جمهوری اسلامی ایران

مشخصات فنی عمومی و اجرایی
پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال
پی های تجهیزات در پست های فشار قوی

نشریه شماره ۵۰۷

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور
معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرایی
http://tec.mporg.ir

وزارت نیرو – شرکت توانیر
طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت برق
www.tavanir.ir

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

جمهوری اسلامی ایران

مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال پی های تجهیزات درپست های فشارقوی

نشریه شماره ۵۰۷

معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور
معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرایی
http://tec.mporg.ir

وزارت نیرو – شرکت توانیر
طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت برق
www.tavanir.ir

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

بسمه تعالی

ریاست جمهوری

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره:** ۱۰۰/۸۷۰۱۱
	تاریخ: ۱۳۸۸/۹/۱۶

موضوع:

مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست‌ها، خطوط فوق توزیع و انتقال- پی‌های تجهیزات در پست‌های فشار قوی

به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ٤۲۳۳۹/ت۳۳٤۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/٤/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۵۰۷ دفتر نظام فنی اجرایی با عنوان «مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست‌ها، خطوط فوق توزیع و انتقال- پی‌های تجهیزات در پست‌های فشار قوی» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند و در صورتی که روش‌ها، دستورالعمل‌ها و راهنمای بهتری در اختیار داشته باشند، رعایت مفاد این بخشنامه الزامی نیست.

عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها، روش‌ها یا راهنماهای جایگزین را به دفتر نظام فنی اجرایی ارسال کنند.

ابراهیم عزیزی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته، مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، ***از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان، متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی شاه

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی

سازمان مرکزی- تهران ۱۱۴۹۹۴۳۱۴۱- خیابان صفی علی شاه

http://tec.mporg.ir

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

بسمه تعالی

پیشگفتار

در اجرای ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور و بـه منظـور تعمـیم اسـتانداردهای صنعت برق و ایجاد هماهنگی و یکنواختی در طراحی و اجرای پروژه‌های مربوط به تولید، انتقـال و توزیـع نیـروی بـرق، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور (معاونت نظارت راهبردی – دفتر نظـام فنـی اجرائـی) بـا همکـاری وزارت نیرو – شرکت توانیر (دفتر استانداردهای فنی، مهندسی، اجتماعی و زیسـت محیطـی) در قالـب طـرح «ضـوابط و معیارهای فنی صنعت برق» اقدام به تهیه مجموعه کاملی از استانداردهای مورد لزوم نموده است.

نشریه حاضر با عنوان «مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال – پی های تجهیـزات در پست ها ی فشار قوی» در بر گیرنده مباحث مربوط به انواع پی های مورد لزوم در پست های فشار قـوی، اطلاعـات مورد نیاز برای طراحی، شاخص ها و پارامترهای مشخص کننده طراحی، حداقل الزامات تعیین کننـده طراحـی، و نکـات مهم در اجرای پی ها می باشد، که همراه با ذکر چند مثال از طراحی پی ها ارائه شده است.

معاونت نظارت راهبردی به این وسیله از کوشش‌های دست‌اندرکاران به ثمر رسیدن این نشریه و همچنین سازمان‌ها و شرکت‌های مهندسی مشاور که با اظهارنظرهای سازنده خود این معاونت را در جهت غنا بخشیدن به آن یاری نموده‌اند سپاسگزاری و قدردانی نموده و توفیق روزافزون آنان را از درگاه ایزد یکتا آرزومند است.

معاون نظارت راهبردی

۱۳۸۸

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال - پی های تجهیزات در پست های فشار قوی - نشریه شماره ۵۰۷

تهیه کننده

این مجموعه به وسیله شرکت مهندسین مشاور نیرو با همکاری آقایان مهندسین سعید هدیه لو، پیمان اسلامی، سلمان رضا زاده و آقای دکتر عارف درودی تهیه و تدوین شده است و توسط آقای اسماعیل زارعی مورد ویراستاری قرار گرفته است.

کمیته فنی

این نشریه همچنین در کمیته فنی طرح با مشارکت مجری و مشاور طرح و نمایندگان شرکت‌های مهندسی مشاور تحت پوشش وزارت نیرو به شرح زیر بررسی، اصلاح و تصویب شده است.

آقای مهندس جمال بیاتی	وزارت نیرو – سازمان توانیر – مجری طرح
آقای مهندس شهرام اردبیلی	پژوهشگاه نیرو
آقای مهندس بهمن الله مرادی	سازمان توسعه برق ایران
آقای مهندس فرهاد حمزه لو	مهندسین مشاور نیرو
آقای دکتر عارف درودی	مهندسین مشاور نیرو
آقای مهندس مهرداد شعبانی	مهندسین مشاور قدس نیرو
آقای مهندس حسن عرب اف	مهندسین مشاور قدس نیرو
آقای مهندس بهروز قهرمانی	سازمان توسعه برق ایران
آقای مهندس سید جمال الدین واسعی	پژوهشگاه نیرو
آقای مهندس احسان الله زمانی	وزارت نیرو – سازمان توانیر – دبیر کمیته فنی طرح

مسوولیت کنترل و بررسی نشریه در راستای اهداف دفترنظام فنی اجرائی به عهده آقایان مهندسین پرویز سیداحمدی و محمدرضا طلاکوب بوده است.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول- اهداف، کلیات و تعاریف

