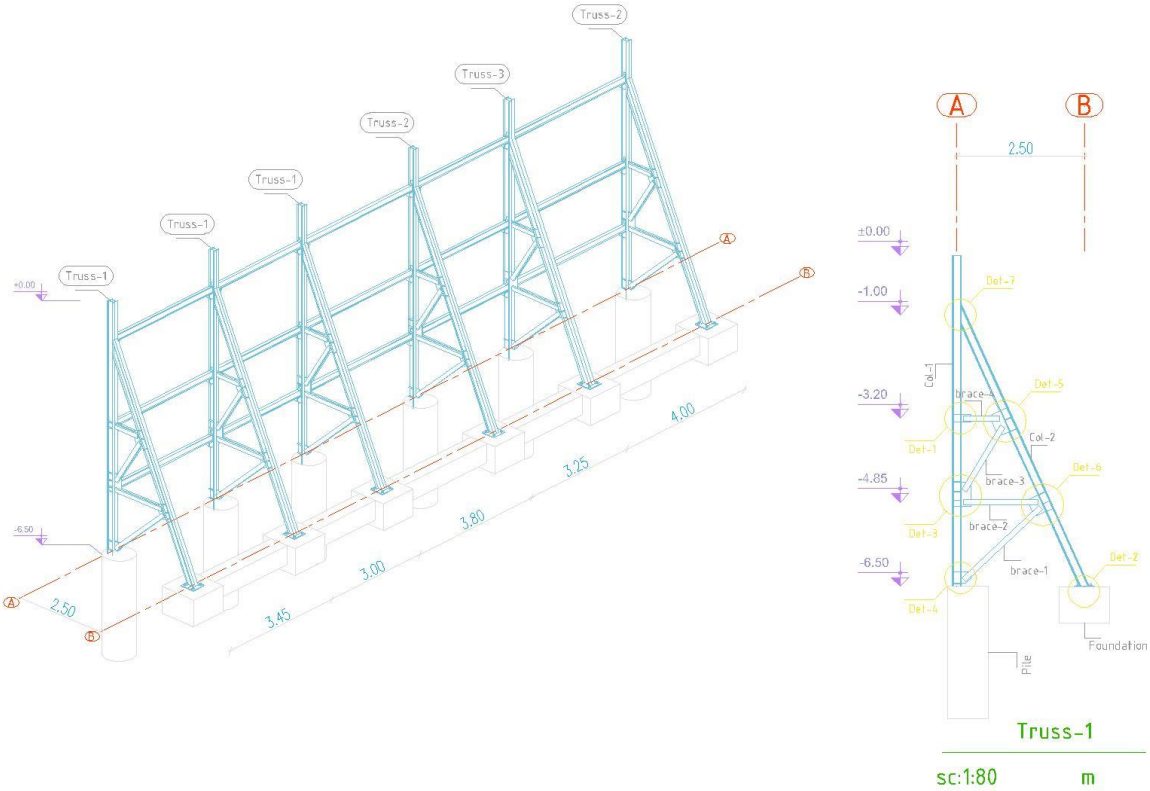
طراحی سازه نگهبان خرپایی

محاسب :

سعید حجتی



فهرست

1 **طراحی سازه نگهبان خرپایی** ۱

۱.۱ ویژگی های مکانیکی خاک ۱

۱.۲ ویژگی های مکانیکی بتن و فولاد ۱

۱.۳ بار های طراحی ۱

1.3.1 فشار جانبی خاک ۱

۱.۳.۲ فشار سازه کنار گود ۲

۱.۴ ارزیابی خطر گود ۳

۱.۵ هندسه گود ۳

۱.۶ تحلیل و طراحی خرپای سازه نگهبان ۵

۱.۷ طراحی شمع زیر عضو عمودی خرپا ۶

۱.۷.۱ طراحی برای نیروی برشی ۶

۱.۷.۲ طراحی برای نیروی محوری (کششی) و لنگر خمشی ۶

۱.۷.۳ طراحی شمع برای مقاومت در برابر بلند شدگی ۷

۱.۷.۴ طراحی برش گیر های عضو قائم در شمع بتنی ۸

۱.۷.۵ کنترل تنش خاک زیر شمع ۸

۱.۸ طراحی فونداسیون عضو مایل ۹

۱.۸.۱ طراحی فونداسیون عضو مایل برای برش ۹

۱.۸.۲ طراحی فونداسیون برای خمش ۱۰

۱.۸.۳ کنترل تنش مجاز خاک زیر فونداسیون ۱۰

۱.۸.۴ طراحی تیر رابط بین دو فونداسیون متوالی خرپا (باسکولی) ۱۰

۱.۹ کنترل لغزش سازه نگهبان خرپایی ۱۱

۱.۹.۱ نیروی محرک ۱۱

۱.۹.۲ نیروی مقاوم ۱۲

۱.۱۰ طراحی شبکه میلگرد شاتکریت ۱۲

۱.۱۱ طراحی اتصالات سازه خرپایی ۱۳

۱.۱۱.۱ طراحی اتصال عناصر میانی خرپا به یال مایل ۱۳

۱.۱۱.۲ طراحی بیس پلیت یال مایل خرپا ۱۷

۱ طراحی سازه نگهبان خرپایی

در این نوشتار سعی می شود طراحی سازه نگهبان برای گود h = ۶/۵ متری با سربار ناشی از ساختمان سه طبقه بتنی مجاور تشریح شود. بار های وارده به سازه نگهبان استخراج و در نرم افزار ایتبس تحلیل می شود. جزئیات طراحی فونداسیون سازه نگهان بعلاوه نکات اجرایی شرح و بسط داده خواهد شد. همچنین سازه نگهبان در نرم افزار پلکسیس (Plaxis 3D) مدل سازی شده و رفتار سازه نگهبان به ظور دقیق تر بررسی می شود.

۱/۱ ویژگی های مکانیکی خاک

مشخصات مکانیکی خاک مطابق با نزدیکترین پروژه مطالعات ژئو تکنیکی در منطقه احداث ساختمان برداشت شده است.
سازه مورد بحث در کرمان که عموما دارای خاک رسی است قرار دارد و مشخصات خاک از قرار زیر است.

$$C_u = 22\ {}^{kN}/_{m^2},\quad \varphi = 18^0,\qquad \gamma_{dry} = 17.5\,{}^{kN}/_{m^3},\qquad \gamma_{sat} = 18.5\ {}^{kN}/_{m^3}$$

$$E = 13000\ {}^{kN}/_{m^2}\ ,\ \upsilon_s = 0.2\ ,\ \text{تراز اب زیر زمینی} = 25\ m$$

۱/۲ ویژگی های مکانیکی بتن و فولاد

$$E_s = 20.2\ E\ 7\ {}^{kn}/_{m^2}\ ,\qquad E_{Con} = 25\ E\ 6\ {}^{kn}/_{m^2},\qquad \upsilon_s = 0.3,\qquad \upsilon_{Con} = 0.15$$

۱/۳ بار های طراحی

بار های طراحی شامل دو بخش فشار جانبی خاک و فشار جانبی سازه کنار گود می باشد. فشار جانبی خاک تابعی از ارتفاع خاک است و توزیعی مثلثی دارد و فشار ناشی از سازه کنار گود توزیعی یکنواحتی در دیواره گود خواهد داشت.

