنگرهای خمشی در اثر وزن اضلاع معمولاً صرف‌نظر شده و فقط در خرپاهای بزرگ با وزن زیاد و دهانه بزرگ احتیاج به کنترل دارد. (شکل ۱۲-۲-۱)

$$G = \frac{S}{A_n} + \frac{M}{W} = \frac{S}{A_n} + \frac{gl^2}{6W}$$

$$M = g \frac{l^2}{6}$$



شکل ۱۲-۲-۱ ضلع کششی خرپا تحت تاثیر وزن خویش g

که در آن نیروی کششی ضلع خرپا g وزن متر طول آن L طول ضلع و W اساس مقطع آن میباشد.

طراحی و کنترل تنش اضلاع فشاری در بخش ذکر شده کنترل تنش عبارت است از

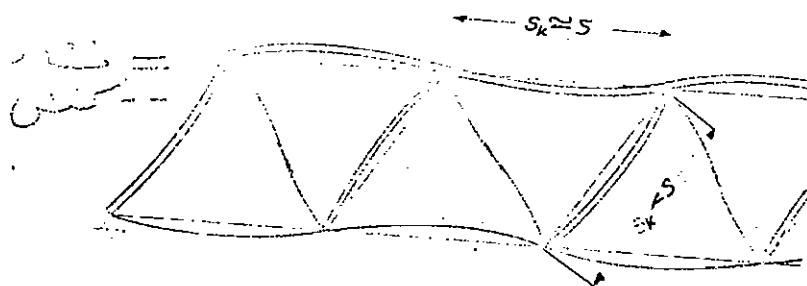
$$G = W \frac{S_{max}}{A} < G_c \text{ مجاز (DIN) موجود کمانش}$$

$$G = \frac{S_{max}}{A} < G \text{ مجاز کمانش (AISC) یا موجود}$$

کد در آن سطح ضلع فشاری بدن کم کردن میباشد بعضی از آژین نامه ها میخواهند که اگر سطح مقطع سوراخها از ۱۵ درصد سطح عمل مقطع تجاوز کرد
($A > 0/15A$)

کرد از سطح مقطع خالص مازاد بر ۱۵ درصد استفاده گردد.
ضریب لاغری در اضلاع فشاری خرپا از نقطه نظر اقتصمادی $A < 100$ و در خرپاهای خیلی بزرگ $A < 150$ توصیه میشود.

طول کمانش اضلاع خرپا در بخش ذکر شده است. بطوریکه شکل ۱۲-۲-۲ نشان میدهد اضلاع کششی باعث کاهش تغییر شکل فشاری شده و در نتیجه از طول کمانش آنها میکاهند ولی مقدار تاثیر این کاهش خیلی کم میباشد، اگر در بعضی از آژین نامه ها در بعضی موارد در طول کوچکتر از طول حقیقی عضو توصیه میشود بهتر است که برای افزایش ضریب اطمینان از این کاهش استفاده نشود.



شکل ۱۲-۲-۲ تغییر شکل یک خرپا و تاثیر اضلاع کششی بر روی طول کمانش

اضلاع فشاری

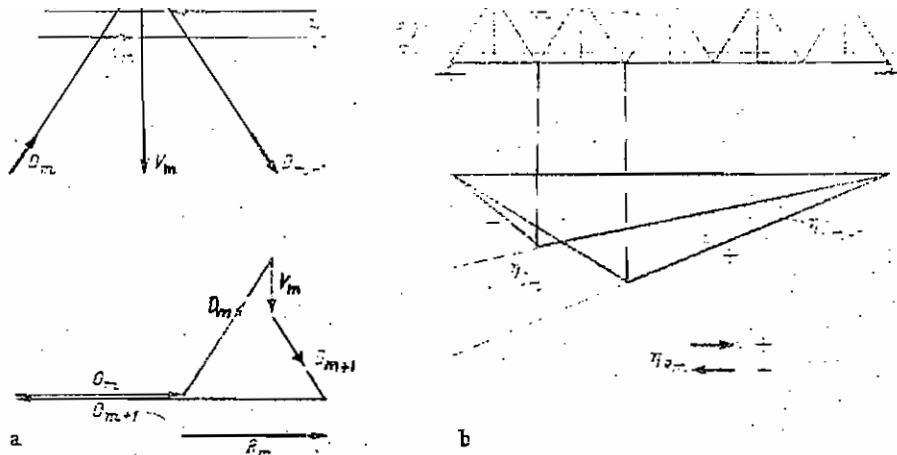
چشم شوشي كرد. پس طرح هميشه سعی دارد كه محورهای اضلاع خرابا همدیگر را در بند ها و دریك نقطه قطع كنند. در بندها شیکه این موضوع مقدور نیست از طراحی زیر برای کاهش لنگر غیر مرکزیت استفاده میشود. در خراباها شیکه مقاطع عضوی بال هم آهنگ با تیروهای موجود در آنها انتخاب میشوند همیشه امکان پذیر نیست كه عضوی را چنان انتخاب كرد كه محور بالها هم ارتفاع باشند (شكل ۱۲-۲-۱۳) برای اینكه علاوه بر تعادل نیروها در بندها بتوان تعادل لنگرها را هم حفظ كرد باید محور نیروی بزرگتر بال Q_{m+1} در مركز ثقل نیروهای Q_m, R_m بیافتد. كه در آن نیروی كوچكتر بال در بند R_m, m مجموع نیروهای اضلاع شبكه خرابا در بند m میباشد (شكل ۱۲-۲-۱۳a) تعادل نیروها مقدار R_m را میدهد

$$R_m = Q_{m+1} - Q_m$$

خط تاثیر نیروی R_m براحتی از تفاضل خطوط تاثیر Q_m, Q_{m+1} بدست میاید كه در شكل ۱۲-۲-۱۳a بصورت ها شورخوردده رسم شده است. این خط تاثیر نشان میدهد كه مقدار R_m با تغییر محل بازگذاری متغیر بوده و حتی تغییر علامت هم میدهد. پس محل محور Q_{m+1} یا محل R_m را نمیتوان در خراباها شیکه بازگذاری آنها متغیر است دقیقا " چنان تعیین كرد كه لنگر غیر مرکزیت مساوی صفر باشد یعنی رابطه زیر برقرار باشد

$$R_m \cdot U - Q_m \cdot V = 0$$

در این گونه موارد چنان عمل میشود كه رابطه فوق برای بازگذاری عادی برقرار بوده و لنگرهای حاصله از سایر بازگذاری ها محاسبه شده و به اضلاع بال داده میشود كه بایستی تنشهای اضافی ناشی از این لنگرها را تحمل كنند.



شکل ۱۳-۲-۱۲ تنظیم محل محورهاى خرابا برای حالتیکه اتصال مرکزی ممکن نیست (a) تعادل نیروها و لنگر در بند m (b) خط تاثیر نیروی اتصال R_m

انتخاب شکل ورق اتصال بند

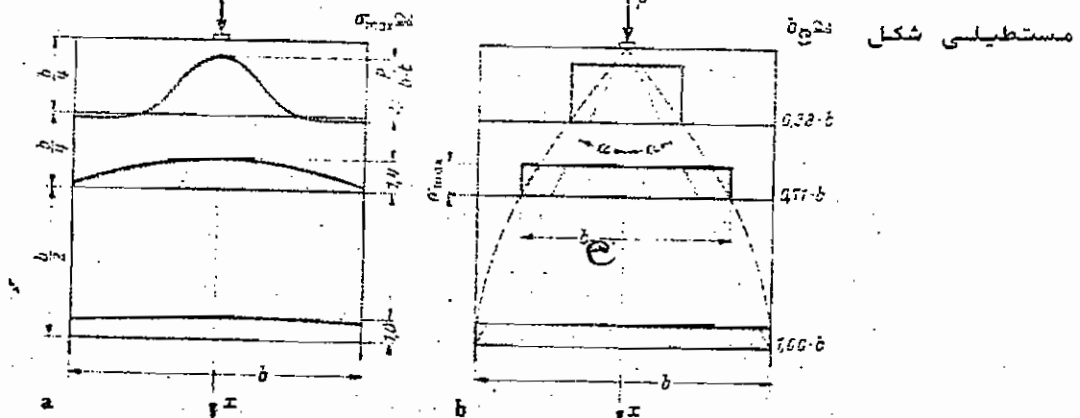
اندازه ورق اتصال بند حتی الامکان کوچک انتخاب گردد تا علاوه بر مصرف مصالح کمتر تنشهای ثانوی خرابا کوچک بمانند. اتصالات عضوهای بند جمع وجور طراحی شوند (بند ۱۳-۲-۴) سعی گردد که عضوها در زوایای تیز بهمديگر نباشند وگرنه ورق اتصال بند طولی لازم میگردد. برای کاهش هزینه ساخت فرم ورق ساده و حتی الامکان با دو ضلع موازی بهمديگر باشد که البته این خواسته درمورد اتصالات جوشی همراه با تنش خستگی لازم الاجرا نبوده و برای جریان طبیعی نیرو بهتر استکد فرم ورق منظم و ملایم تغییر یابد (بند)

بدیهی میباشد که شکل ورق اتصال بند بستگی به ترتیب اضلاع متعلقه در آن بند دارد و بعضی مواقع هم، اتصال قطعات ساختمانی دیگر شکل طراحی ورق را تعیین میکند.

تعيين ضخامت ورق اتصال بند

ورقهاي اتصال بند چنان طراحی کردند که بتوانند، نیروی عضوهای متصل شده را براحتی انتقال دهند و تنشهای موجود در آنها از حد مجاز تجاوز نکنند. چون معمولاً فرم ورق اتصال بند، یعنی پهنا و طول آن، بوسیله طول اتصال عضو قطری با نیروی بزرگتر تعیین و محدود میشود پس باید ضخامت ورق برای نیروهای موجود محاسبه کردند.

تعیین اندازد دقیق تنشها در یک ورق اتصال بند بکمک روابط ریاضی مشکلات بزرگی ایجاد میکند (مسئله ورقها). آیا میتوان بکمک حدسهای عاقلانه تنشهای تعیین کننده و **برای** را با دقت کافی محاسبه کرد. اساس این روش حفظ تعادل نیروها و لنگرها میباشد. که در زیر شرح داده میشود. نیروئی که بکمک یک بند پرچ و یا جوش به ورق اتصال بند انتقال داده میشود **حزین** را در ورق پخش میکند تنشهای حاصله از این نیرو در ورق، بنا براین، بستگی به فرم پخش نیرو در ورق دارد که بکمک تئوری ارتجاعی ورقها بدست میاید در شکل ۱۴-۲-۱۲ پخش تنشهای محوری QA در یک ورق



شکل ۱۴-۲-۱۲ پخش نیروی متمرکز در یک ورق. در عمق مساوی b پخش تنش بر روی پهنا تقریباً "بطوریکسان میباشد. (a) پخش تنش طبق تئوری. (b) مدل محاسباتی برای محاسبه تنشها.

b تحت یک نیروی متمرکز p رسم شده است. [۱۲-۱]. در فاصله $x = b$ پخش نیرو تقریباً "یکسان" میباشد. بجای استفاده از پخش تنش حقیقی میتوان از یک مدل با پهنای موثر ورق b_e استفاده کرد که در آن تنش حداکثر G_{max} در پهنای موثر بطور یکسان پخش شده است. یعنی

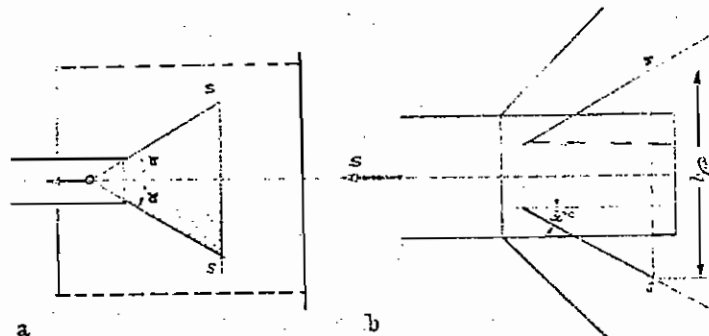
$$b_e = \frac{P}{G_{max} \cdot t}$$

شکل ۱۲-۲-۱۴ شکل پهنای موثر را نشان میدهد که برای $x < b$ میتوان آن را بکمک رابطه زیر که در جهت اطمینان میباشد تعریف کرد.

$$b_e = 2x \cdot \tan \alpha$$

که در آن $\alpha \approx 30^\circ$ میباشد.

پخش نیروی یک پرچ در ورق اتصال تحت زاویه $\alpha = 30^\circ$ برای محاسبه تنش در ورق (شکل ۱۲-۲-۱۵) فرض میشود و در صورت وجود ردیفهای متعدد پرچ حالت شکل ۱۲-۲-۱۵ مورد استفاده قرار میگیرد فرضیه حالت



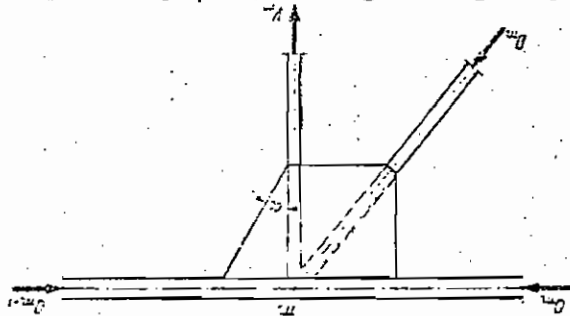
شکل ۱۲-۲-۱۵ پخش نیرو در ورق اتصال بند تحت اثر نیروی

(a) یک پرچ (b) یک سری پرچ

شکل ۱۲-۲-۱۵ یک کمی در خلاف جهت اطمینان میباشد ولی بخاطر ساده بودن آن در محاسبه ضخامت ورق مورد استفاده قرار میگیرد. تنش در برش s-s عبارت است از

$$\text{مجاز } G \ll \frac{S}{b_e \cdot t} = \text{موجود } G$$

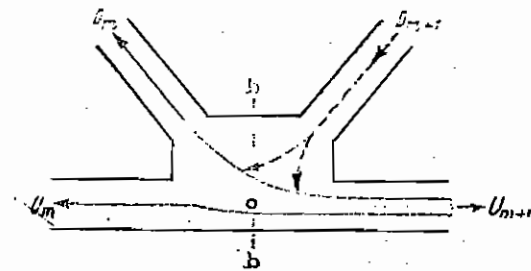
شکل ۱۴-۲-۱۲ میاموزد که شکل ورق اتصال بند را چگونه باید انتخاب کرد



شکل ۱۶-۲-۱۲ تعیین شکل ورق اتصال بند، ورق اتصال تحت زاویه $\alpha > 30^\circ$ بریده شود بطور مثال ورق اتصال بند خرپا با اضلاع قائم و عایل مطابق شکل ۱۶-۲-۱۲ تحت زاویه $\alpha > 30^\circ$ بریده میشود.