۱-۱- اهداف ۳

۱-۲- پی و انواع آن ۳

۱-۳- پی‌های سطحی یا شالوده‌ها ۴

۱-۳-۱- شالوده‌های منفرد ۴

۱-۳-۲- شالوده‌های دو ستونی ۵

۱-۳-۳- شالوده نواری ۶

۱-۳-۴- شالوده شبکه‌ای ۸

۱-۳-۵- شالوده گسترده ۹

۱-۴- اطلاعات مورد نیاز جهت طراحی پی ۱۱

۱-۵- شاخص‌ها و پارامترهای مشخص کننده طراحی ۱۲

۱-۵-۱- مقاومت فشاری بتن (f_c) ۱۲

۱-۵-۲- مقاومت برشی بتن (V_c) ۱۲

۱-۵-۳- مدول گسیختگی بتن (f_r) ۱۳

۱-۵-۴- مدول الاستیسیته بتن و فولاد ۱۳

۱-۵-۵- مشخصات مکانیکی فولاد ۱۳

فصل دوم- حداقل الزامات تعیین‌کننده طراحی

۲-۱- ظرفیت باربری خاک ۱۹

۲-۲- نشست و انواع آن ۲۲

۲-۲-۱- نشست آنی ۲۳

۲-۲-۲- نشست تحکیمی ۲۵

۲-۲-۳- نشست ثانویه ۲۵

۲-۲-۴- نشست کلی ۲۶

omoorepeyman.ir

فصل سوم- طراحی پی‌ها در پستهای فشارقوی

۳-۱- طراحی پی‌های منفرد ۲۹

۳-۲- طراحی پی‌های دو ستونی ۳۷

۳-۳- طراحی پی‌های گسترده ۳۸

۳-۴- کلاف‌های رابط ۳۹

۳-۵- چندمثال از طراحی پی‌ها ۳۹

فصل چهارم- نکات مهم در اجرای پی‌ها در پستهای فشارقوی

۴-۱- نحوه اتصال سازه به پی ۵۹

۴-۲- دوام و پایایی بتن ۶۲

۴-۳- پی ترانسفورماتورها یا راکتورهای موازی ۶۳

منابع و مراجع ۶۵

omoorepeyman.ir

فصل ۱

اهداف، کلیات و تعاریف

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

۱-۱- اهداف

به طورکلی هدف از ساخت پی، انتقال بارهای وارده محتمل بر سازه به خاک است به گونه‌ای که میزان نشست آن به مقداری کم و قابل قبول محدود گردیده و از نشست‌های نامساوی قسمت‌های مختلف سازه تا حد امکان جلوگیری شود. از اینرو برای تأمین دو نیاز فوق باید اولاً بار سازه به لایه‌ای از خاک با مقاومت کافی منتقل گردد و ثانیاً فشار ناشی از این بارها در خاک تا حد قابل قبولی کاهش یابد.

در راستای دستیابی به اهداف فوق باید ابعاد پی‌ها را به گونه‌ای انتخاب کرد که تنش خاک از حد مجاز بیشتر نشده و مقطع پی در برابر نیروهای وارده از طرف سازه، دچار شکست نشود و از طرفی نیز کمترین هزینه را از نظر اقتصادی در بر داشته باشد. به طور کلی پی یک سازه باید در برابر واژگونی[۱]، شکست کلی[۲]، بلندشدگی[۳] و لغزش[۴] مقاوم بوده و علاوه بر آن میزان تنش و نشست خاک نیز از حد مجاز خود تجاوز ننماید. در نتیجه لازم است ابعاد پی به گونه‌ای انتخاب شود که جوابگوی مسائل و نیازهای فوق باشد. این گزارش به موارد زیر نخواهد پرداخت:

- انتخاب و تایید مصالح، آزمایشهای مصالح و اجزای تشکیل‌دهنده بتن و مواد افزودنی برای بهبود عملکرد بتن: در این خصوص می‌توان به فصل سوم آیین‌نامه آبا رجوع نمود.
- انواع فولاد، مشخصات مکانیکی، جوش‌پذیری و شکل‌پذیری آنها: در این خصوص می‌توان به فصل چهارم آیین‌نامه آبا مراجعه نمود.
- مبانی تعیین نسبتهای اختلاط بتن، پایایی بتن، تعیین نسبتهای اختلاط، ارزیابی و پذیرش بتن: در این مورد می‌توان به فصل ششم آیین‌نامه آبا رجوع نمود.
- اختلاط بتن، انتقال بتن، بتن‌ریزی و عمل آوردن بتن: در این خصوص می‌توان به فصل هفتم آیین‌نامه آبا مراجعه نمود.
- آرماتوربندی، اجزاء آن و خواص و جزئیات مربوط به آرماتوربندی مانند خاموت، خرک و ...: در این خصوص می‌توان به فصل هشتم آیین‌نامه آبا مراجعه نمود.

۱-۲- پی و انواع آن

مجموعه بخشهایی از سازه و خاک در تماس با آن که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می‌گیرد، پی نامیده می‌شود. به طور کلی پی‌ها را می‌توان در چهار گروه عمده دسته‌بندی نمود:

۱- پی‌های سطحی[۵] یا شالوده‌ها.

۲- پی‌های عمیق[۶] مانند شمع‌ها.

۳- پی‌های نیمه‌عمیق[۷] مانند پی‌های چاهی.

۴- پی‌های ویژه[۱] مانند پی‌های صندوقه‌ای[۲].

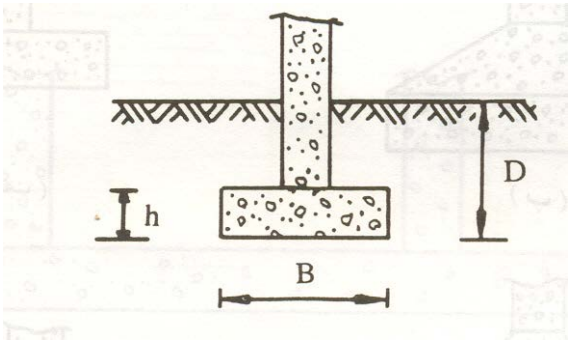
omoorepeyman.ir

1 - Overturning
2 - Base failure
3 - Uplift
4 - Sliding
5 - Shallow foundation
6 - Deepf oundation
7 - Pier foundation

چون در سازه‌های پستهای فشارقوی و تجهیزات آنها به طور عمده از پی‌های سطحی یا شالوده‌ها استفاده می‌شود، در این نشریه تنها به این نوع پرداخته می‌شود.

۱-۳- پی‌های سطحی یا شالوده‌ها

شالوده‌ها پی‌هایی هستند که در عمق کم و نزدیک سطح زمین اجرا شده و بارهای سازه را به زمین منتقل می‌کنند (شکل۱-۱). نسبت عمق به عرض $(\frac{D}{B})$ شالوده‌ها کوچک و معمولاً کمتر از عدد ۶ است. جنس شالوده ممکن است سنگ، بتن غیر مسلح یا بتن آرمه باشد.