۱/۳/۱ فشار جانبی خاک

به دلیل اینکه سازه نگهبان سازه ای موقت به جهت تحمل بار افقی ناشی از رانش احتمالی خاک می باشد از اعمال بار های لرزه ای صرف نظر می شود ولی در طراحی دیوار های حائل باید اثر لرزه ای نیز لحاظ شود. فشار قائم خاک از حاضلضرب جرم حجمی خاک در ارتفاع ستون خاک بدست می اید. برای تبدیل کردن فشار قائم خاک به فشار افقی نیازمند اگاهی به ویژگی های مکانیکی خاک مثل چسبندگی و اصطکاک ذرات خاک می باشیم. عملکرد خاک در این مقوله شباهتی به مایعات از جمله اب دارد. همان طور که می دانیم فشار هیدرو استاتیک اب در همه جهات یکسان است به این معنی که فشار افقی و قائم آب به یک اندازه است ولی در خاک اینگونه نیست و فشار افقی ضریبی از فشار قائم است و تابع ویژگی های مکانیکی و سه حالت سکون، اکتیو و پسیو بودن خاک دارد.

فشار سکون خاک به حالتی گفته می شود که دیوار حائل یا سازه نگهبان دارای حرکت افقی نیست. به این معنی که حرکت افقی دیوار حائل مقید شده است. فشار اکتیو یا فعال خاک به حالتی اطلاق می شود که دیوار حائل در جهت خلاف توده خاک حرکت کند. فشار مقاوم یا پسیو خاک به حالتی گفته می شود که دیوار حائل به سمت توده حاک حرکت کند.

در سازه نگهبان خرپایی بدلیل اینکه جابه جایی افقی در خلاف جهت توده خاک بوقوع می پیوندد و مقدار ان از۰/۰۰۰۰۰۵ (بند ۷-۵-۴-۲-۱ ، م ۷) ارتفاع گود بیشتر خواهد بود (در حدود ۰/۲۵ میلیمتر) برای محاسبه فشار جانبی خاک از حالت محرک یا اکتیو استفاده میکنیم. ضریب فشار محرک رانیکن برابر است با :

$$k_a = \frac{1-\sin(\varphi)}{1+\sin(\varphi)} = 0.52, \qquad \gamma = \text{جرم حجمی خاک}, \qquad Q = \text{سربار ناشی از سازه}$$

فشار جانبی محرک رانکین برابر است با :

$$\sigma_s = \gamma h k_a$$

۱/۳/۱/۱ فشار ناشی از چسبندگی خاک

$$\sigma_{Cohision} = -2C_u\sqrt{k_a}$$

۱/۳/۲ فشار سازه کنار گود

فشار جانبی ناشی باز سازه کنار گود توزیعی یکنواخت خواهد داشت که از قرار زیر است:

$$\sigma_L = Qk_a$$

بار Q ناشی از سربار گود باید بر اساس جزئیات بارگذاری سازه مجاور بدست بیاید. سازه مجاور در این پروژه یک ساختمان سه طبقه بتنی است. بار های ثقلی سازه از نوع زنده و مرده هستند که بصورت ضریبدار محاسبه می شود. یشترین دو مقدار زیر باید بعنوان سربار در نظر گرفته شود.

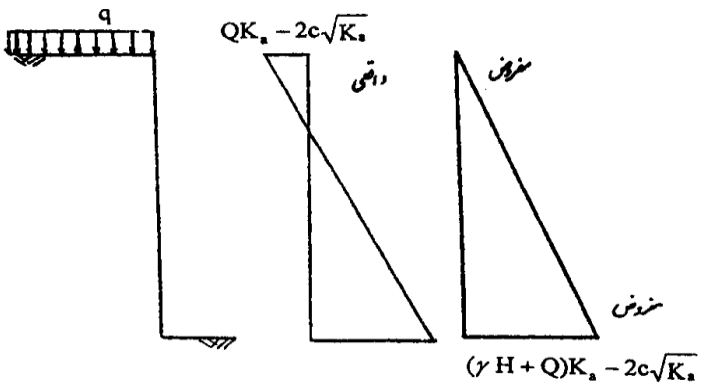
$$1.4D, \qquad 1.2D + 1.6L$$

بار Q برابر با مقدار زیر بدست امده است.

$$Q = 39\ {}^{kn}/_{m^2}$$

با جمع سه فشار افقی فوق خواهیم داشت.

$$\sigma_x = \sigma_s + \sigma_L + \sigma_{Cohision} = (\gamma h k_a + Qk_a) - 2C_u\sqrt{k_a} = (17.5 \times 5.5 \times 0.52 + 39 \times 0.52) - 2 \times 22 \times \sqrt{0.52} = 38.60$$



همانطور که از شکل توزیع نیروی جانبی بر دیواره گود مشخص است از اثر چسبندگی در لایه های بالایی گود صرف نظر می شود (جهت اطمینان) و توزیع مثلثی با قاعده σ_x جایگزین می شود.

۱/۴ ارزیابی خطر گود

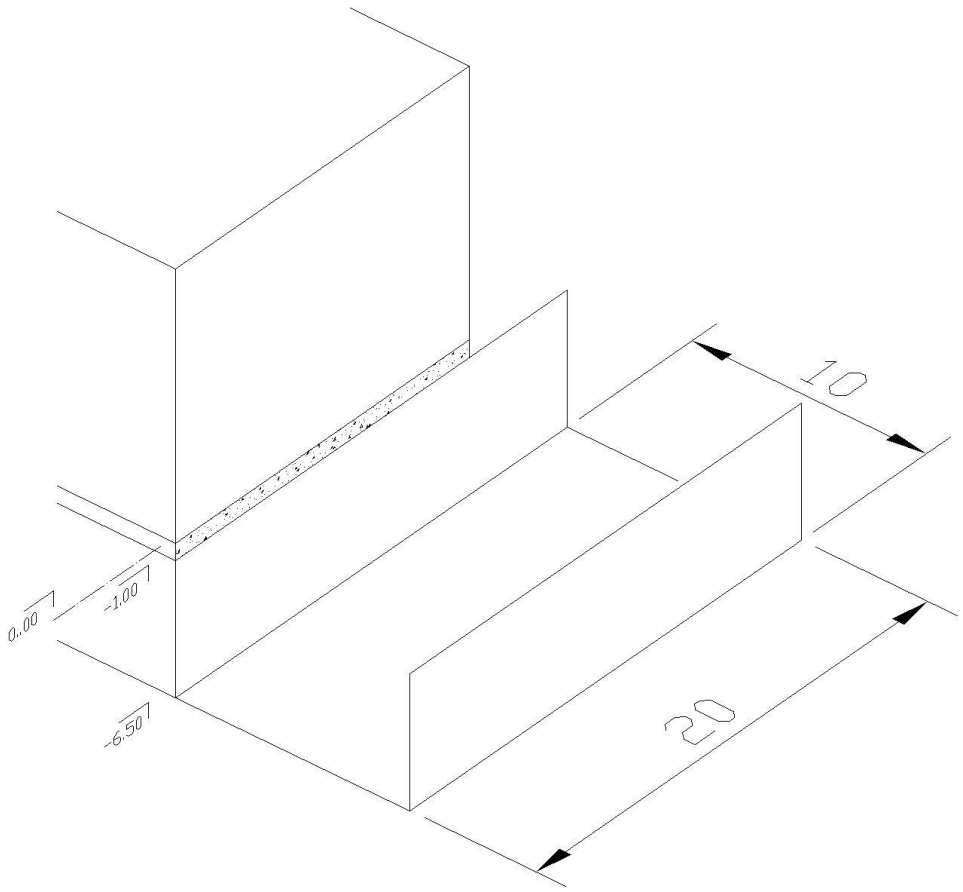
عمق بحرانی گودبرداری h_c از رابطه زیر بدست می آید. (بند ۷-۳-۴-۱ ، م۷)