انتقال نیروی اضلاع در بند خرپا

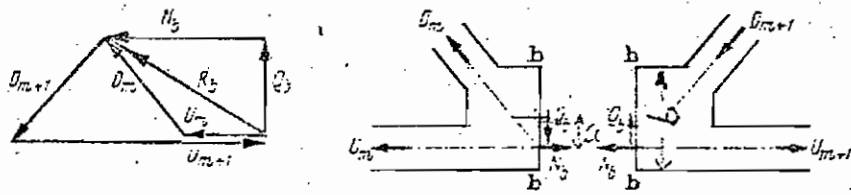
جریان نیرو در یکبند خرپا بوسیله تعویض اثر در فشار و کشش مشخص میشود که در شکل ۱۷-۲-۱۲ بطور نمونه رسم شده است.



شکل ۱۷-۲-۱۲ جریان نیرو در یک بند خرپا

برای محاسبه تنشهای ورق اتصال بند علاوه بر محلهای ورود نیرو که قبلاً ذکر شد برش b-b عامل تعیین کننده است که در آنجا برآیند نیروهای سمت چپ یا راست برش باید انتقال داده شوند. اندازه این برآیند بوسیله اجرای طرح تعیین میشود که دو حالت زیر پیش میآیند.

در حالت اول ورق اتصال بند بعنوان قسمتی از سطح مقطع بال نصب شده است که اغلب در خرپا های جوش شده و همچنین در خرپا های یکجدار پرچ شده با سطح مقطع مرکب پیش میاید. در این حالت برش b-b ورق اتصال بند و سطح بال را قطع میکند. برآیند نیروهای U_m , D_m یا اینکه U_{m+1} , D_{m+1} با R_b نشان داده میشود. (شکل ۱۲-۲-۱۸)



شکل ۱۲-۲-۱۸ تعادل نیروها در بند یک خرپا

Rb به دو مولفه محوری Nb و برشی Qb تجزیه میشود. نیروی محوری Nb به مرکز شکل ورق اتصال بند انتقال داده میشود.
 $M_b = N_b \cdot a$

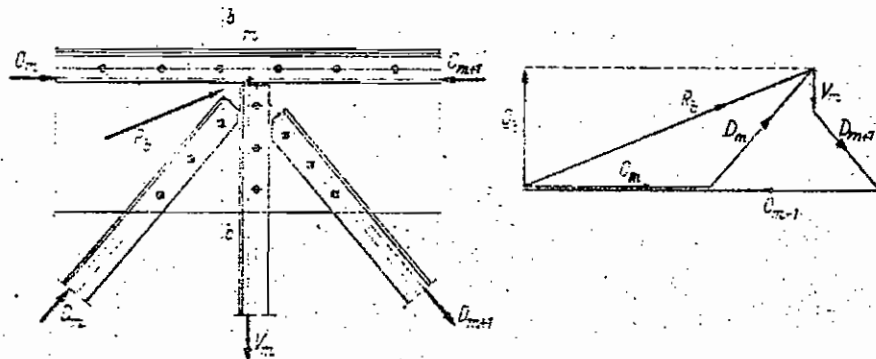
تنشهای موجود در ورق اتصال بند بشرح زیر میباشد

$$G = \frac{N_b}{A \text{ متشکل}} + \frac{M_b}{W \text{ متشکل}}$$

$$\tau = \frac{Q_b \cdot S \text{ متشکل}}{I \text{ متشکل} \cdot t}$$

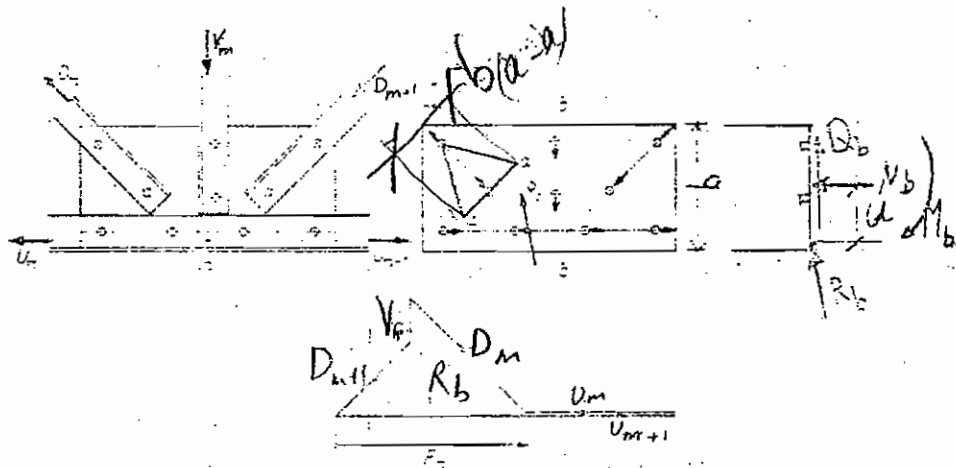
که در آن متشکل QA، متشکل I، متشکل W و متشکل S ترتیب عبارت از مساحت همان ایبرسی، اساس مقطع و همان استاتیکی سطح مقطع مقاوم متشکل از ورق و پروفیل یکسره بال میباشد. بشرط اینکه پروفیل بال در انتقال تنش ورق موثر باشد (به مثال مراجعه شود) اتصال مستقیم عضوهای مایل و قائم به بال بدون استفاده از ورق اتصال بند این شوع اتصال که در خرپاهای جوش شده مورد استفاده قرار میگیرد ممکن است باعث تضعیف اضلاع مایل و قائم خرپا شده و در طرحهای حساس و بزرگ از استفاده از آن خود داری شده و از ورق اتصال بند استفاده گردد.

یک مثال دیگر در شکل ۱۲-۲-۱۹ رسم شده است که در آن مقطع مرکب دربرش b-b متشکل از مقطع بال-مقطع قطری و مقطع ورق اتصال بند وارد عمل میشوند



شکل ۱۲-۲-۱۹ بند یک خرپا و نیروهای برش b-b

در مثال شکل ۱۲-۲-۲۰ عضوهای D_m ، V_m ، D_{m+1} با نیروهای مربوط ایشان به ورق بند وصل میگردند. اتصال عضوهای یکسره بال به ورق بند برای برآیند نیروهای U_m و U_{m+1} یعنی R_m انجام میگیرد. (تعداد پرچ اتصال بال یکسره به ورق $n = \frac{R_m}{N_1}$ مجاز)



شکل ۱۲-۲-۲۰ بند یک خرپا و نیروهای وارده بر آن (بال یکسره)

کنترل تنش در ورق بند:

تنش موجود در ورق بند در برش a-a عبارت است از:

$$G = \frac{D_m}{t \cdot b(a-a)} \leq G \text{ مجاز}$$

در برش b-b نیروی موثر R_b برآیند V_m ، D_{m+1} و برآیند نیروی وسیله اتصال بال در سمت چپ میباشد (در شکل فوق مساوی نیروی ۲ پرچ از ۴ پرچ) نیروی R_b به دو مولفه Q_b ، N_b تقسیم میشود و انتقال نیرو به مرکز شکل ورق در برش b-b لنگر

$$M_b = N_b \cdot a$$

را پیدار میکند کنترل تنش در ورق عبارت است از :

$$G = \frac{N_b}{t \cdot b} + \frac{M_b}{2 \cdot \left(\frac{t \cdot b}{b}\right)} \leq G \text{ مجاز} , \tau = 1/5 \frac{Q_b}{b \cdot t} \leq \tau \text{ مجاز}$$

و کنترل تنش برای نیروی R_{b1} عبارت است از *

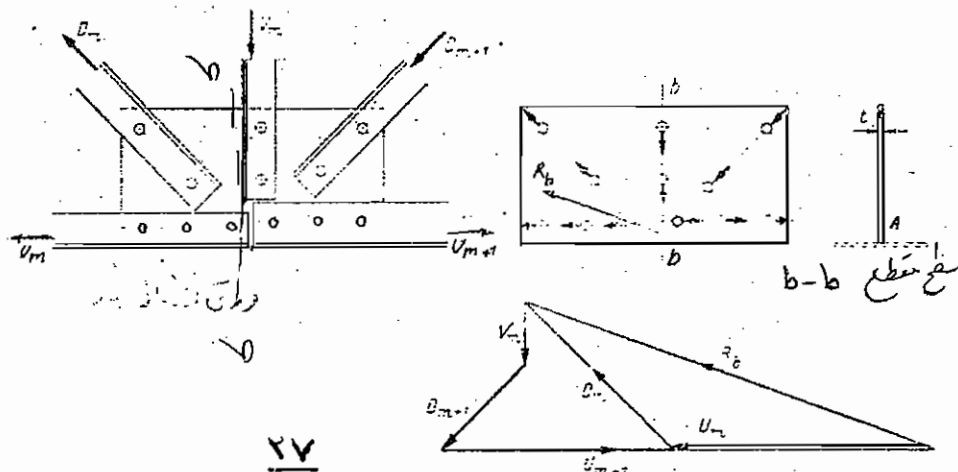
$$G = \frac{N_{b1}}{A \text{ متشکل}} + \frac{M_{b1}}{W \text{ متشکل}} \leq G \text{ مجاز} \quad \text{و} \quad \tau = \frac{Q_{b1} \cdot S \text{ متشکل}}{I \text{ متشکل} \cdot t}$$

کنترل تنش در ورق در برشهای دیگر بطریق مشابه انجام میگیرد.

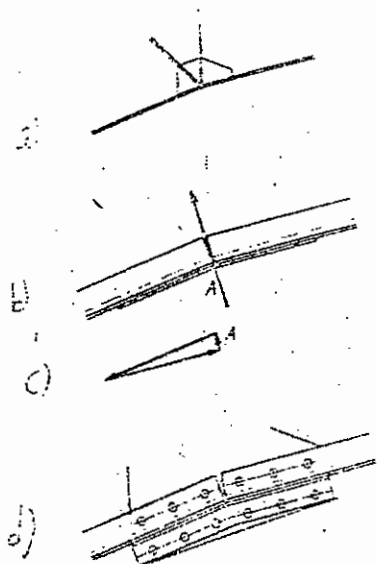
در مثال فوق اگر عضو بال یکسره نباشد و ورق بند رل ورق اتصال بال را هم بعهده بگیرد، (شکل ۱۲-۲-۲۱) تعادل نیروها در برش b-b مقدار R_b را بدست میدهند که بمراتب بیشتر از حالت شکل ۱۲-۲-۲۲ یعنی حالت بال یکسره میباشد.

*متشکل A متشکل W و متشکل S عبارت از مساحت و اساس مقطع و همان اینرسی و همان انتیگی پروفیل متشکل از ورق و پروفیل بالها میباشد.

و حال چون زاویه تاثیر R_b در جهت بحرانی تغییر مییابد، مقدار N_b و در نتیجه لنگر M_b مقدار چشم گیری افزایش یافته و اتصال را ضعیف می کند. در این گونه موارد بهتر است که اتصال بالها بهم دیگر به یک وسیله دیگر بطور مثال بوسیله یک ورق اتصال بال انجام پذیرد (شکل ۱۲-۲-۲۱)



در خرپاهائیکه که بالها نسبت بهم دیگر زاویه دارند و اتصال آنها بصورت زانوئی میباشد در اثر تغییر زاویه در محل زانو نیروی تغییرجهت A پیش میاید، حال دیگر اتصال بالها بوسیله یک صفحه اتصال کافی نبوده و ورق اتصال بال مقاومت لازم برای انتقال نیروی A را ندارد. در این جا از نبشی‌های اتصال بجای ورق اتصال استفاده میگردد. (شکل ۱۲-۲-۲۲d) و یا بجای نبشی میتوان از ورقهای اتصال بال و جان عضوهای بال استفاده کرد.



شکل ۱۲-۲-۲۲ اتصال بند با زانو

(چند مثال)

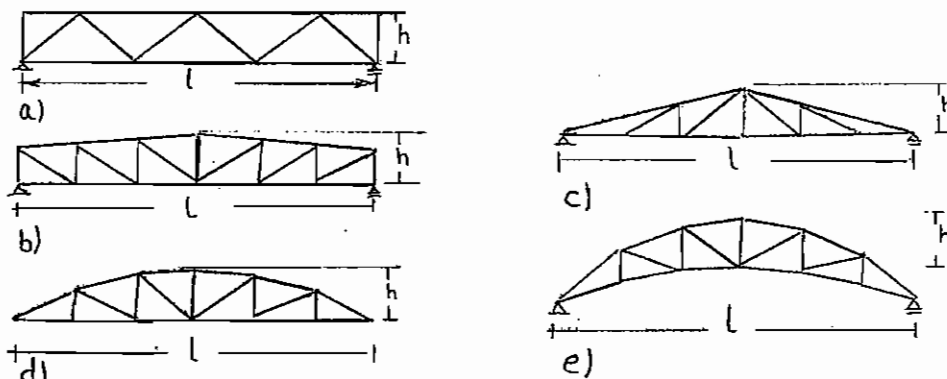
۱۲-۳ خرپا در ساختمانهای معمولی و ساختمانهای صنایع

در بندهای پیشین مسائل عمومی خرپا مطرح و بررسی شد در این بند مسائلی عملی که در ساختمانهای معمولی و ساختمانهای صنایع معمول هستند در کلیه جزئیات بیان میشوند.

۱-۳-۱۲ دستگاه‌های ساختمانی خرپا

سیستم ساختمانی خرپاها تکیه در ساختمانهایی معمولی مورد استفاده قرار میگیرند در شکل ۱-۳-۱۲ رسم شده است. برای طراحی خرپاها نکات عمومی زیر مورد توجه قرار میگیرند.