شکل ۱-۱: عمق (D) و عرض (B) و ارتفاع (h) یک شالوده

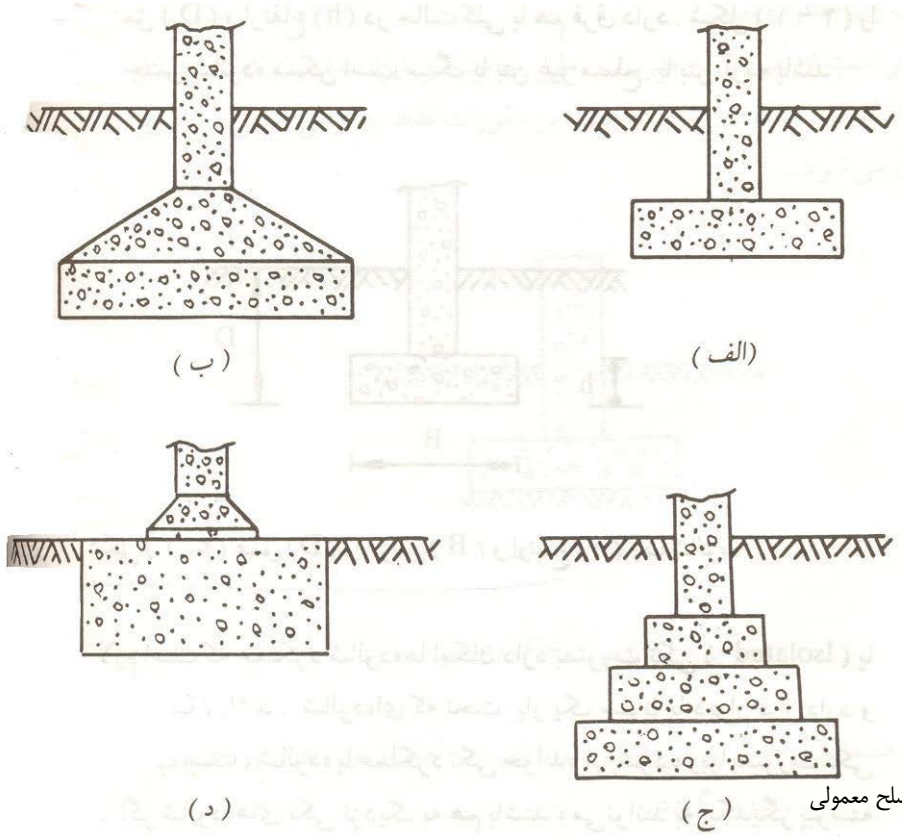
عملکرد شالوده‌ها ممکن است به صورت منفرد[3] یا مرکب[4] باشد. شالوده‌ای که تحت بار یک ستون یا دیوار قرار دارد و جسم آن نسبتاً صلب است، شالوده با عملکرد منفرد خوانده می‌شود. اگر شالوده‌های منفرد نزدیک به هم باشند، می‌توانند به یکدیگر پیوند یافته و به صورت شالوده مرکب کار کنند. شالوده‌های مرکب تحت بار چند ستون یا دیوار قرار دارند. به طور کلی شالوده‌ها به انواع زیر تقسیم می‌شوند:

۱-۳-۱- شالوده‌های منفرد[5]

این شالوده‌ها تحت بار یک ستون قرار داشته و معمولاً شامل یک دال مربعی، مستطیلی یا دایره‌ای با ارتفاع h هستند. عموماً هنگامی که بار وارده به زمین کم بوده و خاک دارای مقاومت خوبی است، از این نوع شالوده استفاده می‌شود. شکل (۱-۲) انواع مختلف شالوده‌های منفرد را نشان می‌دهد. بدیهی است که شالوده‌های منفرد به صورت تکی کار می‌کنند. این شالوده‌ها را با کلاف یا شناژ به یکدیگر متصل می‌نمایند.

omoorepeyman.ir

1 - Special foundation
2 - Caisson
3 - Isolated
4 - Combined
5 - Pad footing



الف _ شالوده منفرد بتن مسلح معمولی

ب _ شالوده منفرد با سطوح شیب‌دار

ج _ شالوده منفرد پله‌ای

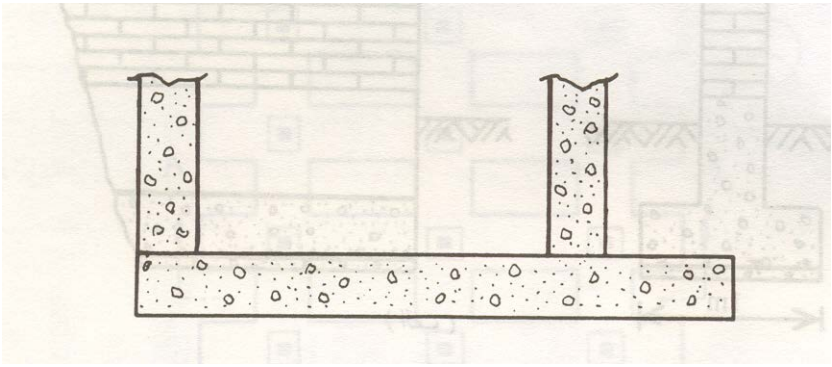
د _ شالوده منفرد غیرمسلح

شکل ۱-۲: انواع شالوده‌های منفرد

۱-۳-۲- شالوده‌های دو ستونی

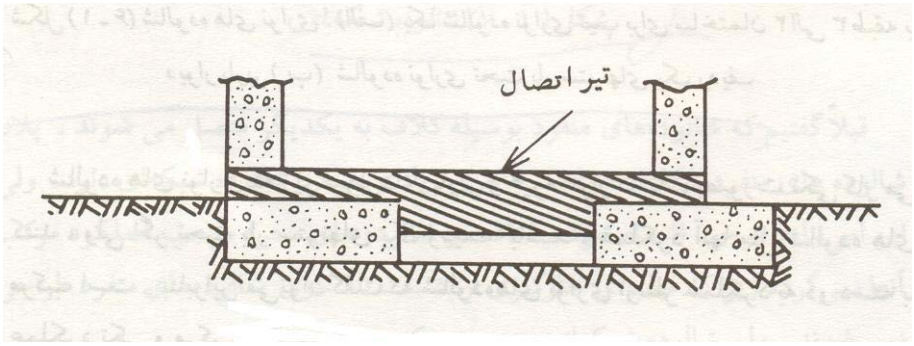
این شالوده‌ها بار دو ستون مجاور را تحمل می‌کنند (شکل۱-۳). اگر دو ستون نزدیک به هم باشند، این نوع شالوده مناسب است. البته اصلی‌ترین کاربرد آن در جایی است که نمی‌توان یک ستون را به صورت مرکزی برروی شالوده منفرد قرار داد. آنگاه با ادغام شالوده این ستون در شالوده مجاور، یک شالوده مرکب می‌سازند. این شالوده‌ها به نحوی طراحی می‌شوند که مرکز هندسی آنها بر نقطه اثر برآیند بارهای وارد، منطبق شود.