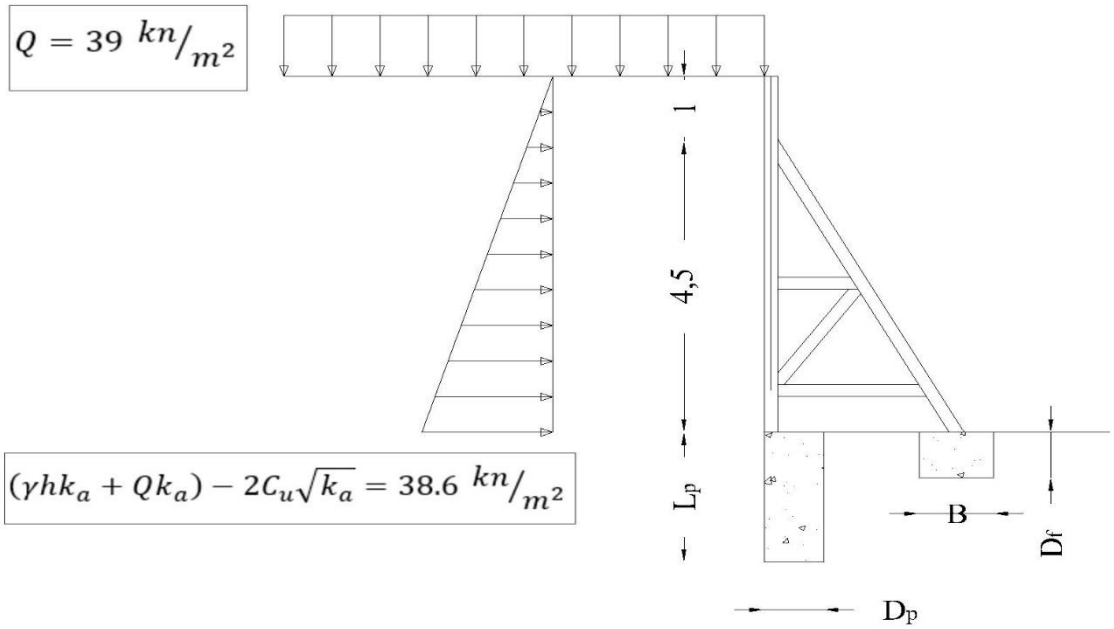
$$h_c = \frac{2C_u}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{Q}{\gamma} = \frac{2 \times 22}{17.5 \times \sqrt{0.52}} - \frac{39}{17.5} = 1.25\ m, \qquad \frac{h}{h_c} = 4.4 > 2 \rightarrow \text{خطر خیلی زیاد}$$

گود دارای خطر خیلی زیاد است و باید از سازه نگهبان برای مهار موقت گود استفاده شود.

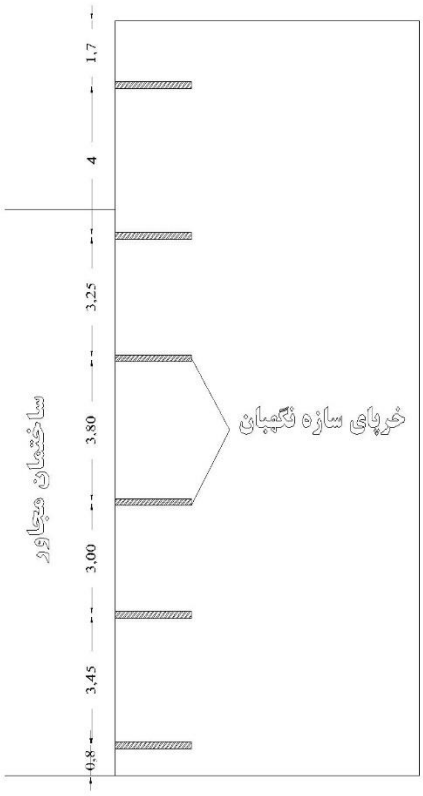
۱/۵ هندسه گود

گود دارای عمق ۵/۵ متر از زیر فونداسیون سازه مجاور می باشد. مجموعا کف گود دارای ۶/۵ متر عمق از تراز صفر می باشد. اگر سازه مجاور دارای اسکلت و فونداسیون متعارف باشد برای محاسبات و قرار گیری سازه نگهبان میتوان عمق گود را از زیر فونداسیون سازه مجاور لحاظ کرد اما اگر سازه مجاور دارای فونداسیون و اسکلت متعارف نباشد بهتر است عمق گود را از تراز صفر لحاظ کرد.





به هر خرپای سازه نگهبان (در هر متر طول عمود بر صفحه خرپا) نیروی افقی مطابق با شکل وارد می شود. مشخصات هندسی خرپا شمع زیر المان قائم و فونداسیون المان مورب نیز مشخص شده است.



مکان یابی خرپاهای باید با توجه به جانمایی ستون های سازه و رعایت حداکثر فاصله ۴ متر صورت گیرد. مکان یابی خرپاها باید بگونه ای باشد که مانعی برای اجرای ستون های سازه نباشد. در شکل صفحه قبل مکان خرپاها و فاصله هر خرپا مشخص شده است. بدلیل اینکه سازه مجاور (سربار) تا ۱۵ متر طول گود ادامه دارد در مابقی طول گود فاصله خرپا بیشتر در نظر گرفته شده است و در حوزه سازه مجاور فاصله خرپاها متراکمتر است.

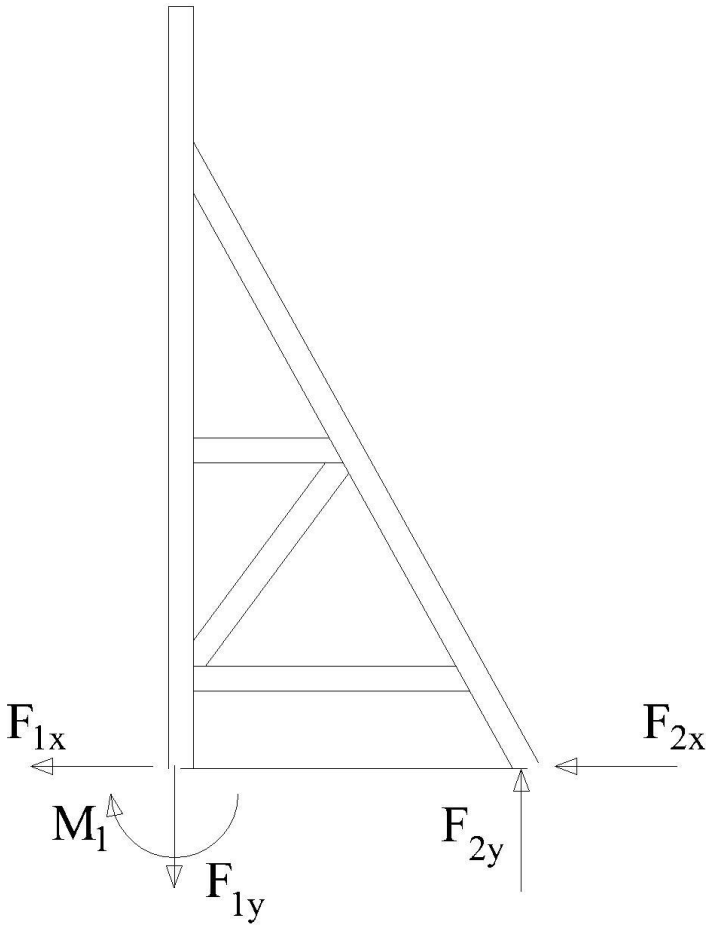
۱/۶ تحلیل و طراحی خرپای سازه نگهبان

تحلیل خرپا با استفاده از نرم افزار ایتبس صورت می گیرد. برای مشاهده روند تحلیل و طراحی در نرم افزار ایتبس به لینک زیر مراجعه کنید.