- ۱ - محل بندها در محل تاثیر نیرو در نظر گرفته شود. وگر نه عضوهای خرپا علاوه بر نیروهای کششی و فشار تحت خمش هم قرار میگیرند. محل بندها معمولاً در سقف‌ها در زیر تیر ریزی روئی (لایه‌ها) قرار میگیرد.
- ۲ - عضوهای بال در طولی که پیش ساخته میشوند حتی الامکان مستقیم باشند تا از هزینه ساخت کاسته شود.
- ۳ - از شبکه بندی فشرده خود داری گردد تا اولاً اتصال بندها راحت و ثانیاً تنشهای ثانوی کوچکتر باشند.
- ۴ - طول عضوهای فشاری بخاطر امکان کماتش کوتاه انتخاب شود.
- ۵ - اعضا تحت زوایای تیز بهم وصل نشوند و حداقل زاویه ۳۰ درجه و در خرپاهای جوش حتی بیشتر هم باشد.
- ۶ - از عضوهای قوسی بعلت هزینه ساخت گران و تنشهای خمشی اضافی استفاده نشود.



شکل ۱-۳-۱۲ شکل‌های اساسی خرپا. (a) تیر حمل موازی (b) تیر حمل دوزنقه‌ای (c) تیر حمل مثلثی. (d) تیر حمل سهمی (در حالت وارونه تیر حمل شکم ماهی (e) تیر حمل هلالی



شکلهای اساسی خرپاها :

نامگذاری خرپا بر اساس محیط انجام میگیرد. (شکل ۱۲-۳-۱) که در زیر بعضی از آنها همراه با موارد استعمال نامبرده میشوند :

تیر حمل موازی (شکل ۱۲-۳-۱a) در ساختمان بعنوان تیر حمل تیر ریزی سقف، مهار بندی و بادبند، تیر حمل جراثیم و بعنوان تیرهای اصلی سقف و غیره بکار برده میشوند.

تیر حمل با بالهای روئی مایل بعنوان تیرهای اصلی سقف بکار برده میشوند.

ارتفاع خرپا از نقطه نظر اقتصادی $h = \frac{l}{7}$ - $\frac{l}{10}$ و بطور متوسط $h = \frac{l}{8}$ انتخاب میشود. در موارد استثنائی $h > \frac{l}{15}$ انتخاب میشود که در این حالت آخر غیر خرپا بزرگ خواهد بود.

در خرپاهای مثلثی ارتفاع خرپا بایستی خیلی بزرگتر از ارقام فوق انتخاب گردد و گرنه اتصال شبکه بندی به بال روئی تحت زوایای تیز خواهد بود (شکل ۱۲-۳-۱a) که مشکلات اجرایی بوجود میآورد و تنشهای ثانوی بزرگ خواهد بود. (به بند ۱۲-۲ مراجعه شود)

چون خطوط شبکه بندی از محور ثقل اضلاع خرپا تشکیل یافته است پس ارتفاع حقیقی پشت به پشت خرپا بیشتر از ارتفاع شبکه بندی h خواهد بود. در خرپاهای پیش ساخته که در کارخانجات آهنکاری پیش ساخته میشوند ارتفاع خرپا در مواقع حمل و نقل نبایستی از ارتفاع مجاز حمل و نقل بیشتر باشد.

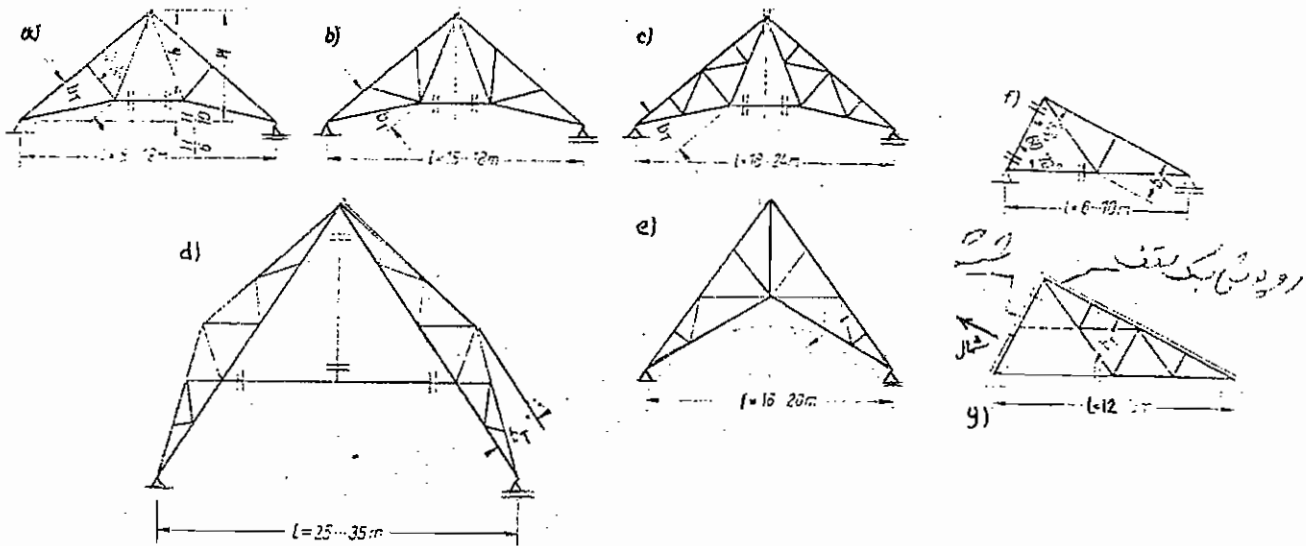
در این گونه موارد امکانات حمل و نقل (کامیون - کفی - راه آهن و یا ماشین های (بخصوص) در نظر گرفته شوند. در حمل و نقل راه آهن

$h < 2.90$ متر بوده و تقریباً برای دهانه های $l = 28 \dots 30m$ برای خرپاهای نوع d, b, a شکل ۱۲-۳-۱ کافی میباشد. برای دهانه های بزرگتر، ارتفاع از مقدار فوق الذکر بیشتر میشود در این صورت اضلاع شبکه بندی در محل ساختمان نصب


میشوند. برای اجتناب از مشکلات حمل و نقل میتوان خرپا را به قطعات قابل حمل تقسیم میکرد که در زیر چند مثال ذکر میشوند:

در خرپاهای مثلثی سقفهای شیب دار میتوان آنها را به دو قطعه خرپای کوچکتر، قابل حمل، تقسیم کرد (شکل ۱۲-۳-۲) شکل دهی بال زیری (شکل ۱۲-۳-۲c,d) که یک قطعه کششی میباشد، بستگی به سقف یا سقف کاذب زیری دارد. در شکل ۱۲-۳-۲ محل تقسیم بندی و اتصال در محل ساختمان بوسیله دو خط موازی نشان داده شده است.

تغییر مکان جانبی تکیه گاهها در خرپای شکل ۱۲-۳-۲e در اثر باز شدن ساقها خرپا بزرگ بوده و بایستی یک تکیه گاه لغزان مناسب پیش بینی شود. و در غیر اینصورت دیوارها یا ستونها نیروی برشی میگیرند.



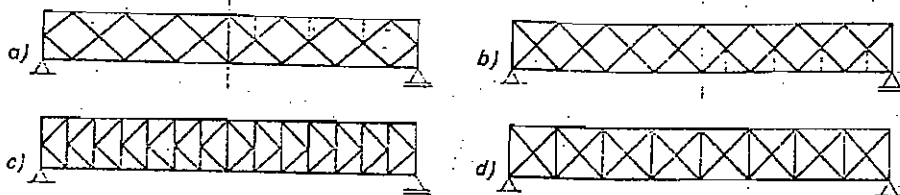
علامت

شکل ۱۲-۳-۲ خرپاهای مثلثی برای سقفهای شیب دار  اتصالات نصب در ساختمان bT = پهنای حمل و نقل نوع Q الی C خرپای مثلثی مناسب برای سقف (d) مناسب برای سالنها (e) مناسب برای محلهای برقی (g, f) مناسب برای کارخانجات مخصوصاً "ساجی و شیمیایی (برای روشنایی یکسان تمام سطح ساختمان در کارخانجات 1=6 متر انتخاب میشود).

ترتیب شبکه بندی

در خرپاهای دودنقه‌ای ستون دار (شکل ۱۲-۳-۱b) اضلاع مایل با شیب به طرف وسط و متقارن به خط وسط خرپا نصب میشوند در این حالت اضلاع قطری که طول بیشتری دارند به کشش کار میکنند و اضلاع قائم که کوتاه‌تر میباشند تحت اثر فشار میباشند. در خرپای نوع شکل ۱۲-۳-۱c این موضوع برعکس میباشد.

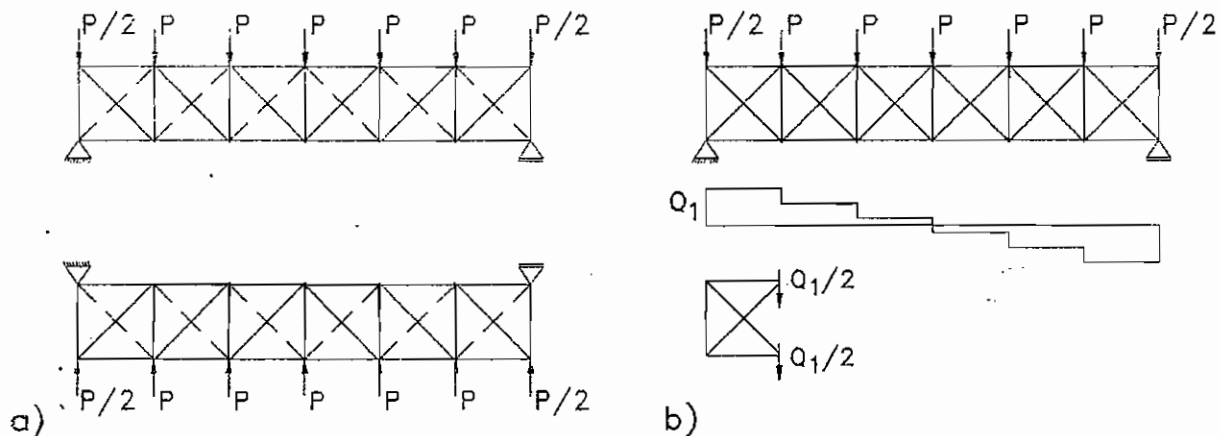
در خرپاهای قطری (شکل ۱۲-۳-۱a) اضلاع قطری یک درمیان سوی بالایا پائین میباشد. ونیروهای آنها یک در میان فشاری یا کششی میباشد. اضلاع محکمتر از اضلاع کششی ساخته میشوند. در این خرپاها نسبت به خرپاهای ستون دار صرفه جوییهاشی که میشود عبارتست از اینکه اولاً "اضلاع قائم فشاری دیگر مصرف نمیشوند و هم چنین اتصالات در بندها ساده‌تر میباشد. در اغلب موارد خرپاهای قطری اقتصادی تر از خرپاهای ستون دار میباشد. اگرما بین بندها نیروهاشی اثر میکنند میتوان آنها را بوسیله ستونها میانی (خط چین در شکل) تقویت کرد. و در این حالت طول کماتر اضلاع قطری نصف میشود و (این حالت برای شکل ۱۲-۳-۱a, b, c هم صادق می‌باشد).



شکل ۱۲-۳-۳ خرپاهای نوع: (a) لوزی با ستون وسطی (b) لوزی. (c) d. k. صلیب

خرپای نوع لوزی دو نوع ساخته میشود حالت شکل ۳a-۳-۱۲ بدون ستون پایداری وسطی غیر پایدار و ^{از نظر سازه‌ای} یک درجه کم معین بوده و غیره قابل استفاده است و حالت شکل ۳b-۳-۱۲ یک درجه نامعین بوده و محاسباتش پر کارتر از حالت a میباشد. خرپای لوزی بعنوان تیر حامل اصلی پلهای بزرگ و همچنین بعنوان مهار بند و بادبند مورد استفاده قرار میگیرد.

خرپای نوع k (شکل ۳c-۳-۱۲) بعنوان مهار بند مورد استفاده قرار میگیرد و طول اضلاع فشاری کوچکتر از حالت خرپای لوزی میباشد. خرپای صلیبی (شکل ۳d-۳-۱۲) برای مهار بند بکار رفته و در محاسبه فقط قطری کششی در نظر گرفته شده و از قطری قطع کننده چشم پوشی میشود. در صورت تغییر جهت نیرو قطری دیگر بعنوان ضلع کششی بکار میرود. در صورت تغییر سریع جهت نیرو بطور مثال در تیرهای حامل جراثقال و یا پل بایستی قطریها در مقابل کماتش مقاوم باشند در این صورت نصف نیروی برشی به قطری کششی و نصف دیگر فشار داده میشود.



شکل ۳-۳-۱۲ خرپای صلیبی تحت نیرو در دو جهت (a) اگر جهت نیرو بعضی مواقع تغییر یابد فقط قطریهای کششی در محاسبه منظور میگردند. (b) اگر تغییر سریع جهت نیرو موجود باشد (بطور مثال در پل بازی و تیر حامل جراثقال) نیروی برشی بند Q_1 به صورت نصف به هر دو قطری داده میشود.



۹۵۴

اعضای نازک تحت فشار (۱)

(۹-۱۳-۲-۳-۱) کلیات

اعضای تحت تاثیر نیروی محوری فشاری و قطعاتی از اعضای تحت خمش که تحت تاثیر تنش جای فشاری قرار میگیرند و نسبت عرض به ضخامت آنها از حداکثرهای تعیین شده در بخش این ضوابط بیشتر میباشند باید برطبق ضوابط این ضمیمه طرح گردند .

ضریب تعدیل تنش مجاز - قطعات فشاری سخت نشده (۲)

بغیر از مواردی که در همین ضمیمه خواهد آمد تنش مجاز فشاری در تمام اعضای سخت نشده ای که نسبت عرض به ضخامت آنها بیشتر از حدود داده شده در بند ۹-۱۳-۲-۲ میباشد باید بر وسیله ضریب Q_B تعدیل شود . مقدار Q_B باید مطابق روابط (۹-۱۳-۱۵) تا (۹-۱۳-۱۸) تعیین شود . در این روابط b عرض عضو سخت نشده است که مقدار آن در بند ۹-۱۳-۲-۲ تعریف شده است . در صورتیکه بال فشاری یک عضو خمشی قسمتی از یک عضو سخت نشده باشد حداکثر تنش مجاز خمشی آن نباید از $0.65\sigma_y$ بیشتر شود و همچنین باید در مقابل چپ و راست پایه آن باشد . تنش مجاز محوری اعضای تحت فشار سخت نشده همانظوریکه در بخش ۹-۱۳-۲-۳ آمده است باید بر وسیله ضریب Q_B تعدیل شود .