omoorepeyman.ir



شکل ۱-۳: شالوده مرکب دو ستونی

در پستهای فشارقوی عموماً برای پایه تجهیزاتی که به صورت دو پایه هستند، از شالوده‌های دو ستونی استفاده می‌شود. گاهی برای مقابله با خروج از مرکزیت ستون کناری، شالوده آن را توسط یک تیر قوی به نزدیکترین شالوده داخلی متصل می‌کنند (شکل ۱-۴). این نوع شالوده را شالوده باسکولی[1] یا شالوده تسمه‌ای[2] می‌نامند.



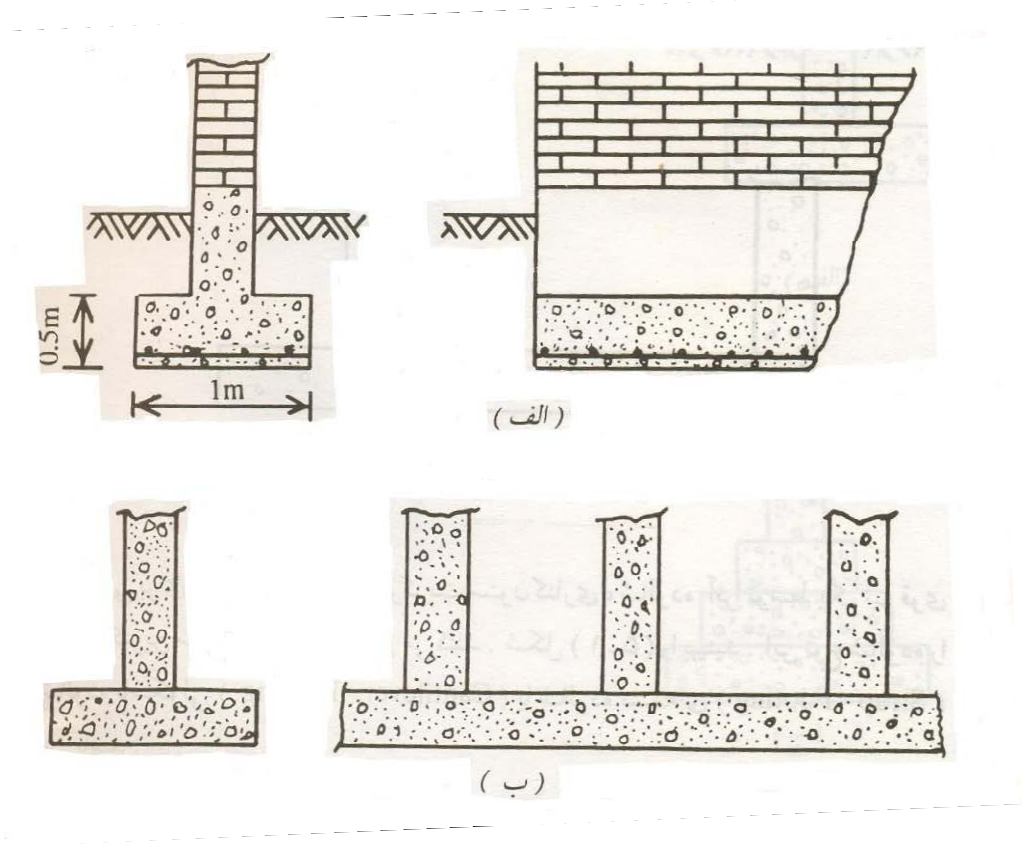
شکل ۱-٤ : شالوده باسکولی

۱-۳-۳- شالوده نواری[3]

نسبت طول به عرض این شالوده‌ها بزرگ است و تحت بار دیوار یا ستونهای یک ردیف قرار دارند (شکل ۱-۵). اگر ستونهای یک ردیف در فاصله نزدیک به هم قرار داشته باشند و بار آنها زیاد باشد، شالوده نواری برای آنها معمولاً از شالوده منفرد اقتصادی‌تر خواهد بود، زیرا استفاده از شالوده نواری هزینه قالب‌بندی را کاهش می‌دهد.

omoorepeyman.ir

1 - Cantilever footing
2 - Strap footing
3 - Strip footing



الف ـ یک شالوده نواری برای ساختمان۲ الی۳ طبقه بادیوار باربر

ب ـ شالوده نواری تحت بار ستونهای یک ردیف

شکل ۱-۵: شالوده‌های نواری

شالوده‌های نواری که زیر دیوارهای باربر و غیره قرار دارند، به صورت تکی کار می‌کنند، ولی اگر تحت بار ستونهای یک ردیف باشند، عملکرد آنها مثل شالوده‌های مرکب است. بنابراین می‌توان گفت که شالوده‌های نواری از نظر عملکرد به دو دسته با عملکرد منفرد و مرکب تقسیم می‌شوند. در پستهای فشارقوی از این نوع شالوده نیز استفاده می‌شود. به عنوان مثال شالوده دیوارهای محوطه یا شالوده دیوار آتش و غیره.

شالوده‌های نواری را تحت شرایط خاصی می‌توان به صورت صلب در نظر گرفت و آنالیز کرد اما اگر شرایط لازم برای آنالیز براساس چنین رفتاری وجود نداشته باشد، شالوده را باید به صورت انعطاف‌پذیر آنالیز کرد.

آنالیز شالوده‌های انعطاف‌پذیر معمولاً براساس مفهوم مدول عکس‌العمل زمین و تئوری تیر بر بستر ارتجاعی صورت می‌گیرد. مدول عکس‌العمل زمین (K_S) یک رابطه ساده و تقریبی بین فشار ایجاد شده در خاک (q) و تغییر مکان ناشی از آن است. یعنی:

$$q = K_S \delta \qquad (۱-۱)$$

این کمیت معمولاً به کمک روشهای تجربی بدست می‌آید.

omoorepeyman.ir

جدول (۱-۱) حدود تغییرات K_S را برای خاکهای مختلف بدست می‌دهد.