لینک ویدئو آموزشی مدل کردن سازه نگهبان خرپایی در ایتبس

خرپاها در سه تیپ طراحی می شوند قسمت با سربار (سازه مجار) و بدون سربار (بدون سازه مجاور) بیشترین عرض بارگیر در قسمت با سربار برابر ۳/۴ متر می باشد. با ضرب کردن این عدد در ۳۸/۶ ، نیروی یکنواخت (توزیع مثلثی) وارد بر خرپا در عمق برابر با ۱۳۲ کیلونیوتن بر متر خواهد بود. همین نیرو در نرم افزار ایتبس به خرپا اعمال می شود.

همچنین خرپاها برای دو معیار جابجایی حداکثر و مقاومت اجزای آن کنترل می شود. **به جهت اینکه جابه جایی گود نباید از حدی بیشتر باشد که به سازه های مجاور صدمه ای وارد شود خرپاها باید برای حداکثر جابه جایی ۷ میلیمتر کنترل شوند.** (معیار جابه جایی) همچنین اعضای خرپا باید بتوانند در محدوده الاستیک نیروهای وارده را تحمل کنند. (معیار مقاومت)



۱/۷ طراحی شمع زیر عضو عمودی خرپا

برای انتقال نیروی های وارد بر عضو عمودی خرپا این عضو در یک شمع بتنی امتداد میابد. طول امتداد یافته باید قادر به انتقال نیروی کششی و لنگر باشد. همچنین چسبندگی شمع و خاک اطراف باید جوابگوی نیروی کششی وارده باشد.

$$F_{1x} = 25\,T, \qquad F_{1y} = -30\,T, \qquad M = -4\,T.M$$

نیروی F_x برشی وارد بر شمع، F_Z نیروی کششی وارد بر شمع و M لنگر خمشی.

۱/۷/۱ طراحی برای نیروی برشی

بدلیل اینکه شمع زیر عضو عمودی با مقطع دایره ای است نوع خاموت مورد استفاده نیز باید دایره ای باشد.

$$D_p = 80\,cm \rightarrow d = \text{عمق موثر} = 800 - 75 = 725\,mm, \qquad b_w = 80\,cm, \qquad f_c = 25\,Mpa$$

$N_u = F_x$ طبق بند ۹-۱۵-۳-۱-۳ مبحث نهم نیروی برشی تامین شده توسط بتن برابر است با:

$$V_c = v_c\left(1 + \frac{N_u}{3A_g}\right)b_w d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times \left(1 + \frac{-29.4E4}{3 \times 50.2E4}\right) \times 800 \times 725 = 303\,kn$$

$$V_c < 1.75 v_c\left(\sqrt{1 + \frac{N_u}{3A_g}}\right)b_w d \rightarrow O.K \text{ برقرار است}$$

$V_u = 24.5E4 < V_c = 30.3E4 \rightarrow$ اما $V_u > 0.5V_c \rightarrow$ ارماتور حداقل برشی نیاز است

طبق بند ۹-۱۵-۶-۳-۱ مبحث نهم حداقل ارماتور برشی مورد نیاز برابر است با:

$$A_{sv,min} = 0.06\sqrt{f_c}\frac{b_w S}{F_y} \rightarrow \text{با فرض } S = 180\,mm, \qquad A_{sv,min} = 108\,mm^2 \rightarrow \emptyset 12@180$$

دقت داشته باشید اگر قطر شمع در ادامه محاسبات تغییر کرد باید محاسبات این بخش با قطر جدید دوباره انجام شود.

۱/۷/۲ طراحی برای نیروی محوری (کششی) و لنگر خمشی

شمع عضو عمودی خرپا در مقابل نیروی محوری کششی و لنگر خمشی بصورت ستون عمل میکند و میتوان از نمودار های در همکنش نیروی محوری و لنگر خمشی استفاده کرد. منحنی اثر توام نیروی محوری کششی و لنگر خمشی برابر زیر است:

$$\frac{N_r}{N_o} = 1 - \frac{M_r}{M_o}, \qquad N_r, M_r = \text{نیروی محوری کششی مقاوم نهایی و لنگر خمشی مقاوم هستند}$$

$N_o, M_o =$ نیروی کششی مقاوم نهایی تحت بار کششی خالص و لنگر خمشی مقاوم نهایی مقطع تحت خمش خالص

میلگرد حداقل برای ستون های تحت فشار طبق بند ۹- ۱۴-۹-۱ یک درصد و برای قطعات تحت خمش طبق بند ۹-۱۴-۵-۲ برابر ۰.۳۵ درصد می باشد. بدلیل اینکه شمع تحت کشش محوری و لنگر خمشی است میتوان از قسمت دوم استفاده کرد ولی بدلیل ماهیت ستونی شمع بهتر است حداقل میزان ارماتور محوری را یک درصد در نظر گرفت.

با فرض یک درصد ارماتور حداقل ظرفیت کششی شمع تحت نیروی کششی خالص برابر است با :

$$N_o = \varphi_s f_y A_s = 0.85 \times 400 \times 0.01 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 800^2\right) = 1.7E6\ N$$

برای بدست ارودن طرفیت خمشی مقطع شمع تحت خمش خالص میتوان از نمودار های اندر کنش فشار و خمش (جلد یک مستوفی نژاد) با فرض نیروی فشاری صفر و $\rho = 0.01$ استفاده کرد. با استفاده از نمودار های ارئه شده در کتاب " سازه های بتن آرمه تالیف دکتر مستوفی نژاد " ظرفیت خمشی مقطع برابر مقدار زیر بدست امده است. :

$$\underline{M_o = 40.2E7\ N.mm}$$

$$N_r = F_{1y} = 30\ T = 294300\ N$$

$$\frac{N_r}{N_o} = 1 - \frac{M_r}{M_o} = \frac{294300}{1.7E6} = 1 - \frac{M_r}{40.2E7} \rightarrow\ M_r = 33.2E6\ N.mm = 33.88\ T.m > 4\ T.m\ OK$$

فرض یک درصد میلگرد برای شمع منطقی بوده است. اگر رابطه بالا ارضا نشد باید درصد میلگرد یا قطر شمع را بیشتر کرد تا زمانی که M_r از M بیشتر شود. یک درصد میلگرد برابر با زیر است :

14∅20

۱/۷/۳ طراحی شمع برای مقاومت در برابر بلند شدگی

نیروی کششی ایجاد شده در عضو قائم میتواند باعث بلند شدن شمع شود. نیرویی که در مقابل ان مقاومت می کند وزن شمع و اصطکاک شمع با خاک است. در حالتی که شمع پا فیلی باشد وزن خاک روی قسمت پا فیلی نیز شامل نیروی مقاوم می شود.

$T_u = P_s + W$, $T_u = F_{1y} = 30\ T$, $P_s =$ نیرویو اصطکاک در شمع , $W =$ وزن شمع

در حدس اولیه شمع را بدون پافیلی و طول شمع L_p را برابر ۲ متر در نظر گرفته ایم. برای محاسبه نیروی P_s داریم:

$$P_s = f_s A = (C_u + K\sigma \tan(\delta))A, \qquad \sigma = \gamma L_p = 17.5 \times 2 = 35\ {}^{kn}/_{m^2}\ , \qquad C_u = 22\ {}^{kn}/_{m^2}$$

$K = 1.75,$ $\delta =$ زاویه اصطکاک خاک و بتن $= \varphi = 18$, $A = L_p(\pi D_p) = 5.02\ m^2$

$$P_s = (22 + 1.75 \times 35 \times \tan(18)) \times 5.02 = 210\ KN = 21.5\ T$$

$$W = \frac{\pi D_p^2}{4} L_p \times 2500 = 2.5\ T \rightarrow\ P_s + W = 21.5 + 2.5 = 24\ T < 30T$$

همان طور که از محاسبات بالا نتیجه می شود وزن شمع و اصطکاک شمع با خاک جواب گوی نیروی ۳۰ تن کشش در پای عضو عمودی نیستند و شمع از داخل خاک بلند می شود. یا باید طول شمع زیاد شود یا شمع پا فیلی شود تا وزن خاک روی پافیلی به نیروی مقاوم اضافه شود. ما در این پروژه طول شمع را نیم متر اضافه می کنیم. L_p را برابر ۲/۵ متر در نظر میگیریم.