برای تک نبشی ها مقدار Q_B از روابط ذیل محاسبه میگردد .

وقتی که $b/t < \frac{1300}{\sqrt{\sigma_y}} < \frac{637}{\sqrt{\sigma_y}}$ باشد داریم :

$$Q_B = 1.34 - 0.000533 (b/t) \sqrt{\sigma_y} \quad (9-13,10)$$

وقتی که $b/t \geq \frac{1300}{\sqrt{\sigma_y}}$ باشد داریم :

$$Q_B = \frac{1089650}{\sigma_y (b/t)^2} \quad (9-13,11)$$



۹,۵۵

برای نبشی ها یا ورق هائی که از ستون بیرون میزنند (۱) و سایر قطعات فشاری و اعضای کسه از بال تحت فشار تیرهای حامل بیرون زده نده اند مقدار Q_p از روابط ذیل محاسبه میگردد .

و تئیکه $\frac{1476}{\sqrt{G_Y}} < b/t < \frac{796}{\sqrt{G_Y}}$ باشد داریم :

$$Q_B = 1.415 - 0.000521 (b/t) \sqrt{G_Y} \quad (9-12, 12)$$

و تئیکه $b/t \gg \frac{1476}{\sqrt{G_Y}}$ باشد داریم :

$$Q_B = \frac{1406000}{G_Y (b/t)^2} \quad (9-12, 13)$$

برای ساق سپری ها مقدار Q_p از روابط ذیل محاسبه میگردد .

و تئیکه $\frac{1476}{\sqrt{G_Y}} < b/t < \frac{1065}{\sqrt{G_Y}}$ باشد داریم :

$$Q_B = 1.908 - 0.000853 (b/t) \sqrt{G_Y} \quad (9-13, 14)$$

و تئیکه $b/t \gg \frac{1476}{\sqrt{G_Y}}$ باشد داریم :

$$Q_B = \frac{1406000}{G_Y (b/t)^2} \quad (9-13, 15)$$

در هر حال قطعات سخت نشده ناودانی ها و سپری ها که ابعاد آنها از حدود داده شده در بند ۲-۱۳-۹ تجاوز نماید باید دارای نسبت عرض به عمق و نسبت ضخامت بال به ضخامت جان داده شده در جدول (۹-۱۳-۲) باشند .



جدول ۲-۱۳-۹
 نسبت های ابعاد ناودانی ها و سپری ها

نوع	نسبت عرض کل بال به عمق نیمرخ	نسبت ضخامت بال به ضخامت جان و یا ضخامت ساق نیمرخ
ناودانی های ساخته شده و نورد شده	≤ 0.25	≤ 3.0
سپری های ساخته شده	≤ 0.5	≤ 2.0
سپری های نورد شده	≥ 0.5	≥ 1.25
سپری های نورد شده	≥ 0.5	≥ 1.10

۲-۳-۱۳-۹ عرض موثر - قطعات فشاری سخت شده (۱)

وقتی که نسبت عرض به ضخامت یک قطعه سخت شده که تحت تاثیر تنش های یکنواخت فشاری می باشد (بجز صفحات پوششی سوراخ دار (۲)) بیشتر از حد داده شده در بند ۲-۱۳-۹ باشد عرض قطعه را باید تعدیل نمود. عرض تعدیل شده که به آن عرض موثر میگوئیم و با b_e نشان میدهم و از روابط ۱۳-۱۶ و ۱۳-۱۷ بدست می آید باید در محاسبه خواص خمشی مقطع نیمرخ که این قطعه جزء آنست و همچنین در محاسبه تنش مجاز محوری بکار برده شود. باید یادآور شد که نسبت $\frac{b_e}{t}$ نباید هیچگاه کمتر از حد تعیین شده در بند ۲-۱۳-۹ در نظر گرفت برای بال های مقاطع مستطیل و مربع شکل با ضخامت یکنواخت مقدار b_e برابر است با:

$$\frac{1995 \sqrt{t}}{\sqrt{G_y}} \leq b_e = \frac{2121t}{\sqrt{E}} \left(1 - \frac{422}{(b/t)\sqrt{E}} \right) \leq b \quad (9-13, 16)$$

برای سایر قطعات که تحت تاثیر نیروی فشاری یکنواخت میباشند مقدار b_e برابر است با:

$$\frac{2186 \sqrt{t}}{\sqrt{G_y}} \leq b_e = \frac{2121t}{\sqrt{E}} \left(1 - \frac{371}{(b/t)\sqrt{E}} \right) \leq b \quad (9-13, 17)$$

۱ - Stiffened Compression elements

۲ - Perforated Cover plates



۹, ۵۱

که در روابط فوق مساحت موثر برابر است با مساحت واقعی منهای $\sum (b - b_e) t$

اعضای فشاری تحت اثر نیروی محوری ۹-۱۲-۴-۳-۵

تنش مجاز محوری برای اعضای فشاری تحت اثر نیروی محوری که شامل قطعات سخت شده و سفت شده و سفت نشده میباشند نباید از مقدار داده شده در ذیل تجاوز نماید .

و قتیکه $c_c' < \frac{Kl}{r}$ باشد داریم :

$$f_{c_c'} = \frac{Q_s Q_a \left[1 - \left(\frac{Kl}{r} \right)^2 / 20 c_c'^2 \right] \phi_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 (Kl/r)}{8 c_c'} - \frac{(Kl/r)^3}{8 c_c'^3}} \quad (9-12-18)$$

که در فرمول فوق داریم :

$$c_c' = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{Q_s Q_a \phi_y}}$$

و هنگامیکه $c_c' > \frac{Kl}{r}$ باشد مقدار تنش مجاز محوری نباید از مقدار داده شده در فرمول ۹-۱۲-۴-۳-۵ تجاوز نماید . در مورد اعضای ثانویه (اعضای فرعی) (۱) اگر $1/3$ باشد مقدار تنش مجاز نباید از آنچه که در فرمول ۹-۱۲-۴-۳-۵ داده شده است تجاوز نماید .

ترکیب تنش محوری و خمشی ۹-۱۲-۴-۳-۶

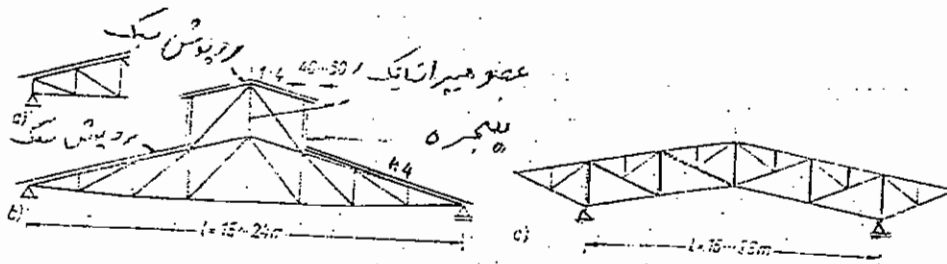
در بکار بردن ضوابط بخش ۹-۱۲-۴-۳-۵ در مورد عضوهای که تحت تاثیر تنش محوری همراه با تنش خمشی واقع میشوند و شامل قطعات سخت شده ای هستند که نسبت عرض به ضخامت آنها از حدود داده شده در بند ۹-۱۲-۴-۳-۵ تجاوز مینماید تنش های F_a و F_{bx} و F_{by} را باید بر اساس ضوابط مقطعی که در بخش های ج-۴ و ج-۵ آمده است محاسبه نمود . تنش خمشی مجاز F_{px} برای اعضای که شامل قطعات سخت نشده ای میباشند که نسبت عرض به ضخامت آنها از حد داده شده در بند ۹-۱۲-۴-۳-۵ تجاوز مینماید از رابطه ذیل تعیین میشود .

(مقدار مشخص شده در بند ۹-۱۲-۴-۳-۵-۱ و $0.6 F_y Q_s$) حداقل = تنش خمشی مجاز

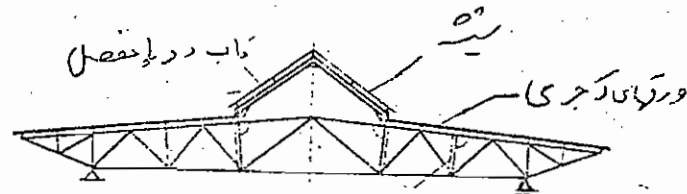
چند مثال از خرپاهای سقف

در خرپاهای نوع شکل ۵a-۳-۱۲ و ۸-۳-۱۲ که اضلاع بطور تیزبهم دیگر متصل میشوند برای بزرگ کردن زاویه اتصال بال زیری بسمت پائین کشیده میشود. این راه حل خوب نبوده و برای اجتناب بجای آن از خرپای نوع دوژنقه ای (شکل ۵a-۳-۱۲) استفاده میگردد.

در خرپاهائیکه تیر ریزی در بال بالائی بوده و بال پائینی در اثر مکش سقف (ناشی از باد) نیروهای فشاری میگیرند برای جلوگیری از کماتش جانبی بال زیری احتیاج به نصب قطریهای جانبی (عمود بر سطح خرپا) میباشد. این قطریها از تیر ریزی سقف به بال زیری نصب میشوند (شکل ۶-۳-۱۲)

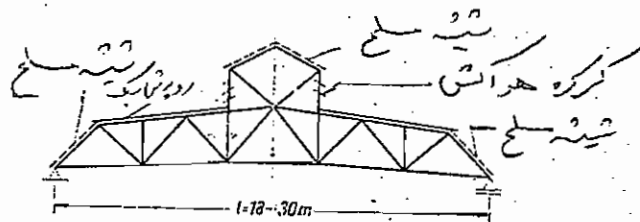


شکل ۵-۳-۱۲ خرپای سقف ستون دار (a) دوژنقه ای (b) مثلثی (c) میانی روشنائی در راس سقف بکمک قابکهای روشنائی یا فانوس سقف انجام میگردد (شکل ۶-۳-۱۲ الی ۸-۳-۱۲) فانوس سقف علاوه بر تامین روشنائی برای هواگیری فضای ساختمان هم مورد استفاده قرار میگیرد. سقف و اطراف فانوس از شیشه ساخته میشود و شیشه سقف معمولاً از نوع مسلح میباشد. اطراف فانوس میتواند بصورت پنجره که قابل بستن و باز کردن میباشد و یا بصورت کرکره ساخته شود. کرکره ها ثابت یا متحرک و قابل تنظیم میباشد. بال بالائی خرپا در طول فانوس میتواند بکمک یک مهاربند جانبی در مقابل کماتش مقاوم گردد. فانوس سقف بطور جداگانه برای خویش محاسبه میگردد

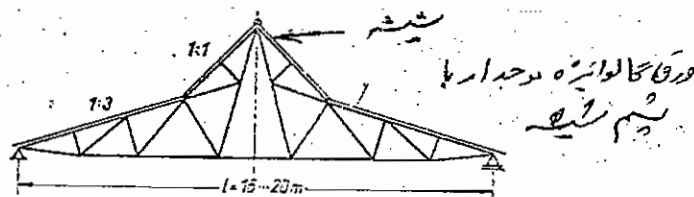


شکل ۱۲-۳-۶ نصب قطری های جانبی

در طراحی خرپای سقف سعی گردد که دستگاه ساختمانی خرپا معین بماند و عضوهای نصب نگردند که سیستم را نامعین میکند (مثلا " ضلع قائم خط چین در خرپای ۱۲-۳-۵b) از دخول سیستم فانوس در سیستم خرپا (شکل ۱۲-۳-۸) خود داری کرد. چون بال روئی به فشار کار میکند و تامین مقاومت کمانش عضوهای فانوس غیر اقتصادی بر روی خرپا اثر میگذارند.



شکل ۱۲-۳-۷ خرپای دوزنقه ای با فانوس و کرکره



شکل ۱۲-۳-۸ دخول فانوس به دستگاه ساختمانی خرپای سقف



در روابط فوق داریم :

$b =$ عرض واقعی قطعه فشاری سخت شده که در بند ۲-۳-۴-۱-۴ تعریف شده است .

$t =$ ضخامت قطعه

$f =$ تنش فشاری محاسبه شده بر حسب کیلوگرم بر سانتیمترمربع در قطعه سخت شده براساس خواص مقطعی که در بند ۲-۳-۴-۱-۴ مشخص شده است .

در صورتیکه از قطعات سخت نشده نیز درکل سطح مقطع استفاده شده باشد مقدار f برای قابله سخت شده باید طوری باشد که حداکثر تنش فشاری در قطعه سخت نشده که برای تنش فشرسی

محوری برابر f_c و برای تنش فشاری خمشی برابر f_t میباشد کمتر بشود .
 وقتیکه مقادیر تنش مجاز بعلت نیروهای باد ویا زلزله $f_{t,wind}$ و $f_{t,earth}$ افزوده میشود $f_{t,wind}$ موثر f_t را باید بر اساس ۰/۷۵ ه تنشی که توسط باد ویا زلزله به تنهایی ویا باد وزلزله همراه با نیروی زنده و مرده ایجاد میشود محاسبه نمود .

۲-۳-۴-۱-۴ خواص نیمرخ برای طراحی

خواص مقطع نیمرخ برای طراحی باید طبق روش های معمولی و براساس سطح مقطع کامل نیمرخ محاسبه شود به جز در موارد ذیل :

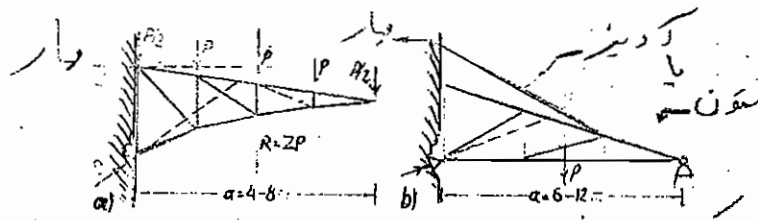
در محاسبه ممان انرسی و مدول مقطع اعضای خمشی نسبت به محوری که خمش حول آن اتفاسانی میافتد عرض موثر قطعات فشاری سخت شده موازی با محور خمش را که نسبت عرض به ضخامت آنجا بیش از حد داده شده در بند ۲-۳-۴-۱-۴ میباشد بجای عرض واقعی باید بکار برده شود . محل محور خمشی باید بر اساس عرض موثر پیدا شود . در مورد مقاطعی که دارای تقارن میباشند برای سادگی میتوان عرض بال تحت کشش را هم برابر با b فرض نمود و در نتیجه مساحت موثر را در قسمت کششی و قسمت فشار با یکدیگر مساوی گرفت . آن قسمت از مساحتی که در قسمت کشش به علت بکار بردن عرض موثر صرفنظر شده است میتوان بطور متقارن در طرفین محور خمشی قرار داد تا محاسبات ساده تر گردد .