جدول ۱-۱: مقدار K_s (مدول عکس‌العمل زمین) [۱۱]

نوع خاک	K_s (ton/m^3)
ماسه غیر متراکم	۵۰۰~۱۶۰۰
ماسه با تراکم متوسط	۱۰۰۰~۸۰۰۰
ماسه متراکم	۶۵۰۰~۱۳۰۰۰
ماسه رس‌دار با تراکم متوسط	۳۳۰۰~۸۰۰۰
ماسه لای‌دار با تراکم متوسط	۲۴۰۰~۵۰۰۰
خاک رس دار $q_u < 20$*	۱۲۰۰~۲۴۰۰
خاک رس دار $20 \le q_u < 40$	۲۴۰۰~۵۰۰۰
خاک رس دار $q_u \ge 40$	> ۵۰۰۰

* مقادیر q_u در جدول فوق برحسب $\frac{ton}{m^2}$ می‌باشند.

براساس مفهوم فوق، معادله دیفرانسیل تغییر مکان یک تیر بر بستر ارتجاعی با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$E_c I \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -K'_S y \qquad (۲-۱)$$

که در آن:

$$K'_S = K_S b \qquad (۳-۱)$$

b پهنای تیر (شالوده نواری)، E_c مدول الاستیسیته بتن شالوده و I ممان اینرسی مقطع تیر است.

حل معادله دیفرانسیل فوق به همراه روابط مربوط به نشست، نیروی برشی و اثر خمشی در پیوست ۱-۱ ارائه شده است.

شرط آن که شالوده به صورت صلب عمل کند آن است که متوسط طول دو دهانه مجاور در یک نوار پیوسته از مقدار $(\frac{1.75}{\lambda})$ تجاوز نکند و طول دهانه‌های مجاور و بار محوری ستونها بیش از ۲۰ درصد با مقدار بزرگتر، اختلاف نداشته باشد. λ بر حسب متر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_S b}{4E_c I}} \qquad (۴-۱)$$

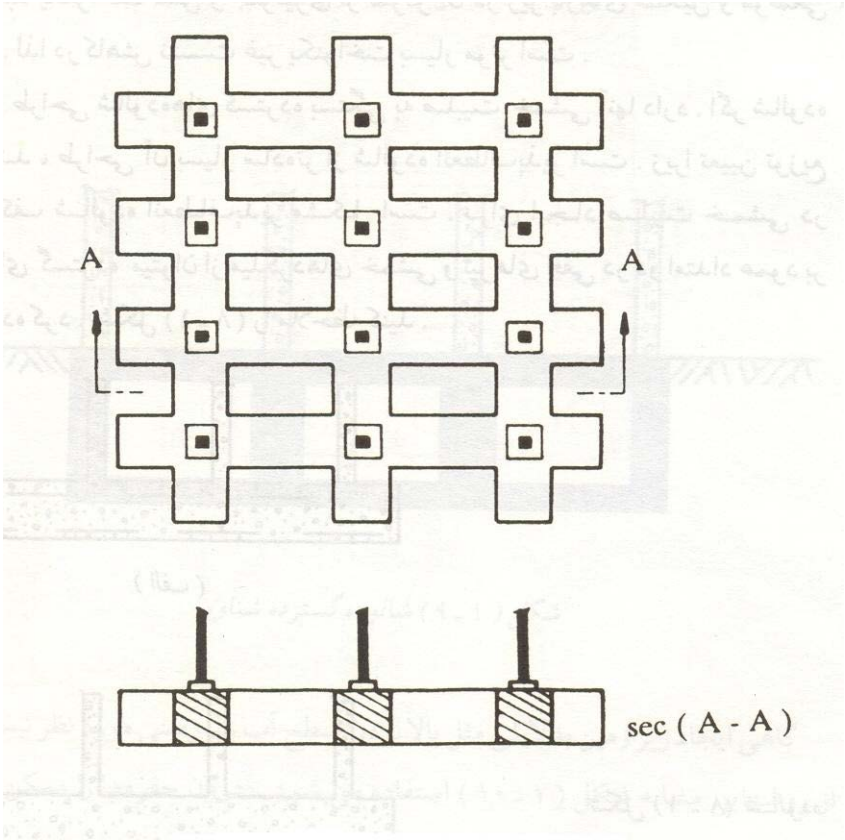
۱-۳-٤- شالوده شبکه‌ای[1]

گاهی اقتصادی است که شالوده ستونهای یک ردیف در هم ادغام شده و شالوده به صورت نواری اجرا گردد. اگر این نوارها در دو امتداد عمود بر هم قرار داده شود، شالوده شبکه‌ای به وجود می‌آید که نمونه‌ای از آن در شکل (۱-۶) نشان داده شده است.

omoorepeyman.ir

1 - Grid foundation

مطابق آن چه گفته شد شالوده‌های منفرد به وسیله کلاف به یکدیگر متصل می‌شوند. پلان شالوده‌های منفرد با کلاف شباهت ظاهری زیادی به پلان شالوده شبکه‌ای دارد. باید توجه داشت کلاف در شالوده‌های منفرد موجب عملکرد مرکب آنها نمی‌گردد، زیرا کلافها برای جلوگیری از نشست نامساوی شالوده‌های منفرد طراحی نمی‌شوند. ولی شالوده شبکه‌ای به صورت مرکب عمل می‌کند.



شکل ۱-٦: شالوده شبکه‌ای

۱-۳-۵- شالوده گسترده[1]

از این نوع شالوده در مواردی که زمین از مقاومت خوبی برخوردار نیست یا بارهای وارده در فواصل نزدیک بهم قرار دارند (فواصل ستونها در امتداد طولی و عرضی کم باشد) و مجموع سطح شالوده مورد نیاز بیش از ۵۰ درصد زیر بنا است استفاده می‌شود.

به عبارت دیگر شالوده گسترده از یک دال ضخیم بتن آرمه که تمام سطح زیر سازه را در بر می‌گیرد، تشکیل شده و تمام ستونها یا تکیه‌گاههای سازه روی آن قرار می‌گیرند. در یک پست از جمله سازه‌هایی که غالباً از شالوده گسترده در زیر آنها استفاده می‌گردد، می‌توان ترانسفورماتورها و گنتریها را نام برد. نمونه‌ای از این شالوده در شکل (۱-۷) آمده است.