$P_s = 29.9\ T,$ $W = 3.14, \rightarrow\ P_s + W = 33.04 > 30$ قابل قبول است

۱/۷/۴ طراحی برش گیر های عضو قائم در شمع بتنی

بدلیل اینکه عضو قائم در شمع بتنی امتداد می یابد باید قادر باشد که نیروی کششی و لنگر خمشی را به بتن منتقل کند. این انتقال نیرو از طریق برشگیر هایی که روی جان تیر جوش می شوند انجام می شود. برای طراحی برشگیر ها طبق بند ۱۰-۲-۲-۶-۸ برش طولی مورد نیاز در مقاطع مختلط محاط در بتن به شرح زیر است:

$$V_u = P_u\left(1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}}\right), \qquad P_{no} = F_y A_s + 0.85 F_c A_c = 12.6E6\ N \rightarrow V_u = 2.90E5\ N$$

A_c مساحت مقطع بتنی (شمع)

A_s مساحت مقطع فولادی (عضو قائم امتدادیافته در شمع) 2IPE180

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی مطابق بند ب صفحه ۱۳۵ مبحث ۱۰ برابر است با :

$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)l_a\sqrt{f_c E_c} = 3.13E5\ N\ , U80 = 80\ , l_a = 120\ mm$ ناودانی

$V_u < Q_n$ برای نیروی سی تن برشگیر لازم نیست

برای نیروی کششی ۳۰ تن برشگیر لازم نیست اما بهتر است از عملکرد مختلط بتن و فولاد مطمئن شد به همین رو با فرض تسلیم شدن عضو قائم تعداد و اندازه برشگیر طراحی می کنیم. با فرض تسلیم مقطع فولادی :

$$P_u = F_y A_s = 194\ T \rightarrow\ V_u = 160\ T \rightarrow n = \frac{V_u}{Q_n} = 5\ use\ 3\ U80\ @1250\ on\ both\ sides$$

۶ عدد ناودانی ۸۰ با طول ۱۲ سانتی متر

۱/۷/۵ کنترل تنش خاک زیر شمع

برای کنترل تنش خاک زیر شمع و فونداسیون نیاز به دانستن تنش مجاز خاک داریم. دو راه برای بدست اوردن این تنش مجاز داریم ۱- گزارش ازمایش مکانیک خاک ۲- استفاده از رابطه زیر که البته در این رابطه همچنان نیاز به دانشتن مشخصات مکانیکی خاک داریم که یا باید از گزارش ازمایش مکانیک خاک استخراج شود یا از نزدیکترین پروژه که دارای گزارش ازمایش مکانیک خاک است مشخصات مکانیکی خاک برداشت شود.

$q_u = \dfrac{31}{\frac{\pi}{4} \times 0.8^2} = 61.67\ {}^{T}/_{m^2} = 604\ {}^{Kn}/_{m^2}$ حداکثر تنش زیر شمع

$q_{ult} = cN_cS_c + qN_q + 0.5\gamma B_f N_\gamma S_\gamma \rightarrow$

$\rightarrow 22 \times 1.3 \times 15.5 + 17.5 \times 5.5 \times 6 + 0.5 \times 17.5 \times 1 \times 3.9 \times 0.6 = 1041\ {}^{KN}/_{m^2} = 10.5\ {}^{Kg}/_{cm^2}$

$q_{ult} > q_u$ ابعاد شمع جوابگو است. ضریب اطمینان حدودا برابر با ۱/۵ است.

۱/۸ طراحی فونداسیون عضو مایل

فونداسیون تحت دو نیروی برشی و محوری است که مقادیر انها ناشی از تحلیل ایتبس برابر با زیر بدست امده است:

$F_{2x} = -12\,T, \qquad F_{2y} = 31\,T$ فشاری

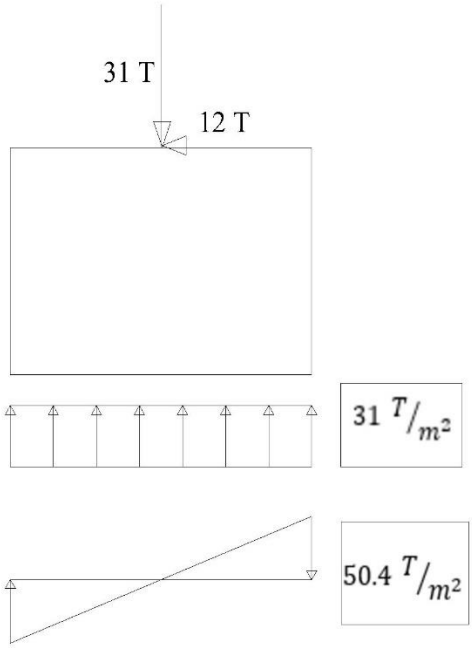
با توجه نیروی های فوق تنش زیر فونداسیون را بدست می اوریم

$$\sigma_1 = \frac{F_{2y}}{A} = \frac{31}{1} = 31\ {}^{T}/_{m^2}, \qquad \sigma_2 = \frac{F_{2x} D_f \frac{B}{2}}{\frac{B^3 B_f}{12}} = 50.4\ {}^{T}/_{m^2}$$

$q_u = \sigma_1 + \sigma_2 = 31 + 50.4 = 81.4\ {}^{T}/_{m^2} = 798\ {}^{Kn}/_{m^2}$ حداکثر تنش زیر پی

$V_u = \sigma_1 \frac{B}{2} B_f + (\sigma_2 \frac{B}{2} B_f)\frac{1}{2} = 28.1\,T = 275\,KN$ حداکثر برش در مقطع فونداسیون

$$M_u = \left(\sigma_1 \frac{B}{2} B_f\right)\frac{B}{4} + (\sigma_2 \frac{B}{2} B_f)\frac{1}{2}\frac{2B}{6} = 12.27\,T.m = 12.03E7\,N.mm$$



۱/۸/۱ طراحی فونداسیون عضو مایل برای برش

با فرض مشخصات زیر برای فونداسیون عضو مایل برای ظرفیت برشی فونداسیون داریم:

$D_f = 70\ cm, \qquad B = 100\ cm, \qquad B_f = 100\ cm =$ طول فونداسیون در راستای عمود بر خرپا

$$V_c = 0.2\emptyset\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 1000 \times (1000 - 75) = 6.01E6\ N > V_u$$

در هر دو جهت ظرفیت برشی فونداسیون جوابگو است و نیار به میلگرد برشی نیست.

۱/۸/۲ طراحی فونداسیون برای خمش

$$M_u = 0.85 f_y A_s \left(d - \frac{0.85 f_y A_s}{2 \times 0.65 \alpha f_c b}\right) = 0.85 \times 400 \times A_s (925 - \frac{0.85 \times 400 \times A_s}{2 \times 0.65 \times 0.83 \times 25 \times 1000})$$

$A_s = 571\ mm^2$, $d = 625 =$ عمق موثر , $b = 1000\ mm =$ عرض فونداسیون

میلگرد حداقل طبق بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ برابر ۰.۰۰۳۵ می باشد. که برابر ۲۱۸۷ میلیمتر مربع است. همانطور که از محاسبه بالا بر می اید میلگرد مورد نیاز از میلگرد حداقل کمتر می باشد در نتیجه باید میلگرد حداقل استفاده شود .