تنش f_c در اثر نیروی محوری و شعاع ژیراسیون r باید بر اساس سطح مقطع واقعی محاسبه گردند ولی مقدار مجاز تنش محوری f_c که در بخش ۲-۳-۴-۱-۴ آمده است باید با ضریب ϕ_c که ضریب شکل نخیده میشود تعدیل گردد . ضریب شکل برابر است با :

$$\phi_c = \frac{\text{مساحت موثر}}{\text{مساحت واقعی}}$$

چنانکه در بالا ذکر شد فانوس برای خویش ساخته شده و بر روی خرپای سقف نصب گردد.

خرپاهای کنسولی (شکل ۱۲-۳-۹) به ستونها - دیوارها و سقف نصب میگردند. بال روشی بصورت افقی به سقف طبقه نصب شده و بال زیری احتیاج به تکیه گاهی دارد که بتواند نیروی مایل فشاری D را تحمل کند. در این جا بال زیری بال فشاری میباشد و اگر در جهت جانبی مهار بندی نشده باشد طول کمانش عمود بر صفحه خرپا مساوی طول کنسول یعنی a میباشد. و برای کمانش در صفحه خرپا، طول کمانش مساوی طول اضلاع در نظر گرفته میشود. اگر طول کنسول زیاد باشد احتیاج



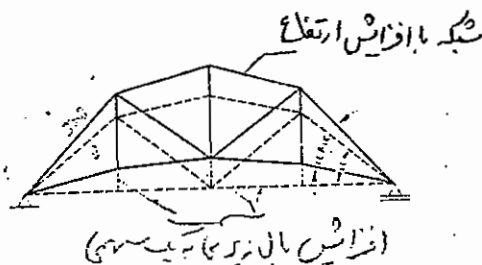
شکل ۱۲-۳-۹ خرپای کنسولی

به یک عضو آویز یا اینکه ستون در انتهای کنسول میباشد (شکل ۱۲-۳-۹b) که در حالت اولیه سقف آویز بوجود میآید.

پیش افزایش ارتفاع

در دهانه های بزرگ $l > 20m$ برای جلوگیری از شکم انداختن خرپا لازم است که شکل خرپا با اندازه خیزبطرف بالا پیش خمیده شده و افزایش ارتفاع صورت گیرد بطوریکه شکل خرپا بعد از تغییر شکل به حالت مطلوب درآید. از این

پیش‌افزایش ارتفاع در مواقعی که تاسیسات، دستگاه و وسایل جراثیقاها، نقاله‌های حمل و نقل، لوله‌های فاضل آب در اثر خیز خرابا در معرض خطر قرار میگیرند و یا اینکه شکم انداختن خرابا از نقطه نظر معماری مطلوب نبوده و یا اینکه باعث تشویش استفاده کنندگان میشود استفاده میگردد. پیش‌افزایش ارتفاع برای خیز ناشی از (بار مرده + بار زنده) یا اینکه



شکل ۱۲-۳-۱۰ پیش‌افزایش ارتفاع یک خرابا

برای (بار مرده + $\frac{1}{p}$ بار زنده) انجام میگیرد. در این حالت بندهای بال زیری و روشی به اندازه به سمت بالا کشیده میشوند. (شکل ۱۰-۳/۱۲) در خراباهایی که پیش‌افزایش ارتفاع صورت میگیرد. طول اعضاها، زاویه نصب و غیره عوض میگردند و قبل از بریدن و نصب اعضاها این تغییرها محاسبه گردند تا شکل اجرائی پیش‌میاید، در ساختمانها معمولاً این پیش‌افزایش ارتفاع از مقدار تنشهای ثانوی نمیکاهد (بند ۲-۱۲ مراجعه گردد)

۱۲-۳-۲. نیمرخ اضلاع

۱۲-۳-۱. کلیات راجع به انتخاب نیمرخ اضلاع

عضوهای خرابا بایستی نسبت به سطح وسطی خرابا متقارن باشند (بند ۱۲-۱۲۱ و ۱۲-۱۲۲) در مقاطعی که خط خنثی عضو خارج از سطح وسطی خرابا قرار دارد (شکل ۱۲-۳-۱۱ و ۱۲-۳-۱۳ و ۷) احتیاج کنترل لنگر خارج از مرکزیت می‌باشد. فقط در مواردیکه

عضو یکی از اضلاع پرکننده (اضلاع قطری و قائم) یک خرپا مهاربندی بوده و تحت اثر کشش ناشی از باد یا زلزله یا نیروی ترمز قرار گیرد میتوان از کنترل لنگر خارج از مرکزیت صرفنظر کرد. مساحت لازم یک مقطع غیر متقارن تحت اثر نیروی یکسان بزرگتر از مقطع متقارن بوده (بعلت وجود لنگر خارج از مرکزیت) و بنابراین سنگین تر میباشد در طرحی از استفاده از این مقاطع صرفنظر گردد.

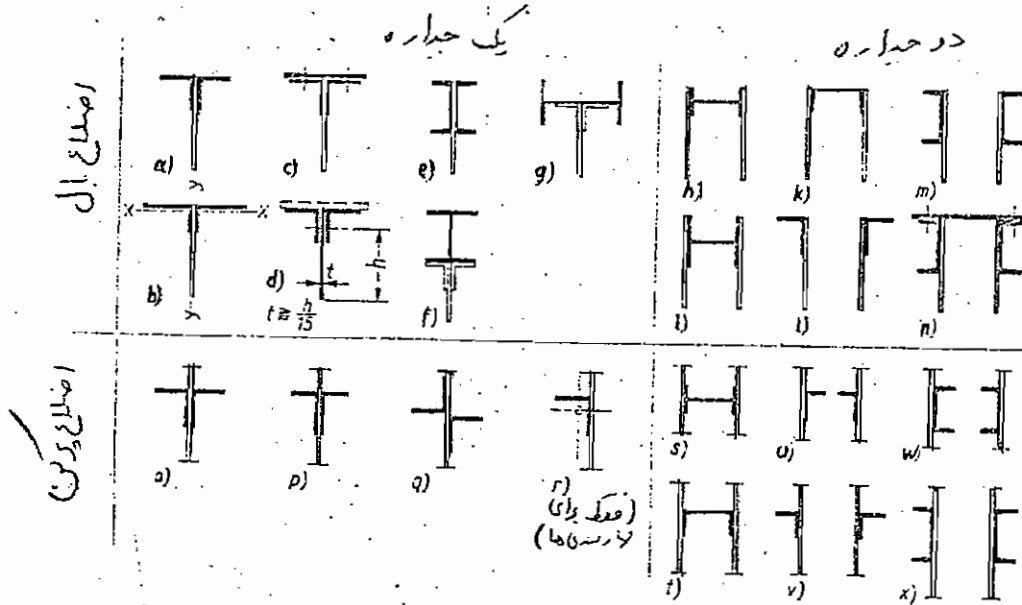
نیمرخ بالها. برای بزرگترین نیروی موجود در بال طراحی میشوند (بند ۱۲-۲) و در تمام طول بال از این نیمرخ استفاده میشود. تغییر نیمرخ بال در حمل اتصالات ساختمانی در نظر گرفته میشوند. طرز محاسبه و جریان نیروی این نوع خرپاها در بند ۱۲-۲ بیان شد.

رده بندی نیمرخ بکمک تقویت آن هزینه ساخت را بالا برده و معمولاً برای طولهای کوچک انجام میگیرند.

نیمرخ اضلاع پسرکننده (اضلاع قطری و قائم) هر یک برای خویش و برای نیروی مربوطه طراحی میشوند. سختی اضلاع کششی حدوداً " هم طراز سختی اضلاع فشاری انتخاب میشود تا از خرابی در مواقع حمل و نقل و نصب جلوگیری گردد. مقاطع عضوهای خرپا چنان انتخاب شوند که نگهداری آنها راحت باشد.

۱۳-۳-۲-۲ نیمرخ اضلاع خرپاهای پرچ شده

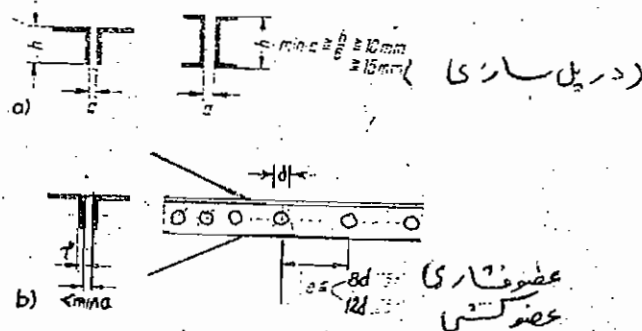
نیمرخهای مورد استفاده در عضوهای بال خرپاهای یک و دو جداره در شکل ۱۲-۳-۱۱ رسم شده اند. نمونه های a ، c نیمرخهای یکجداره بوده و نمونه های b ، g برای طول کمانش $Sk_y > Sk_x$ مناسب میباشد. نمونه c برای تقویت نیمرخ اصلی؛ نمونه d برای تقویت موضعی در صورت وجود لنگرهای اضافی بکار میرود اگر بطور کلی بالها لنگر خمشی میگیرند بهتر است از نمونه های e ، f استفاده گردد.



شکل ۱۲-۳-۱۱ نیمرخ اضلاع خرپاهای پرچ شده. (یک جداره = یک ورق اتصال بند، دو جداره = دو ورق اتصال بند)

نمونه‌های K, Z, h مورد استفاده در خرپاهای دو جداره برای ساختن ستونهای مشبک، و نمونه m با امکان تقویت و نمونه n برای خرپاهای حمل، بکار میروند.

نیمرخ اضلاع پرکن از نوع نمونه q استقامت کماتش بهتری داشته و راحت‌تر قابل نگهداری میباشد. در محلهاثیکه امکان زنگ زدگی بیشتر میباشد سعی شود که فاصله میان نمیرخها با اندازه کافی برای نگهداری باشد. در شکل ۱۲-۳-۱۱ محدودیت آئین نامه ای ذکر شده است. در غیر اینصورت فاصله دو نیمرخ بایستی در تمام طول بکمک ورفی پر شود (شکل ۱۲-۳-۱۱ b)



شکل ۱۲-۳-۱۱. تدابیر طراحی در محلهاثیکه خطر زنگ زده گی زیاد میباشد.

۱۲-۳-۲-۳. نیمرخ اضلاع خرپاهای جوش شده

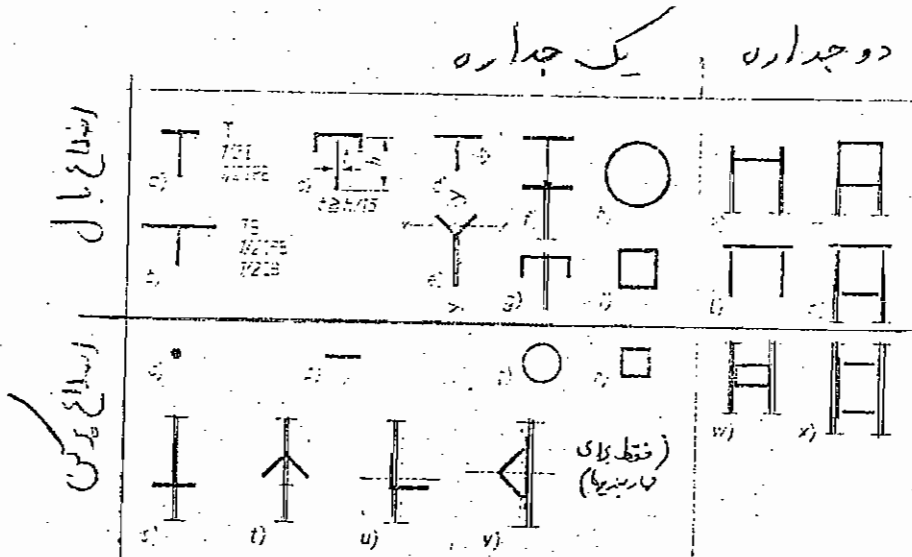
نیمرخ های بال مطابق نمونه های شکل ۱۲-۳-۱۱ را نمیتوان بخوبی جوش داد نیمرخهای بال معمولاً "چنان انتخاب میشوند که بتوان بانها اضلاع پرکن را یا بدون استفاده از ورق اتصال بند (شکل ۱۲-۳-۱۲) (i, h, d, b, a) نصب کرد یا اینکه با کوچکترین ورق اتصال ممکن و جوش مربوطه وصل کرد. نیمرخهای نمونه e, g برای طول کمانش $Sky > Skx$ اقتصادی بوده و نیمرخ نمونه f برای بالها تحت اثر لنگر خمشی اضافی مناسب میباشد برای عضوهای فشاری که دو جداره نصب میگرددند نیمرخ جعبه ای شکل نمونه X, W, n, m ارجحیت دارند چون لاغری آنها، حتی در حالت طول کمانش بزرگ، کوچک میباشد. در حالت های خاص از نمونه $\sqrt{m, l}$ استفاده میشود.

اضلاع پرکننده نمونه p, v دارای سختی فشاری خیلی کمی میباشد و فقط در

خرپاهای کم بار مورد استفاده قرار میگیرند (شکل) علاوه بر نیمرخهای شکل

۱۲-۳-۱۲

درزهاها گجوش شده از



شکل ۱۲-۳-۱۲. نیمرخ اضلاع خرپاهای جوش شده (نمونه های v تا x)

شکل ۱۲-۳-۱۱ هم قابل جوشکاری هستند.

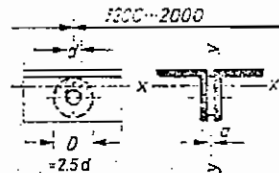
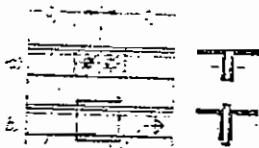
نیمرخهای دیگر هم استفاده میگردد.