برای طرح شالوده‌های گسترده، مانند شالوده‌های نواری، دو روش وجود دارد:

یکی مبتنی بر فرض جسم صلب است و دیگری مبتنی بر فرض رفتار شالوده به صورت انعطاف‌پذیر. در روش اول فرض می‌شود که گسترده کاملاً صلب است. در نتیجه توزیع خطی فشار را در زیر آن می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

1 - Raft foundation

omoorepeyman.ir

$$q = p(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x x}{I_y} \pm \frac{e_y y}{I_x}) \qquad (۵-۱)$$

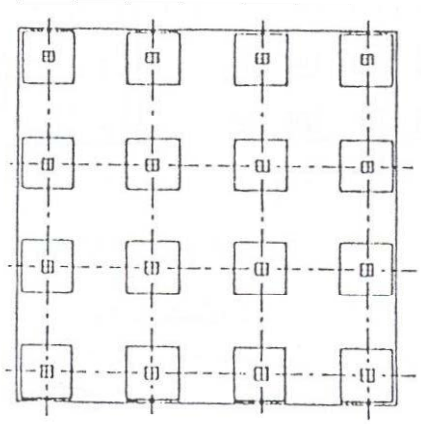
در این رابطه R برآیند تمام نیروهای قائم روی شالوده، A سطح پلان شالوده، I_x و I_y به ترتیب ممان اینرسی سطح شالوده نسبت به محورهای x، y، e_x و e_y خروج از مرکز p نسبت محورهای x و y و سرانجام x و y مختصات نقطه مورد نظر زیر شالوده برای محاسبه تنشهاست.

ضخامت شالوده گسترده، مانند شالوده‌های منفرد، براساس برش یک و دو طرفه تعیین می‌شود. معمولاً ستونهای مجاور لبه‌های شالوده وضعیت بحرانی‌تری دارند و عامل تعیین‌کننده در ضخامت محسوب می‌شوند. در این شالوده‌ها نیز معمولاً سعی می‌شود ضخامت شالوده طوری تعیین شود که نیازی به آرماتور برشی نباشد تا شالوده صلب‌تر باشد. مرحله بعدی در طرح شالوده‌های گسترده تقسیم آن به نوارهایی در هر دو جهت است.

از آنجا که هر یک از این نوارها خود مانند یک شالوده نواری است، می‌توان اصول طرح این شالوده‌ها را برای نوارها بکار برد.

در روش دوم شالوده به صورت یک صفحه بر بستر ارتجاعی و مبتنی بر مفهوم مدول عکس‌العمل زمین آنالیز و طرح می‌شود.

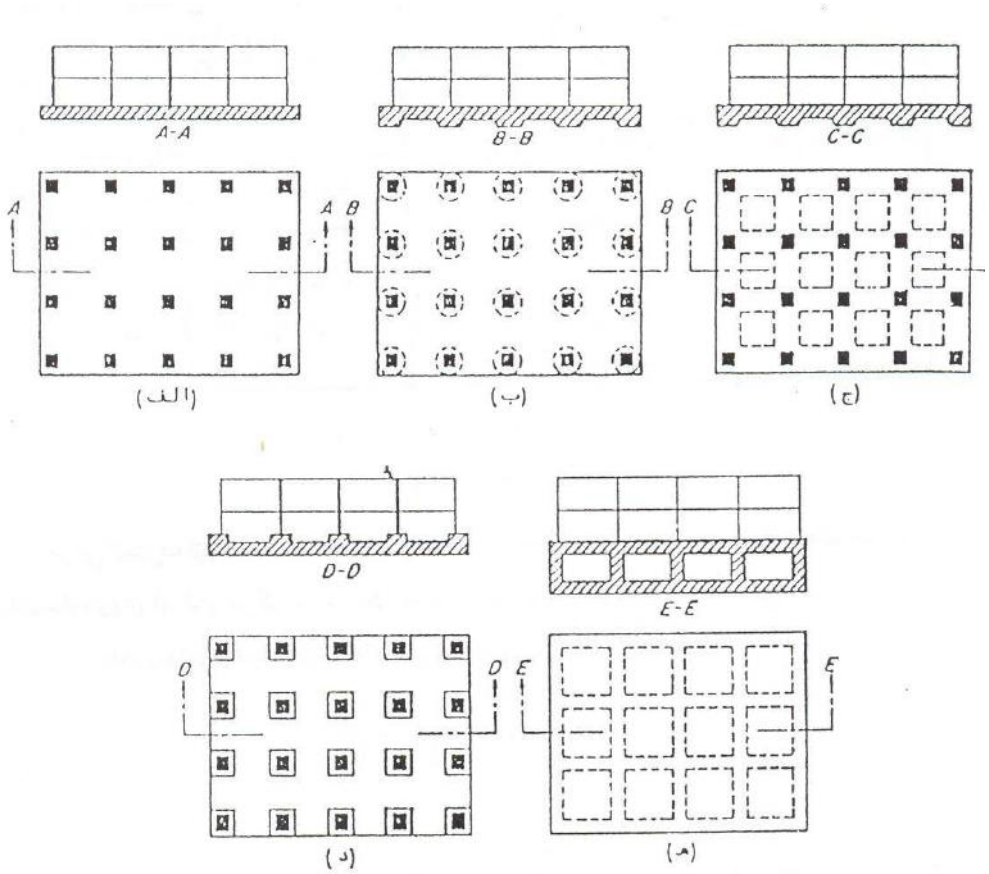
نحوه تشخیص نوع رفتار شالوده‌های گسترده به صورت صلب یا انعطاف‌پذیر مشابه شالوده‌های نواری است.