دو شبکه بصورت متعامد 11Ø16@85

طبق بند ۹ – ۲۰-۸-۱ باید میلگرد حرارتی مورد نیاز در مقطع کنترل شود. که برابر مقدار ۰.۰۰۱۸۹ می باشد که مساوی ۱۳۲۷ میلیمتر مربع است. 9Ø14@110 دو شبکه بصورت متعامد در وجه بالایی فونداسیون

۱/۸/۳ کنترل تنش مجاز خاک زیر فونداسیون

برای کنترل تنش خاک زیر فونداسیون نیاز به دانستن تنش مجاز خاک داریم. دو راه برای بدست اوردن این تنش مجاز داریم ۱- گزارش ازمایش مکانیک خاک ۲- استفاده از رابطه زیر که البته رابطه زیر نیز نیاز به دانشتن مشخصات مکانیکی خاک داریم که یا باید از گزارش ازمایش مکانیک خاک استخراج شود یا از نزدیکترین پروژه که دارای گزارش ازمایش مکانیک خاک است مشخصات مکانیکی خاک برداشت شود.

همان طور که در ابتدای جزوه ذکر شد زاویه اصطکاک داخلی برابر با ۱۸ درجه و چسبندگی خاک برابر با ۲۲ کیلونیوتن بر متر مربع می باشد.

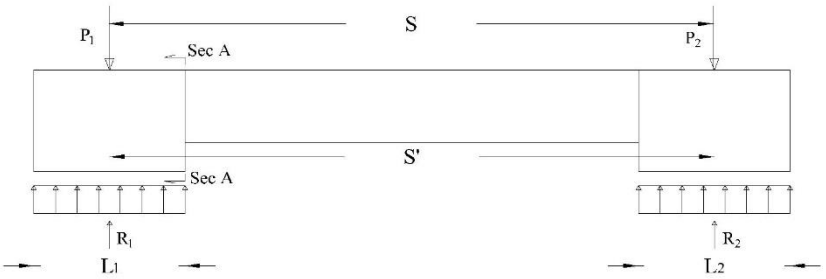
$$q_{ult} = cN_c S_c + qN_q + 0.5\gamma B_f N_\gamma S_\gamma \rightarrow$$

$$\rightarrow 22 \times 1.3 \times 15.5 + 17.5 \times 5.5 \times 6 + 0.5 \times 17.5 \times 1 \times 3.9 \times 0.8 = 1048\ {}^{KN}/_{m^2} = 10.5\ {}^{Kg}/_{cm^2}$$

$q_{ult} > q_u$ ابعاد فونداسیون جوابگو است. ضریب اطمینان برابر ۱/۲۵ است.

۱/۸/۴ طراحی تیر رابط بین دو فونداسیون متوالی خرپا (باسکولی)

برای جلوگیری از چرخش فونداسیون و کمک به عملکرد مقابله با لغزش هر دو فونداسیون منفرد را توسط یک تیر بهم متصل می کنیم. به این نوع پی باسکولی یا تسمه ای گفته می شود. از تنش خاک زیر این نوع تیر ها صرف نظر می شود. ارتفاع تیر را ۰.۵ متر مفروض می کنیم.



از برقراری تعادل در شکل بالا لنگر خمشی از در محل اتصال تیر واسط به فونداسیون برابر با مقدار صفر بدست می اید از این رو برای برش و برای خمش حداقل میلگرد های برشی و خمشی را لحاظ می کنیم. با توجه به مبحث نهم برای حداقل میلگرد برشی و خمشی داریم :

$\rho_{min} = 0.0035 \rightarrow 0.0035 \times b \times$ ارتفاع تیر, $b = 0.5m$ عرض فونداسیون, $787\ mm^2, 4\emptyset16$

$$\frac{A_v}{S} = 0.06\sqrt{f_c}\frac{b}{f_y} = 0.75 \rightarrow \emptyset10@200$$

۱/۹ کنترل لغزش سازه نگهبان خرپایی

باید نیروهای محرک لغزش (فشار جانبی خاک) توسط نیروهای مقاوم (فشار جانبی خاک به شمع و فونداسیون) مهار شود.

۱/۹/۱ نیروی محرک

$$F_a = \left((\gamma H + Q)k_a - 2C_u\sqrt{k_a}\right)\frac{LH}{2}$$

$$\rightarrow \left((17.5 \times 5.5 + 39) \times 0.52 - 2 \times 22\sqrt{0.52}\right)\frac{4 \times 5.5}{2} = 424\ KN$$

H ارتفاع گود

Q سربار گود

k_a ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک

L فاصله بین دو خرپا

C_u چسبندگی خاک

γ جرم حجمی خاک

۱/۹/۲ نیروی مقاوم

$$F_p = \left(C_u \sum A_2 + \sum W \tan(\delta)\right) + 2C_u\sqrt{k_p}\sum A_1 + k_p\gamma L_p \frac{L_p}{2} D_p + k_p\gamma \frac{{B_f}^2 B}{2},$$

$$k_p = \tan\,(45 + \frac{\varphi}{2})^2, \varphi = 18, k_p = 1.90$$

$\sum A_1$ مجموع سطوح در تماس با خاک برای محاسبه فشار مقاوم رانکین

$\sum A_2$ مجموع سطوح در تماس با خاک که برابر مساحت کف شمع و فونداسیون است.

$\sum W$ مجموع وزن شمع و فونداسیون

L_p طول شمع

D_p قطر شمع

B_f ضخامت فونداسیون

B عرض فونداسیون

$$F_p = 33 + 15.6 + 322 + 82.7 + 8.1 + 12.4 = 474\ KN \rightarrow\ F.S = \frac{474}{424} = 1.11$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش برابر ۱.۱۱ است. برای بیشتر کردن ضریب اطمینان میتوان :

۱- عمق شمع را افزایش داد
۲- شمع را پافیلی کرد
۳- شمع را به فونداسیون عضو مایل توسط یک پی نواری متصل کرد
۴- ابعاد فونداسیون عضو مایل را افزایش داد

دقت داشته باشید نیروی مقاوم در کنترل لغزش وابسته به ابعاد شمع و فونداسیون است. به همین رو ابعاد فونداسیون عضو مایل علی الرغم جوابگو بودن برای نیروهای ناشی از تحلیل همچنان ابعاد فونداسیون را بزرگتر از نیاز در نظر گرفته شد تا در ادامه جوابگوی نیاز برای کنترل لغزش باشد.

۱/۱۰ طراحی شبکه میلگرد شاتکریت

برای جلوگیری از هوازدگی خاک گود و حصول از اطمینان انتقال بار جانبی خاک به خرپاها شبکه میلگرد ما بین هر دو خرپا اجرا میشود و توسط شاترکیت در بتن مدفون می شود. ضخامت شاتکریت را ۱۳ سانتی متر فرض میکنیم. بار وارده به یک متر عرض (در ارتفاع) از شبکه بتن و میلگرد مابین هر دو خرپا در پایین گود (بیشترین نیروی جانبی وارده) برابر زیر خواهد بود:

$$w = \left((\gamma H + Q)k_a - 2C_u\sqrt{k_a}\right) \times 1 = 38\frac{KN}{m}$$

از اثر ذوزنقه ای بودن بار جانبی در عرض یک متر صرف نظر میکنیم (در جهت اطمینان است). لنگر حداکثر در وسط مابین دو خرپا حاصل می شود: بیشترین فاصله دو خرپا L=4 متر است

$M = \frac{wL^2}{8} = 76\ KN.m \rightarrow\ A_s = 2540\ mm^2 \rightarrow\ \emptyset 16@85$ در هر دو جهت