۱۲-۳-۲-۴. طراحی اضلاع خرپا

اضلاع کششی :

محاسبه و کنترل تنش در اضلاع کششی در بخش ۵ جزوه به تفصیل بیان گردیده است برای اینکه تضعیف سطح مقطع ΔA در اثر سوراخها کوچک باشد نبشی با بالهای نازک انتخاب میشود. در صورت وجود پرچهای خزانه شده مقدار ΔA با اندازه ۲۵ درصد بیشتر منظور میشود.

برای افزایش سختی عضوهای کششی درموقع حمل و نصب، عضوهای متشکل از دو نیمرخ بکمک پرچهای مربوطه کننده (شکل ۱۲-۳-۱۴) با صفحه پرکن، یا با جوش به یک صفحه پرکن (شکل ۱۲-۳-۱۵) بهم وصل میشوند.



شکل ۱۲-۳-۱۴ اتصال عضوهای کششی متشکل از ۲ نیمرخ بهمديگر
 شکل ۱۲-۳-۱۵ صفحه پرکن برای اتصال عضوهای فشاری متشکل از ۲ نیمرخ بهمديگر

اگر پهنای بال نبشی بزرگ باشد و یا از نیمرخ نمونه e شکل ۱۲-۳-۱۱ استفاده گردد اتصال نیمرخها بهمديگر بکمک یک صفحه پرکن انجام میگيرد. (شکل ۱۲-۳-۱۵).

در صورت لاغر بودن اضلاع محدوديتهای ذکر شده در شکل ۱۲-۳-۱۴ کوچکتر میشوند. در تیرهای حامل جراثقال، اضلاع کششی مشابه اضلاع فشاری در دو انتها و در نقاط یک سوم بهمديگر وصل میشوند.

اضلاع فشاری

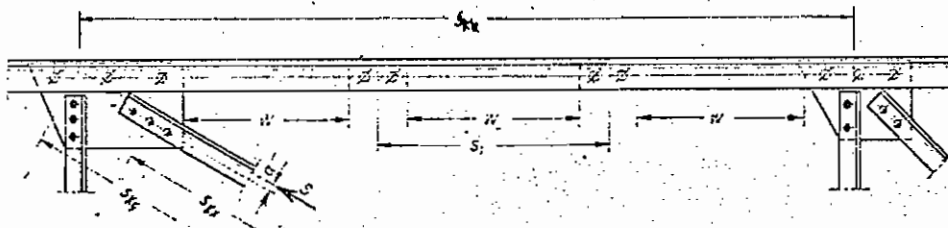
طراحی و محاسبه قطعات فشاری در بخش ۶ به تفصیل شرح داده شده طول کمانش هم در بخش نامبرده ذکر شده است و اکنون چند مثال دیگر در این زمینه بیان میشود طول کمانش بال خرپای شکل ۱۲-۳-۷ مساوی $S_{kx}=S$ میباشد که S طول حقیقی ضلع میباشد. طول کمانش اضلاع پرکن مساوی فاصله مرکز ثقلهای اتصالات در نظر گرفته میشود (شکل ۱۲-۳-۱۶)

$$S_{kx}=S_0$$

طول کمانش عمود بر صفحه خرپا

S_{ky} طول کمانش اضلاع پرکن برای کمانش عمود بر صفحه خرپا مساوی S طول شبکه آنها میباشد ($S_{ky}=s$) طول کمانش قطریها شبکه را هم دیگر را قطع میکنند، (شکل ۱۲-۳-۱۶) و یکی از آنها به فشار و دیگری به کشش کار میکنند و در نقطه تقاطع حداقل برای یک چهارم نیروی ضلع فشاری بهم وصل شده اند، مساوی فاصله بند تا نقطه تقاطع میباشد.

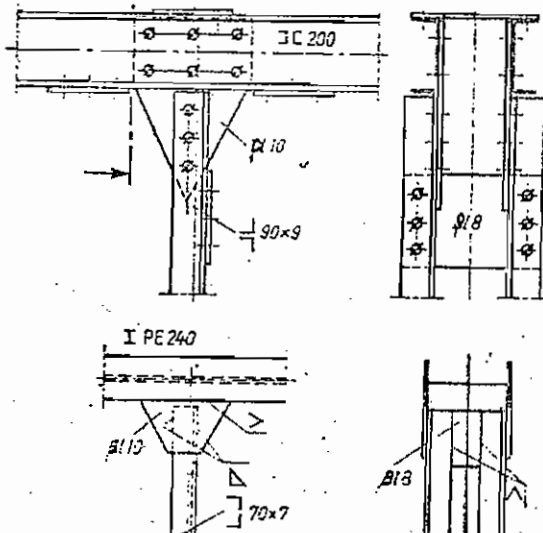
طول کمانش بالها مساوی فاصله تکیه گاه های جانبی میباشد. (S_{ky} = طول کمانش مهاربندیهای جانبی) در اینجا توجه شود که آن عده از لایه ها یا تیرچه ها میتوانند بالها را از حرکت جانبی باز نگه دارند که در بندها به یک مهاربندی وصل باشند.



شکل ۱۲-۳-۱۶ بخش صفحات بست

اضلاع فشاری متشکل از دو نیمرخ مشابه قاب تیرهای فشاری طرح و محاسبه میشوند (بند ۱-۶-۱۳) نیمرخها بکمک صفحات نسبت بهم دیگر وصل میشوند و S1 فاصله صفحات بست بایستی محاسبه و کنترل شود. نیمرخها بایستی حداقل در فواصل یک سوم بهم دیگر وصل شوند (شکل ۱۲-۳-۱۵) صفحات بست چنان در طول عضو پخش گردند که فاصله آزاد w برای تمام قسمتها یکسان باشد (شکل ۱۲-۳-۱۶). تعداد وسائک اتصال (پرچ یا جوش) بوسیله محاسبات بر اساس بند ۱-۶-۱۳ تعیین میگردد و هر صفحه بست بایستی حداقل بوسیله ۲ پرچ در هر ردیف یا جوش معادل نصب گردد استفاده از پیچ مجاز نبوده و فقط در موارد خاص میتوان از پیچهای قالب استفاده کرد. در خرپاهای دو جداره میتوان بجای صفحات بست از قابهای مشبک (بند ۳-۶-۱۳-۲) استفاده کرد. اتصال صفحات بست در دو انتهای عضو فشاری بایستی بکمک حداقل ۳ پرچ در هر ردیف یا جوش معادل انجام گیرد (شکل ۱۲-۳-۱۷) در عضوهای تکیه فاصله

نیمرخها از همدیگر



شکل ۱۲-۳-۱۷. صفحات بست انتهایی یک عضو فشاری دو جداره

کم میباید وظیفه صفحات بست انتهایی به ورق اتصال بند خرپا محول میشود و احتیاج به صفحات بست اضافی نمیباشد. اگر اتصال بکمک پیچهای خام انجام گیرد فاصله صفحات بست در دو انتها بملداری $0.75S1$ کاهش داده میشوند.

(شکل ۱۲-۳-۱۸)



شکل ۱۲-۳-۸ کاهش فاصله صفحات بست در دو انتهای عضو فشاری
 برای اتصال یکمک پیچهای خام

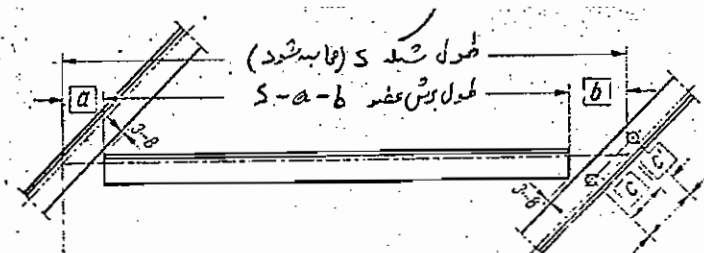
۱۲-۳-۳. طرحهای خرپا

۱۲-۳-۳-۱ نقشه های کارگاهی

برای اجرای خرپا احتیاج به نقشه های کارگاهی میباشد که به ترتیب زیر تهیه میشوند:

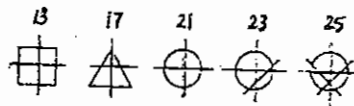
- ۱ - محاسبه طولهای شبکه خرپا
- ۲ - ترسیم شبکه خرپا در مقیاس ۱:۱۰ (د خرپاهای بزرگ ۱:۱۵) بوسیله خط و نقطه خطوط شبکه بایستی همدیگر را در یک نقطه (در بند خرپا) قطع کنند
- ۳ - ترسیم عضوهای خرپا، خطوط ثقل اعضا^{منطقی} با خطوط شبکه میباشد
- ۴ - ترسیم کلیه بندها در مقیاس ۱:۱ این ترسیم در اندازه حقیقی معمولاً بر روی کاغذهای محکم و اعلا انجام میگردد تا در کارگاه دوام بیاورد. از روی این ابعاد حقیقی فواصل دقیق و طول اضلاع رامیتوان با کمک فواصل a, b ما بین طول خرپا بدست آورد (شکل ۱۲-۳-۱۹) و اعضا را دقیق برید. طول برش عضو عبارت است از

$$\text{طول برش} = s - a - b$$



شکل ۱۲-۳-۱۹. محاسبه طول برش اضلاع خرپا

بازی مابین اضلاع در هر بند خرابا معادل ۳ الی ۸ میلیمتر انتخاب میشود. و طول برش اضلاع بر اساس ۵ میلیمتر روند میشود فاصله واصله اتصالات C و C' و هم چنین ابعاد ورق اتصال بعد از روی شکل خوانده و تعیین میگردد از نقشه های ابعاد حقیقی بعداً " در کارگاه بعنوان شابلون برای بریدن و سوراخ کردن ورقات اتصال بند و اعضا مورد استفاده قرار میگیرد. علائم اختصاری سوراخها در اندازه حقیقی در شکل ۱۲-۳-۲۰ رسم شده است.



شکل ۱۲-۳-۲۰ علائم اختصاری برای سوراخها در اندازه حقیقی (شکلهای تکمیلتر و DIN 487 رسم شده است)

- ۵ - انتقال بندها از ابعاد حقیقی بر روی نقشه های کارگاهی
 - ۶ - ترسیم جزئیات دیگر مانند لایه ها، اتصالات تیرها، اتصالات اعضا و اتصالات قطعات
 - ۷ - ترسیم نیمرخها بصورت تکمیل
- برای هر خرابا یک نقشه در مقیاس کوچک با ذکر طول و شماره و غیره رسم میشود.

۹

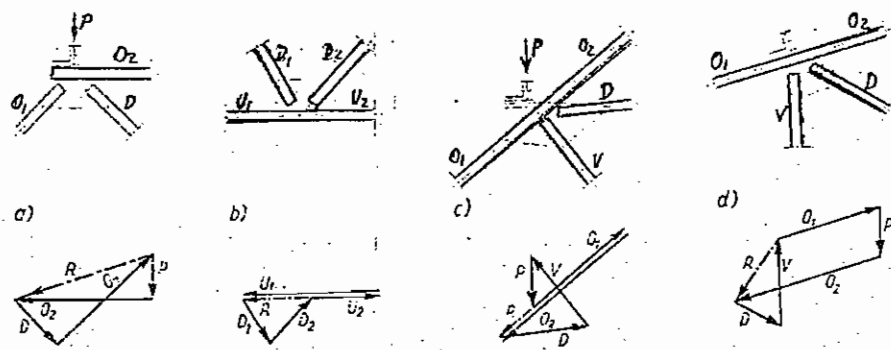
۱۲-۳-۲۰ . خرابای پرچ شده

اتصالات اعضا در بند خرابا

برای اتصال عضوهای خرابا از ورق اتصال بند استفاده میشود. عضوهای خرابا به کمک پرچ یا پیچ به ورق اتصال بند نصب میگردند. اتصالات چنان انجام گیرند که، علاوه بر انطباق خطوط شبکه خرابا، مرکز ثقل اتصالات ثقل با خطوط

بر روی خطوط شغل بیافتنند. در نیمرخهای متقارن هر دو خواست فوق امکان پذیر میباشد در اتصال نبشی‌ها معمولاً "خط شغل پرچها بر روی خط شغل عضو نمی افتد و تولید لنگری معادل $M=Sa$ می نماید (شکل ۱۲-۳-۱۶) که در محاسبه وائل اتصال تاثیر داده میشود که در بخش ۴ و ۵ مثالهایی در این مورد ذکر شده است.

طرز محاسبه اتصال عضوها و نیروهای موثر محاسباتی در ۱۲-۲ ذکر شد و در زیر مثالهای دیگری در این مورد ذکر میشوند. (شکل ۱۲-۳-۲۱)
 اضلاع پرکن بان نیروی مزبوطه نصب میشوند اضلاع بال اگر یکسره نباشند بان نیروی مربوطه اتصال میبندد در صورت وجود بار متمرکز در گره از R بر آیند عضو با اضافه بار متمرکز برای اتصال بال استفاده میگردد. (شکل ۱۲-۳-۲۱-a)
 R نیروی اتصال بالهای یکسره، در بندهای بدون بار متمرکز، مساوی تفاضل نیروی بالها (بطور مثال U_1-U_2) میباشد (نمونه b, c شکل ۱۲-۳-۲۱) اگر بار متمرکز یکمک بال یکسره انتقال داده میشود. R مساوی بر آیند تفاضل نیروی بالها با بار متمرکز میباشد (نمونه d)



شکل ۱۲-۳-۲۱. R نیروی اتصال بالهای یکسره خرپا به ورق اتصال بند

حد اکثر شیری اتصال

(maxR) بالها معمولاً از بارگذاری در کل خرپا ناشی نمیشود و بیشتر از بارگذاری بخشی از خرپا بدست میاید یعنی

$$\max R \neq \max u_1 - \max u_2$$

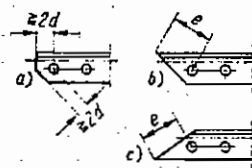
اگر محل بارهای زنده متغیر باشد (مانند پلها و تیرهای حمل جراثقال) احتیاج به خط تاثیر R میباشد (شبه شکل ۶-۲) تا بتوان maxR را بدست آورد. در ساختمانهای معمولاً میتوان بجای استفاده از خط تاثیر R بطور تقریبی از رابطه زیر استفاده کرد.

$$\max R = 1/200001/5 (\max u_1 - \max u_2)$$

انتخاب پرچها تعداد قطرهای سوراخ برای هر تیر به یک قطر محدود میشود تا از سوراخ کردن قطره‌های مختلف جلوگیری بعمل آید که اغلب باعث اشتباه میگردد.