شکل ۱-۷: شالوده گسترده

مزیت اساسی شالوده‌های نواری و گسترده نسبت به شالوده‌های منفرد این است که سختی و یکپارچگی این پی‌ها کمک بزرگی به کاهش نشستهای نامساوی ستونها می‌کند. از این رو در مواردی که سازه نسبت به نشستهای نامساوی بسیار حساس است، استفاده از این نوع شالوده‌ها ارجح خواهد بود. شکل (۱-۸) انواع شالوده‌های گسترده را نشان می‌دهد.

omoorepeyman.ir



شکل ۱-۸: انواع شالوده‌های گسترده

۱-٤- اطلاعات مورد نیاز جهت طراحی پی

اطلاعات و داده‌های مورد نیاز جهت طراحی پی‌ها که معمولاً در اختیار طراح قرار می‌گیرد عبارت است از :

- نوع بار وارده از سازه : این عامل بستگی به مشخصات سازه یا وسیله‌ای که روی پی قرار می‌گیرد دارد مثل: وزن، ارتفاع، طول، عرض و بارهای وارده بر سازه مورد نظر که معمولاً از سوی مهندس طراح سازه و با نظارت گروه بهره‌برداری تعیین می‌گردد.
- خصوصیات آب و هوایی : شامل درجه سردی و گرمی محیط (اختلاف درجه سرد وگرم)، عمق یخبندان و میزان نزولات و باد و ...
- سطح لایه‌های آب زیرزمینی: این پارامتر بیانگر میزان حداکثر و حداقل ارتفاع آب زیرزمینی در فصول خشکسالی و بارانی است.
- شرایط توپوگرافی منطقه : شامل پستی و بلندی‌ها، ارتفاع ابنیه‌ها از کف تمام شده و محل‌های خاکبرداری و خاکریزی یا احیاء و ...
- نتایج و گزارشات ژئوتکنیک: منظور از بررسی ژئوتکنیکی تهیه و ارائه اطلاعاتی است که می‌تواند در جهت پاسخگویی به سؤالات طراح مورد مطالعه و استفاده قرار گیرد. عواملی که در حاشیه بررسی‌های ژئوتکنیکی باید مورد توجه طراح قرار گیرند عبارتند از: حفره‌ها، مسیر قنوات، چاههای فاضلاب و تشکیلات زمین‌شناسی. اطلاعاتی که جهت استفاده در طراحی پی مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند عبارتند از : کنترل مشخصات زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی، بررسی مشخصات خاک، شناخت

omoorepeyman.ir

جریانهای آب زیرزمینی و سفره‌های آب، بررسی حساسیت لایه‌های سطحی خاک، بررسی نوع مصالح از نظر مقاومت در برابر خوردگی، بررسی رفتار خاک در برابر بارهای دینامیکی. اطلاعاتی که از تجزیه و تحلیل موارد یاد شده در خصوص مشخصات خاک بدست می‌آیند عبارتند از: عمق لایه‌ها و توالی آنها، میزان نفوذپذیری خاک، میزان تخلخل خاک، میزان ظرفیت باربری و ضریب عکس‌العمل بستر، ضریب هدایت الکتریکی و مقاومت الکتریکی خاک در محل، چگالی خشک، مرطوب و اشباع و درصد رطوبت‌های بهینه، نوع PH خاک و آب منطقه، درصد یون کلرید و سولفات محلول در آب و درصد سولفات کل، نوع دانه‌بندی خاک، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون، ضرایب و مقادیر نشانه تورم و فشردگی، هیدرومتری و حدود اتربرگ و مقدار چسبندگی و نتایج آزمایش‌های تک محوری، سه محوری، تحکیم و تراکم، تعیین وزن مخصوص دانه‌های خشک، زاویه اصطکاک داخلی و....

- ساختار زمین‌شناسی محل: شامل نحوه و شرایط زمین ساختی و خصوصیات توده‌ها و نحوه حرکت آنها، چگونگی گسل‌ها، آتشفشانها، آب گرم‌ها، زمین لغزش‌ها و محل‌های دارای استعداد روانگرایی و ... و نیز مشخصات منطقه مورد مطالعه براساس تقسیم‌بندی واحدهای زمین‌شناسی و ساختمانی ایران.
- شرایط لرزه خیزی محل : شامل نوع منطقه از نظر خطر زمین لرزه و دوره‌های برگشت با شدت‌های تعیین شده زمین لرزه‌ها.
- نوع مصالح قابل مصرف در احداث سازه : شامل مصالح موجود در معادن نزدیک شامل کلیه معادن سنگ، سیمان و ... جهت بررسی کیفیت و یا اصلاح آن و تعیین روابط مورد نیاز جهت کنترل طراحی‌ها.

۱-۵- شاخص‌ها و پارامترهای مشخص کننده طراحی

پارامترهای مورد نیاز در طراحی پی‌های زیر تجهیزات، گنتریها یا سازه‌هایی که سنگین بوده و به پی گسترده نیاز دارند (مانند ترانسفورماتورهای قدرت)، به شرح زیر معرفی می‌گردند :

۱-۵-۱- مقاومت فشاری بتن (f_c)

مقاومت بتن به نسبت سیمان، مصالح درشت دانه و ریزدانه و آب و مواد مضاف به آن بستگی دارد. مقاومت فشاری ۲۸ روزهٔ نمونه بتنی استوانه‌ای به ارتفاع ۳۰ سانتیمتر و قاعده به قطر ۱۵ سانتیمتر را (f_c) می‌نامند. رابطه تقریبی موجود بین مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای و مقاومت فشاری نمونه مکعبی ۲۰×۲۰×۲۰ سانتیمتر به صورت زیر بیان شده است:

$$f_c = 0.8 f_{cu} \qquad (۶-۱)$$

که f_{cu} مقاومت فشاری بتن برای نمونه مکعبی ۲۰×۲۰×۲۰ سانتیمتر است.

تعیین مقاومت فشاری بتن (f_c) توسط طراح و با توجه به شناخت وی از محیط کارگاه، وضعیت و نوع مصالح مصرفی و آزمایش نمونه‌های تصادفی صورت می‌گیرد.

۱-۵-۲- مقاومت برشی بتن (V_c)

مقاومت برشی بتن نسبت به کشش بسیار بزرگتر است. باتوجه به بالا بودن مقاومت برشی بتن، گسیختگی در اثر برش عامل کنترل‌کننده و تعیین‌کننده نیست و تنها کشش‌ناشی از برش، سازه را دچار مشکل می‌کند.

omoorepeyman.ir

طراحی برشی مقطع براساس رابطه زیر صورت می‌گیرد:

$$V_u \le \Phi V_n \qquad (۱-۷-الف)$$

در رابطه فوق، V_u نیروی برشی ضریب‌دار مقطع و V_n مقاومت برشی اسمی محاسبه شده با استفاده از رابطه زیر است:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۱-۷-ب)$$

در رابطه فوق V_c مقاومت برشی اسمی تأمین شده توسط بتن و V_s مقاومت برشی اسمی تأمین شده توسط فولادهای برشی است. لازم به ذکر است طراحی پی‌های معمولی تنها با استفاده از مقاومت اسمی تأمین‌شده توسط بتن (V_c) صورت می‌گیرد.