۱/۱۱ طراحی اتصالات سازه خرپایی

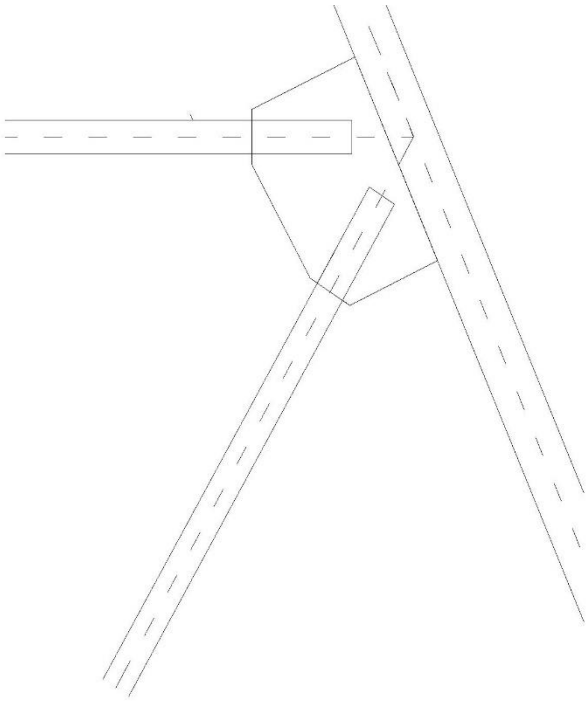
سازه خرپا دارای دو اتصال عمده است.

۱- اتصال عناصر میانی خرپا به یال قائم و یال مایل

۲- اتصال یال مایل به بیس پلیت فونداسیون

۱/۱۱/۱ طراحی اتصال عناصر میانی خرپا به یال مایل

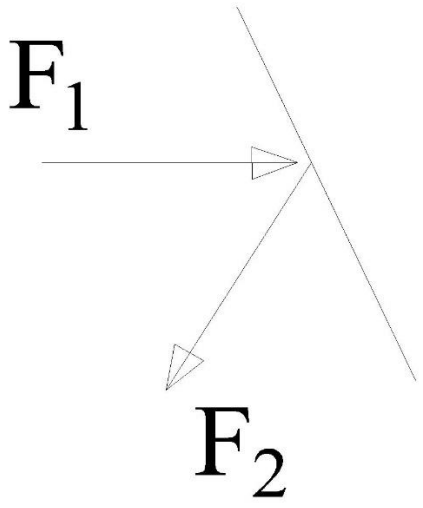
اعضای میانی خرپا بوسیله گست پلیت Gusset Plate به یال مایل متصل می شوند. مبحث دهم مقرر داشته برای اتصال اعضای بادبندی نیروهای طراحی در حالت حدی مفروض شوند یا در اثر انالیز زلزله تشدید یافته محاسبه شوند. بدلیل اینکه سازه نگهبان خرپایی موقت است میتوانیم به نیروهای بدست امده از انالیز ایتبس ناشی از فشار جانبی خاک و سربار اکتفا کنیم که منجر به طراحی اقتصادی تر می شود که به واقعیت نیز نزدیک تر است.



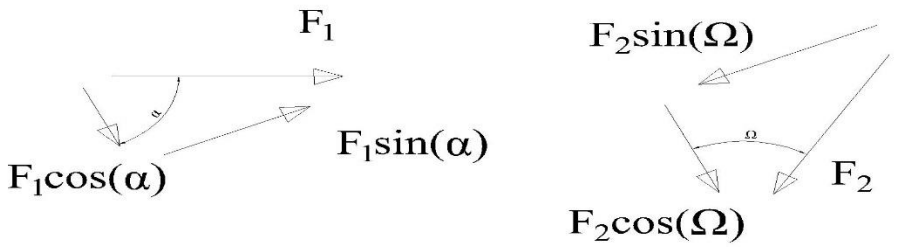
نیروهای طراحی ناشی از تحلیل ایتبز از قرار زیر است :

$F_1 = 6.89\ T$ فشاری , $F_2 = 7.69\ T$ کششی

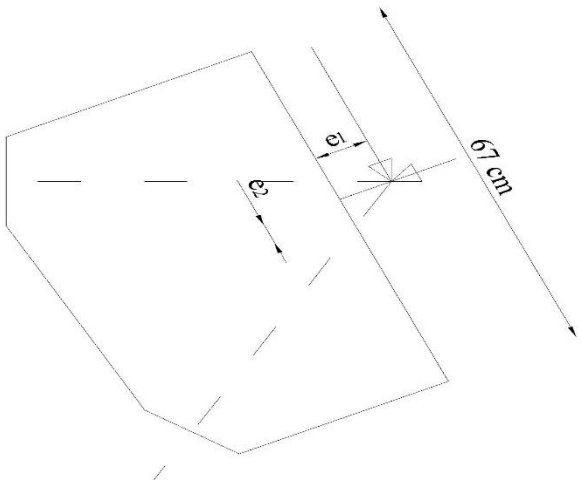
این نیرو ها در راستای اعضای میانی (بادیند ها) هستند که برای طراحی ورق اتصال و جوش ورق اتصال باید در راستای عضو مایل خرپا و عمود بر ان تصویر شوند.



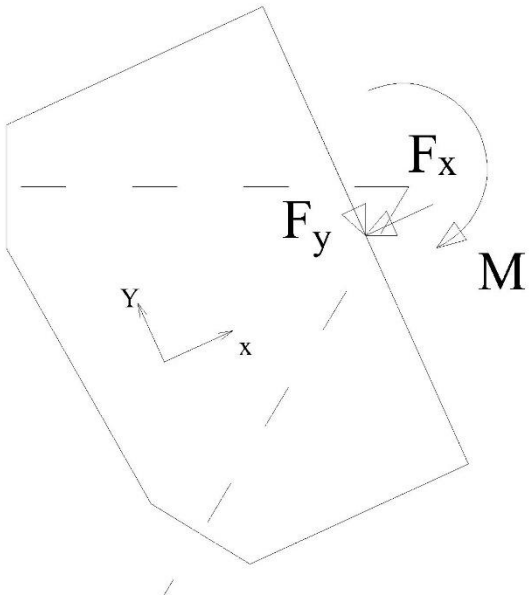
نمای فوق نیروهای اعضای میانی در راستای اعضا را نشان می دهد



نمای فوق تصویر هر کدام ار دو نیرو در نمای ماقبل در راستای سال مایل خرپا است.



نمای فوق برآیند نیروهای تصویر شده در محل تلاقی راستای دو عضو میانی خرپا را نشان می دهد. برای طراحی ورق اتصال و جوش آن باید این دو نیرو به مرکز جوش ورق اتصال منتقل شوند که این انتقال بعلت وجود خروج از محوری e_1, e_2 ممان خمشی در ورق و جوش بوجود می اورد.



$$F_y = F_1 \cos(\alpha) + F_2 Cos(\Omega) = 7.1\,T, \qquad F_x = F_1 \sin(\alpha) - F_2 Cos(\Omega) = -0.08\,T$$

$$M = F_y e_1 - F_x e_2 = 7.1 \times 0.08 - 0.08 \times 0.04 = 0.55\,T.m,$$

۱/۱/۱/۱/۱ طراحی ورق اتصال

ورق اتصال در مقطع نمای شکل فوق تحت برش فشار و لنگر خمشی است. بدلیل اینکه جفت ناودانی های اعضای بادبندی ۸ میل از یکدیگر فاصله دارند از ورق با ضخامت ۸ میل استفاده میکنیم.کنترل ضخامت ورق برای خمش و نیروی فشاری از قرار زیر است:

$$\text{اساس مقطع پلاستیک} = Z = \frac{tb^2}{4} = \frac{0.08 \times 67^2}{4} = 89.7 \rightarrow M_p = \emptyset Z f_y = 0.9 \times 89.7 \times 2400$$

$$= 1.93\,T.m > M\ O.k \text{ ضخامت جوابگو است}$$

$F_x = 80\ Kg \rightarrow\ \emptyset A_g f_y = 0.9 \times 67 \times 0.08 \times 2400 = 11577\ Kg >\ F_x$ ضخامت جوابگو است

$$\frac{Mb}{2 \times \frac{b^3 t}{12}} + \frac{F_x}{bt} = \frac{0.55 \times 0.67}{2 \times \frac{0.67^3 \times 0.008}{12}} + \frac{0.08}{0.67 \times 0.008} = 93.3\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$< \emptyset \times 2400$ تنش تسلیم فولاد