کوچکترین قطر سوراخ ۱۳ میلیمتر میباشد و از اینجا پهنای حداقل بال نبشی به ۴۵ میلیمتر محدود میشود. در اضلاع پرکن معمولاً از بزرگترین قطر پرچ استفاده میشود تا تعداد پرچها زیاد نباشند در اضلاع بال قطر پرچها یک کمی کوچکتر انتخاب میشوند تا همردیف و هم اندازه بزرگترین قطر اضلاع پرکن باشد هر قسمت از عضو حداقل باید با دو پرچ یا پیچ نصب گردد. در مورد تعداد و ردیفهای پرچ به بند ۴-۱ مراجعه شود.

انتهای عضوها عمود بر عضو بریده میشوند بطور استثنائی اضلاع خوابیده نبشی هارا میتوان بصورت مایل برید که حالت صحیح آن را نمونه a و حالتهای غلط را نمونه b, c شکل ۱۲-۳-۲۲ نشان میدهد آن طرز برش معمولاً برای اضلاع پهنتر از ۷۵ میلیمتر مناسب میباشد.



شکل (a) برش

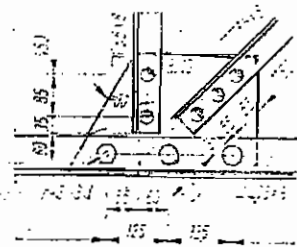
شکل ۱۲-۳-۲۲: برش مایل یک نبشی صحیح. (b, c) برش غلط

بجای قیچی

بریدن نمونه های c, b را بایستی آهن بر با استفاده از اره آهن بر برید که گرانتر تمام میشوند و علاوه بر آنها طول عضو بلا استفاده بزرگ شده و فاصله کناری e از مقدار مجاز تجاوز میکند.

ورق اتصال بند

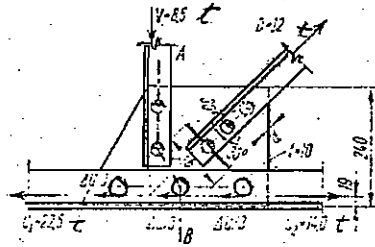
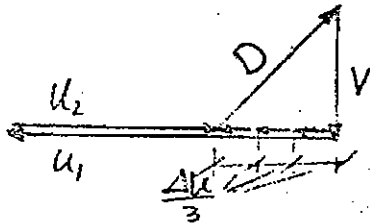
فرم ظاهری ورق اتصال بند بوسیله عضوهاثیکه بان متصل میشوند و هم چنین تعداد پرچها تعیین میشود. در عمل بدین شرح عمل میشود که بعد از آخرین پرچ یک دایره ای به شعاع $r=2d \dots 3d$ زده میشود (شکل ۱۲-۳-۲۳) و مماسهای این دایره ها خطوط کناری ورقها را تشکیل میدهند. گوشه ها و لبه های ورق اتصال بند ^{چنین بلیت داخل ابعاد عرضها قرار میگیرد. ورق اتصال بند} حتی الامکان فرم ساده داشته و از گوشه های زیاد جلوگیری گردد. و حداقل دو لبه موازی همدیگر داشته باشند. بطوریکه از یک تسمه ورق به پهنای لازم b بدون اصراف آهن ورقهای مطلوب بریده شوند (شکل ۱۲-۳-۲۴) توجه گردد که فرم ورق پخش نیرو تحت زاویه 30° درجه را باید تامین کند



شکل ۱۲-۳-۲۴. برش ورقهای اتصال بند از یک تسمه ورق به پهنای b

شکل ۱۲-۳-۲۳. بند ساده یک خرپا

مقاومت ورقهای اتصال بند بایستی همیشه کنترل گردد که در زیر چندین مثال ذکر میگردد و کلیات در این مورد در بند ۱۲-۲ بیان شد
 مثال ۱. تنشهای ورق اتصال بند در اشتهای یک ضلع قطری کنترل گردند (شکل ۱۲-۳-۲۵)



شکل ۱۲-۳-۲۵. کنترل تنش ورق اتصال بند از ST37 - بارگذاری عادی

چنانکه در بند ۱۲-۳ ذکر شد نیرو تحت زاویه ۳۰ درجه از اولین پرچ میباید

$$\sigma = \frac{D}{A_n \text{ ورق}} = \frac{D}{t(b-d)} = \frac{12}{1.0(12.7 - 1.7)} = 1.09t/cm^2 < 1.6$$

مثال ۲. تنشهای ورق اتصال بند شکل ۱۲-۳-۲۵ برای برش A-B کنترل گردد
 سطح مقطع خالص ورق در برش A-B بطور تقریبی برابر ۸۵ درصد سطح مقطع
 غیر خالص میباید.

$$A_n = 0.85 \times 1.0 \times 24.0 = 20.4 \text{ cm}^2$$

$$W_n = 0.85 \times 1.0 \times \frac{24.0^2}{6} = 81.6 \text{ cm}^3$$

تفاضل نیروی بالها: $U = U_1 - U_2 = 22.5 - 14.0 = 8.5$

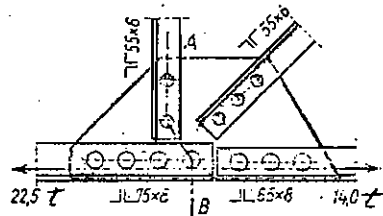
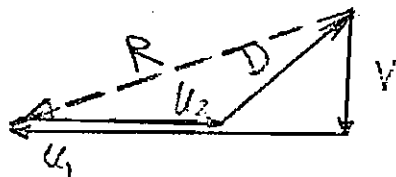
بر روی ۳ پرچ اتصال بال پخش میشود. تعادل نیروهای نشان میدهد که نیروی
 ورق نیروی $\frac{\Delta U}{3}$ ۲ اثر میکند. این نیرو به مرکز ثقل سطح مقطع ورق اتصال بند
 در برش A-B انتقال داده میشود.

$$2 \times \frac{\Delta U}{3} = 2 \times \frac{8.5}{3} = 5.67t$$

$$M = 5.67 \times \left(\frac{24.0}{2} - 1.9 \right) = 57.3 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{5.67}{20.9} + \frac{57.3}{81.6} = 0.278 + 0.702 = 0.980 < 1.6t/cm^2$$

مثال ۳. کنترل تنش ورق اتصال بند برای بال غیر یکسره (شکل ۱۲-۳-۲۶)
 چنانکه قبلاً در بند ۱۲-۲ بیان شد اگر بالها غیر یکسره باشند هر بال
 بایستی برای نیروی مربوطه خویش نصب گردد.



شکل ۱۲-۳-۲۶. افزایش تنش در ورق اتصال بند در بالهای غیر یکسره

نیروی موثر عبارتست از R با دو مولفه:

$$U_1 = 22.5t \quad , \quad V = 8.5t$$

و لنگر خارج از مرکزیت:

$$M = 22.5 \times \left(\frac{24.0}{2} - 1.9 \right) = 227.3 \text{ tcm}$$

$$\sigma = \frac{22.5}{20.4} + \frac{227.3}{81.6} = 3.88 = 4 \times 0.980 > 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau = 1.5 \frac{8.5}{20.4} = \quad < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

بطوریکه دیده میشود اگر بال یکسره نباشد تنشهای ورق حدود ۴ برابر شده
 و ورق دیگر مقاومت انتقال نیروهای اتصال را ندارد.

مثال ۴. تنشهای ورق اتصال بند در برش A-B کنترل شوند. (شکل ۱۲-۴-۲۷)

شکل ۱۲-۴-۲۷ کاهش تنشهای ورق اتصال بند بکمک اتصال قسمتی از بالها بهمدیگر

در اتصال شکل ۱۲-۴-۲۷ بالهائی آزاد نبشی بکمک یک ورق بهم دیگر وصل شده اند و سهم نیروی یک بال نبشی، یعنی نصف نیروی نبشی را انتقال می دهد. نصف دیگر نیروی نبشی بوسیله ورق اتصال بند انتقال داده میشود.
$$\frac{U_2}{2} = 7.0t$$
 با نیروی (U2-U1) جمع شده و به مرکز ثقل انتقال داده میشود.

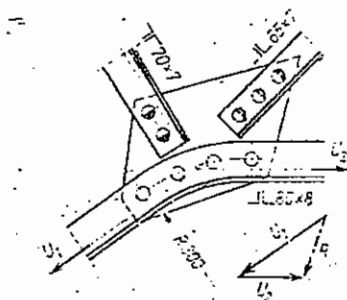
$$U = 7.0 = (22.5 - 14.0) = 15.5t$$

$$V = 8/5t$$

$$M = 15.5 \times \left(\frac{24}{2} - 1.9 \right)$$

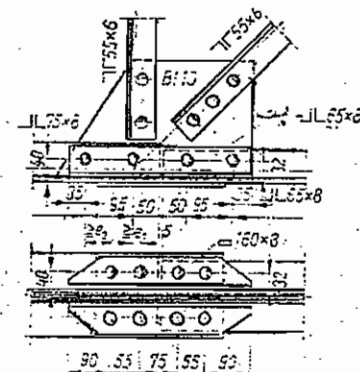
$$\sigma = \frac{15.5}{20.4} + \frac{M}{81.6} = 0.760t + \dots = > 1.6t/cm^2 \quad !$$

مشاهده میگردد که اتصال بالهائی آزاد نبشی ها کافی نیستند و نبشی ها باید کاملا " بهم دیگر وصل شوند. شکل ۱۲-۴-۲۸ اتصال فوق الذکر را بکمک دو نبشی L 65x8 نشان میدهد. کنترل های لازم پرچها و ورق اتصال بند بوسیله خواننده انجام گیرد.



شکل ۱۲-۳-۲۹. تیرهای پیش

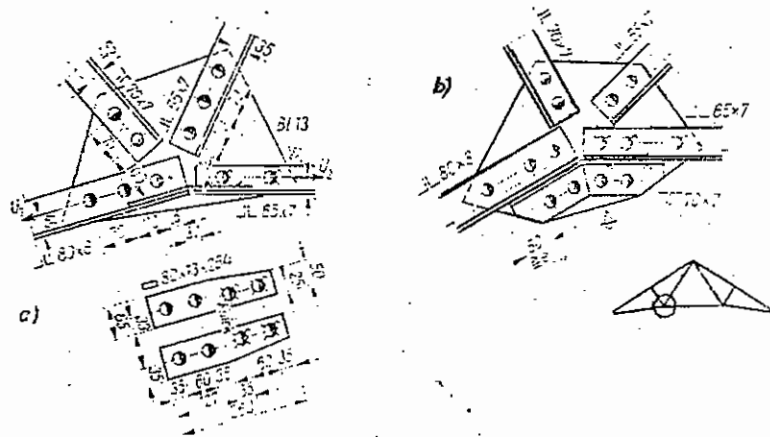
خمیده در محل بند خرپا



شکل ۱۲-۳-۲۸. اتصال کامل نبشیها بهم

دیگر در محل بند خرپا

بالهائیکه در محل اتصال خمیده و یا زانو دار هستند تولید نیروی زانو (تغییر زاویه) R (شکل ۱۲-۴-۲۹) می کنند که انتقال آن در بند ۱۲-۴-۲ ذکر شد در این گونه موارد بال بطور یکسره انتخاب شده و ورق اتصال بپند بصورت مستقیم (بدون تغییر زاویه) بریده میشود. ورق اتصال بپند نیابستی زوایای غیرلازم داشته باشند. اگر بال یکسره نباشد اتصال آنها در محل بپند بر اساس شکل ۱۲-۴-۳۰ انجام میگردد که در نمونه a فقط یک قسمت از نیروی بال بوسیله صفحه وصل، و در نمونه b تمام نیروی بال بوسیله نبشی های وصل انتقال داده میشود و از ورود نیروهای اضافی به ورق اتصال بپند جلوگیری میشود. انتقال کل

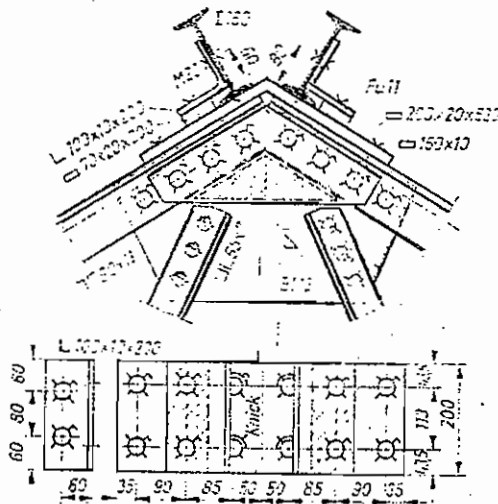


شکل ۱۲-۴-۳۰. بالها در محل زانو بکمک (a) ورق وصل.

(b) نبشی وصل بهم دیگر متصل میشوند.

نیروی بالها بهم دیگر، در محلهائیکه زاویه زانو زیاد است غیر قابل صرفنظر میباشد.

برای وصل بالها به هم دیگر همان قواعد ذکر شده در بخش ۴ تعیین کننده میباشند و اگر مقدار حداکثر e_2 از حدود ذکر شده در بخش ۴ تجاوز کرد، از عواقب آن چشم پوشی میشود. در راس خرپاهای سقف (شکل ۱۲-۴-۳۱) میبایستی ورق وصل اضلاع ایستاده بعمل میآید. ولی در مثال شکل ۱۲-۴-۳۱ این موضوع رعایت نشده است. علت اصلی آن بخاطر این است که لایه های راسی (I160) حدود ۴ میلیمتر کوچکتر از سایر لایه ها (I180) بودند و برای همطراز کردن کلیه لایه ها ورق وصل $200 \times 20 \times 520$ از طرف بالا نصب شده است و حال چون لایه ها هم روی این ورق وصل نشسته اند از طبقه آنها، تحت اثر نیروی فشاری، جلوگیری بعمل میآید. در شکل فوق الذکر باله های خوابیده نبشی هم بکمک دو ورق 160×10 بهم وصل شده اند.

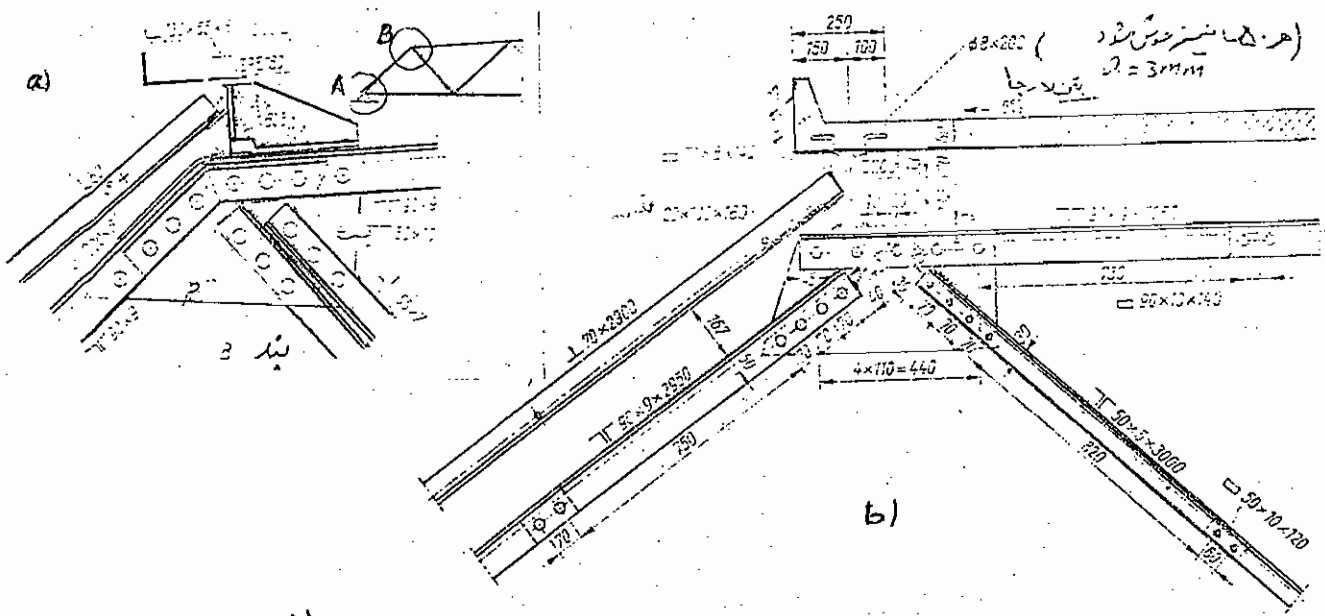


شکل ۱۲-۴-۳۱. وصل بالهای فشاری، در راس خرپا، بهم دیگر.

در گوشه روشنی خرپای دوزنقه ای، شکل ۱۲-۴-۳۲، نمونه a، ضلع مایل و بال روشنی بعنوان عضو یکسره، بعد از چاک دادن و خم کردن و بهم جوش دادن، بهم دیگر وصل شده اند. شکل ورق اتصال بپند هم آهنک با شکل خرپادار گوشه، بریده شده است. در نمونه b شکل نامبرده عضو مایل و عضو بال روشنی یکسره وصل نشده و تنشهای ورق اتصال بپند بیشتر از تنشهای موجود در نمونه a میباشد.

تکیه گاه خرپا برای جلوگیری از تغییر شکل تحت نیروهای متمرکز، و برای پخش نیروهای متمرکز عکس العمل به تکیه گاه، احتیاج به تقویت دارد (شکل ۱۲-۳-۳۳). برای انتقال نیروی قائم، ضلع مایل، قطعه عمودی تکیه گاهی نصب میشود. خط ثقل این قطعه عمودی باید خطوط ثقل اضلاع خرپا را در یک نقطه، در محل بند خرپا، قطع کند. خط ثقل این قطعه عمودی در تکیه گاه های بالشی بر روی خط تماس میافتد، و در تکیه گاه های سطحی از مرکز ثقل سطح تماس میگذارد.

شخهای 80x10x190 علاوه بر سخت کردن بند، یک قسمت از نیروی

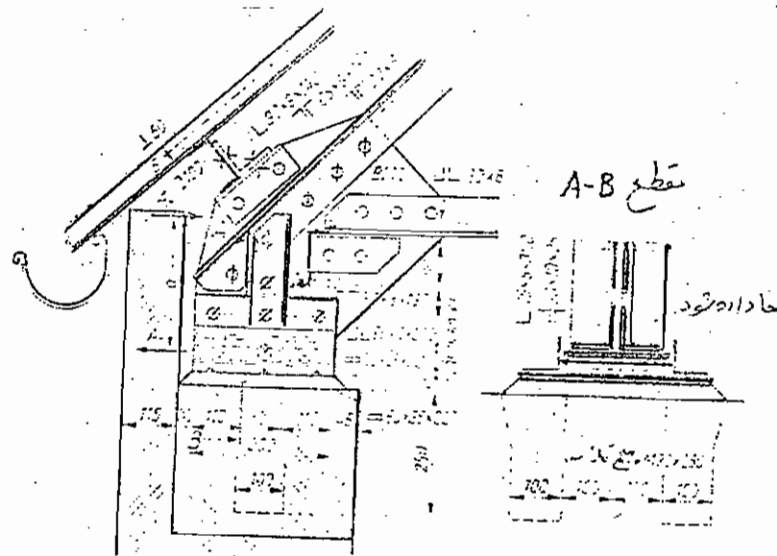


شکل ۱۲-۴-۳۲. بند B خرپای دودنقه ای. (a) بال بالاشی و ضلع مایل به طور یکسره بهم وصل شده اند. (b) اضلاع به طور مجزا و جداگانه به ورق اتصال بند وصل شده اند.

بال افقی را هم به ورق اتصال بند انتقال میدهند از طول اتصال ضلع افقی میبکاهند این شخ کننده ها از تغییر شکل ورق اتصال بند جلوگیری میکنند.

نسبتي هاي افقي $30 \times 9 \times 300$ پخش نيروي عكس العمل را بعهده گرفته و ورق اتصال بند را شخ كنند. ضخامت اين نسبتي ها بايستي مساوي ضخامت نسبتي هاي ضلع مايل خراب باشند. مؤلفه افقي عكس العمل تكيه گاهي (بطور مثال در اثر بادوزلزله وغيره) در محل گره شبكه اثر ميكند كه بكمك نگهدارنده هاي بالش تكيه گاهي به تكيه گاه انتقال داده ميشود. لنگر حاصله از اين انتقال يعني

$$M = Ah.a$$



شكل ۳۳-۳-۱۲ تكيه گاه يك خرابي دو زنگه اي

(بند A خرابي شكل ۳۳-۳-۱۲)

ما بين اضلاع خرابي تناسب سختي آنها پخش ميشود و بايستي بوسيله ورق اتصال بند و شخ كننده آن انتقال داده شود. از آنجائيكه اساس مقطع W_x اضلاع خرابي كوچك مي باشد و تنش هاي حاصله در اثر M بزرگ مي باشد بايستي سعي كرد مقدار a كوچك بماند.

در مهاربندی ساختمانهای بلند خطوط ثقل اضلاع مهاربندی و اسکلت فلزی همدیگر را معمولاً "در یک نقطه قطع نمیکنند" (شكل ۳۳-۳-۱۲) و معمولاً "اقتصادی تر از حالتی می باشد که همدیگر را قطع میکنند. این موضوع از

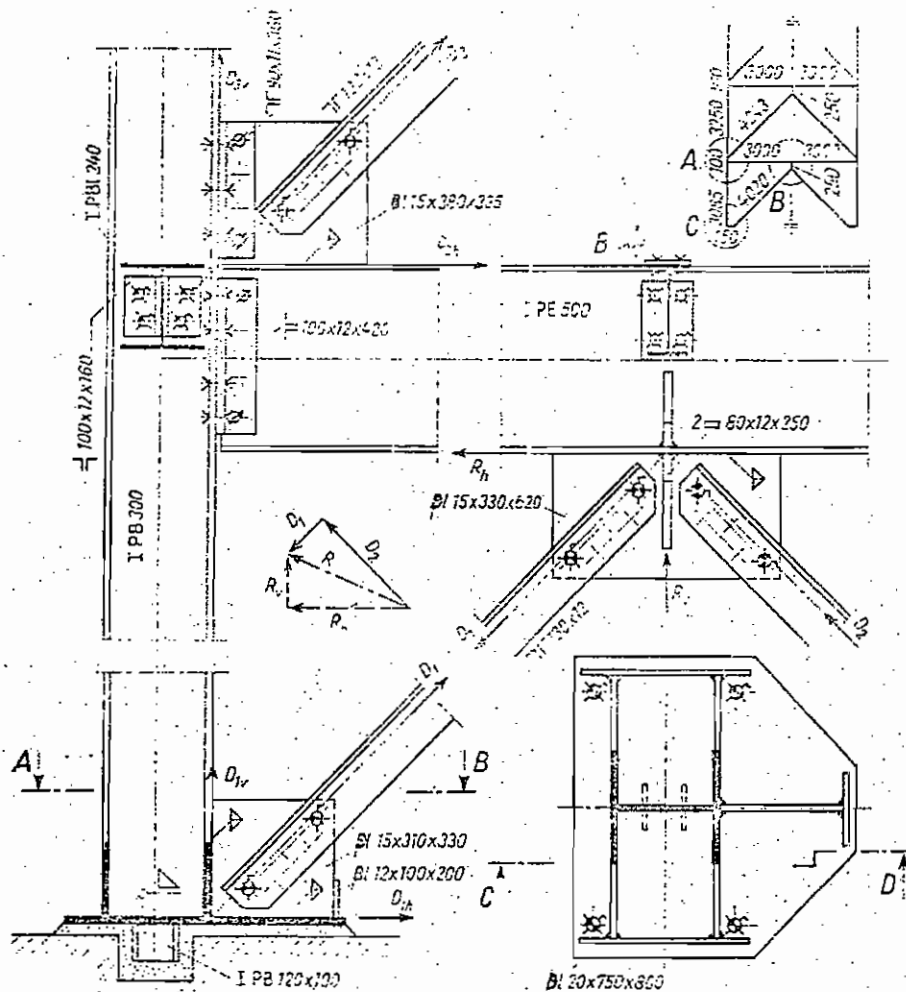
مقایسه شکلهای ۱۲-۳-۳۴ و ۱۲-۳-۳۵ مشاهده میگردد. اگر خط شغل اضلاع همدیگر را قطع کنند (شکل ۱۲-۳-۳۵) مولفه افقی اضلاع مهاربندی در مرکز شغل تیر افقی اثر میکند. نیروهای موثر به ترتیب زیر میباشند:

نیروی تیر: R_h, R_v
 نیروی ورق اتصال بند: $R_h, R_v, M = R_h \cdot \frac{h}{2}$

در حالت شکل ۱۲-۳-۳۴ که خطوط شغل همدیگر را در یک نقطه قطع نمی کنند نیروهای موثر عبارتند از:

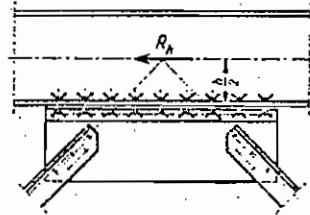
نیروی تیر: $R_h, R_v, M = R_h \cdot \frac{h}{2}$

نیروی ورق اتصال بند: R_h, R_v



بند C (تقاطع C-D)

تقاطع A-B



شکل ۱۲-۳-۳۵. در مهار بندیهای بترتیب شکل ۱۲-۳-۳۴ اگر مرکز ثقل اضلاع یکدیگر را در یک نقطه قطع کنند، طول وسختی لازم ورق اتصال بند بیشتر می‌گردد.

از مقایسه دو حالت فوق استنباط می‌شود که لنگر اضافی M می‌تواند بر راحتی بوسیله تیر افقی حمل گردد در صورتیکه در حالت دوم، که ورق اتصال بند آن تحمل می‌کند، احتیاج به ورق اتصال بند بزرگتر با سختی بیشتر می‌باشد.

در بند C, A شکل ۱۲-۳-۳۴ نیمرخ قطریها متقارن بوده و در صفحه تقارن سیستم خرپا قرار دارند. نیروهای موثر در تیر افقی علاوه بر R_h ، R_v ،

$$M = R_h \cdot \frac{h}{2}$$

$$M_0 = R_v \cdot \frac{l}{4}$$

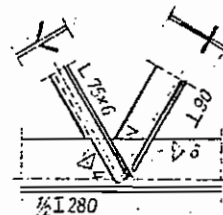
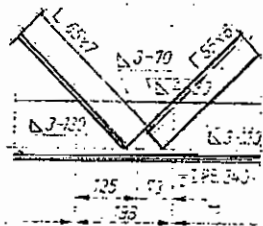
یک لنگر دیگری در اثر R_v در آن بوجود می‌آید یعنی: که در آن l طول تیر افقی می‌باشد. $D_1 h$ مولفه افقی نیروی مهاربندی در پای خرپا، نقطه C ، بکمک IPB120 به شالوده انتقال داده می‌شود. که البته می‌توان بجای آن از میله مهار هم استفاده کرد.

۱۲-۳-۳-۳۰۳. خرپاهای جوش شده

بالهای شکل T

جان نیمرخ بالهای خرپا که از شکل T تشکیل یافته است (شکل ۱۲-۳-۳-نمونه a الی d)

بایستی ارتفاع لازم برای جوش اضلاع پرکن به آنها را داشته باشد (شکل ۱۲-۳-۳۶ و ۳۷) چون جوش اضلاع پرکن اغلب در دو طرف جان انجام میگیرد، لازم است که ضخامت جان از ۶ میلیمتر کمتر نباشد. از اینجا نتیجه گیری میشود که نیمرخ بال حداقل IPE240 یا INP160 $\frac{1}{2}$ --- میتواند باشد.



شکل ۱۲-۳-۳۷. مرکز شغل اضلاع

شکل ۱۲-۳-۳۶. وصل مستقیم اضلاع پرکن به جان:

پرکن خارج از صفحه خرپا قرار دارند

نیمرخ ضلع بال

در صورت بزرگ بودن نیروهای اضلاع پرکن احتیاج به یک ورق اتصال بند میباشد. ورق اتصال بند بکمک جوش لب به لب به بال خرپا میشود و ضخامت آن مساوی ضخامت جان بال میباشد (شکل ۱۲-۳-۳۸ و ۳۹) هزینه این جوش، در صورتیکه احتیاج به سنگ زدن و صاف و هم سطح نمودن آن باشد زیاد میشود (شکل ۱۲-۳-۳۸ و ۳۹). برای جلوگیری از قطع جوش بهتر است که جوش اضلاع پرکن در نزدیکی جوش ورق اتصال بند قطع شود.