کنترل ضامت ورق اتصال برای نیروی برش

$F_y = 7.1\ T \rightarrow\ \emptyset A_g f_y = 0.6 \times 67 \times 0.08 \times 2400 = 7.7\ T > 7.1\ T$ ضخامت جوابگو است

۱/۱۱/۱/۲ طراحی جوش ورق اتصال

$$\frac{Mb}{2 \times \frac{b^3}{12}} = 7.35\frac{T}{m}, \frac{F_x}{b} = 0.12\frac{T}{m}, f_m = 7.35 + 0.12 = 7.46\frac{T}{m}$$

$$f_v = \frac{F_y}{b} = \frac{7.1}{0.67} = 10.6\frac{T}{m}, \rightarrow F = \sqrt{{f_m}^2 + {f_v}^2} = 12.96\frac{T}{m}$$

$F = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w \rightarrow a_w =$ بعد جوش $= 0.22\ cm \rightarrow 3mm$ یک طرفه

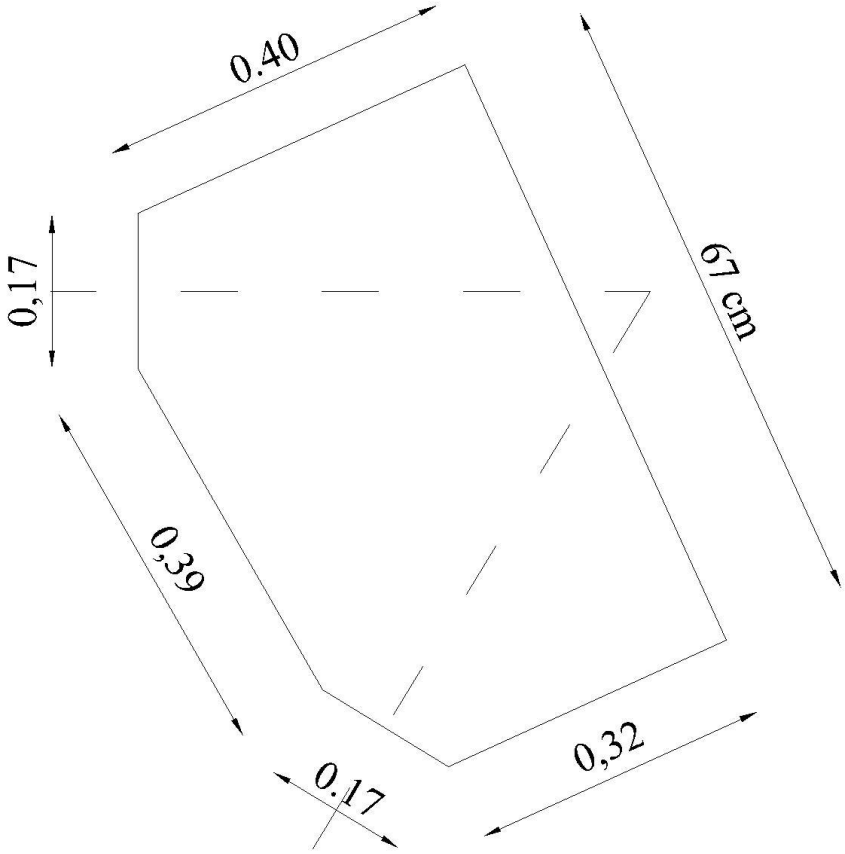
در اجرا بهتر است از جوش دو طرفه با بعد ۵ میل استفاده شود

۱/۱۱/۱/۳ طراحی جوش بادبند ها به ورق اتصال

با فرض طول جوش ۱۰ سانتی متر بعد را بدست میاوریم.

$$F = \frac{Max(F_1, F_2)}{10 \times 4} = \frac{7.69E3}{10 \times 4} = 192.25\frac{Kg}{cm} \rightarrow\ F = \varphi\beta F_{nw}\frac{\sqrt{2}}{2}a_w \rightarrow 0.11\ cm \rightarrow 1mm$$

بهتر است در اجرا از جوش با بعد ۵ میلیمتر و طول ۱۵ سانتیمتر استفاده کنیم.



۱/۱۱/۲ طراحی بیس پلیت یال مایل خرپا

نیروهای طراحی از قرار زیر است:

$F_{2y} = 30\ T$ فشاری $F_{2x} = 12\ T$ برشی

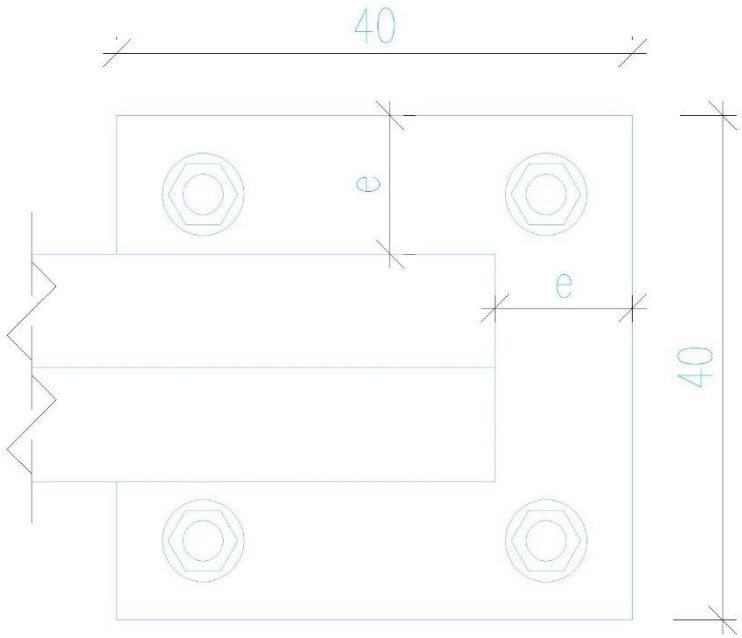
تعیین ابعاد بیس پلیت

$$P_p = 0.65 \times 0.85 \times f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \rightarrow\ F_{2y} = 0.65 \times 0.85 \times 250 \times A_1 \times 1 \rightarrow\ A_1 = 217\ cm^2$$

$$use\ 40x40 \rightarrow A = 1600\ cm^2 > A_1$$

تعیین ضخامت بیس پلیت

$$\frac{F_{2y}}{A} = \frac{30000}{1600} = 17.75\ {}^{Kg}/_{cm^2} \rightarrow M = e \times 40 \times \frac{e}{2} \times 17.75 = 51120\ Kg.cm$$



با فرض ضخامت ۱۵ میلیمتر داریم:

$Z = 40 \times \frac{1.5^2}{2} = 45 \rightarrow M_n = \emptyset Z F_y = 97200\ Kg.cm > M$ ضخامت قابل قبول است

نیازی به سخت کننده نمی باشد. برای تحمل نیروی برشی از ۴ انکور با شماره ۳۲ استفاده میکنیم.

$0.6 \times A_n F_y = 0.6 \times 4\frac{\pi}{4} \times 3.2^2 \times 2400 = 46\ T > F_{2x}$ انکورها جوابگو هستند