Φ ضریب کاهش مقاومت است که برای برش برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شود.

۱-۵-۳- مدول گسیختگی بتن (f_r)

از مدول گسیختگی بتن می‌توان برای محاسبه لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع (M_{cr}) استفاده نمود. (f_r) با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_r = 7\sqrt{f_c} \qquad (۱-۸)$$

که در آن f_c مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه بر حسب (ton / m^2) می‌باشد.

۱-۵-٤- مدول الاستیسیته بتن و فولاد

مدول الاستیسیته بتن بستگی به مقاومت فشاری f_c و وزن مخصوص آن W دارد. البته عمر بتن، مشخصات مواد دانه‌ای، سیمان، ابعاد نمونه و سرعت بارگذاری نیز با مدول الاستیسیته بتن مرتبط می‌باشند. مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$E_C = 13700\, W^{1.5}\sqrt{f_c} \qquad (۱-۹)$$

که در آن :

W: وزن مخصوص بتن از ۱/۵ تا ۲/۵ و برحسب (ton/m^3)

f_c : مقاومت فشاری بتن برحسب (ton/m^2)

E_c : مدول الاستیسیته بتن برحسب (ton/m^2)

از رابطه زیر نیز می‌توان برای بتن‌های معمولی استفاده نمود:

$$E_C = 47500\sqrt{f_c} \qquad (۱-۱۰)$$

مدول الاستیسیته فولاد E_S، برابر $۲/۰۴\times۱۰^{۷}$ تن بر مترمربع در نظر گرفته می‌شود.

۱-۵-۵- مشخصات مکانیکی فولاد

از لحاظ مشخصات مکانیکی در کشور سه نوع میلگرد AI ، AII و AIII یافت می‌شود که مشخصات مکانیکی آنها در جدول (۱-۲) بیان شده است. هر سه نوع یاد شده از نوع گرم نورد شده هستند. لازم به ذکر است که استفاده از میلگرد نوع AI (ارائه شده در این جدول) و یا هرگونه میلگرد صاف غیر مجاز می‌باشد.

omoorepeyman.ir

جدول ۱-۲ : مشخصات مکانیکی میلگردهای موجود در کشور

گروه	حد جاری شدن Ton/m^2	مقاومت نهایی Ton/m^2	ازدیاد نسبی طول به درصد
AI	۲۴۰۰۰	۳۸۰۰۰	۲۵
AII	۳۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۱۹
AIII	۴۰۰۰۰	۶۰۰۰۰	۱۴

omoorepeyman.ir

پیوست ۱-۱

همانطور که بیان شد معادله دیفرانسیل تغییر مکان یک تیر بر بستر ارتجاعی با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$E_c I \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -K'_S y \qquad (۱)$$

که در آن:

$$K'_S = K_S b \qquad (۲)$$

جواب معادله دیفرانسیل فوق عبارت است از:

$$y = e^{\lambda x}(A\cos\lambda x + B\sin\lambda x) + e^{-\lambda x}(C\cos\lambda s + D\sin\lambda x) \qquad (۳)$$

که در آن پارامتر λ با عبارت زیر تعریف می‌شود:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_S b}{4E_C I}} \qquad (۴)$$

برای تیری به طول L که تحت بار متمرکزی به فاصله a از سمت چپ تیر قرار دارد، با اعمال شرایط مرزی و همسازی و تعیین ثابتهای معادله می‌توان مقادیر مربوط به تغییر مکان (نشست)، لنگر خمشی و نیروی برشی تیر را بدست آورد که معادلات مربوطه در مرجع [۱۱] ارائه شده‌اند.

با گسترش امکانات کامپیوتری، امروزه غالب مسایل تیر بر بستر ارتجاعی به کمکی یکی از روشهای عددی از جمله روش تفاضلهای محدود و روش اجزاء محدود حل می‌شود.

بوسیله این روشها معادله دیفرانسیل (۱) به صورت عددی حل می‌شود و می‌توان بر محدودیتهایی که در روشهای تحلیلی وجود دارد، به سادگی فائق آمد.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

فصل ۲

حداقل الزامات تعیین‌کننده طراحی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

مقدمه

به دلیل این که پی‌های موجود در یک پست عمدتاً از نوع شالوده‌های سطحی هستند، از این پس هرگاه از کلمه پی استفاده شده باشد، منظور از آن شالوده سطحی است.

به طور کلی طراحی پی را می‌توان در دو بخش عمده دسته بندی نمود:

الف ـ بررسی و مطالعات ژئوتکنیکی: شامل تعیین مقاومت مجاز و مشخصات مکانیکی خاک.

ب ـ مطالعات سازه‌ای: تعیین ابعاد پی و نوع مصالح به کار رفته و میزان فولاد مصرفی در پی‌های مسلح.

در این قسمت حداقل نیازهایی که باید خاک و پی طراحی شده جهت نگهداری تجهیزات پست برآورده سازند مورد بررسی قرار می‌گیرد. این نیازها شامل تعیین ظرفیت باربری خاک زیر پی مورد نظر و مجاز بودن مقدار نشست زیر پی می‌باشد.

به طور کلی برای احراز شرایط ایمنی پی باید موارد زیر مد نظر قرار گیرند:

الف ـ در توده خاک که پی بر آن متکی است، گسیختگی برشی روی ندهد.

ب ـ نشست پی به علت بار وارده از سازه فوقانی در حد مجاز باشد.

۲-۱- ظرفیت باربری خاک

معیار مطالعه در تعیین ظرفیت باربری پی‌ها، غالباً وقوع گسیختگی برشی است. در شکل (۲-۱-الف) شالوده‌ای به عرض B نشان داده شده که روی یک لایه بسیار متراکم ماسه‌ای قرار دارد. وقتی بار گستردهٔ اعمالی (q بر واحد سطح شالوده) افزایش یابد، نشست شالوده متناظر با افزایش تدریجی بار افزایش خواهد یافت.

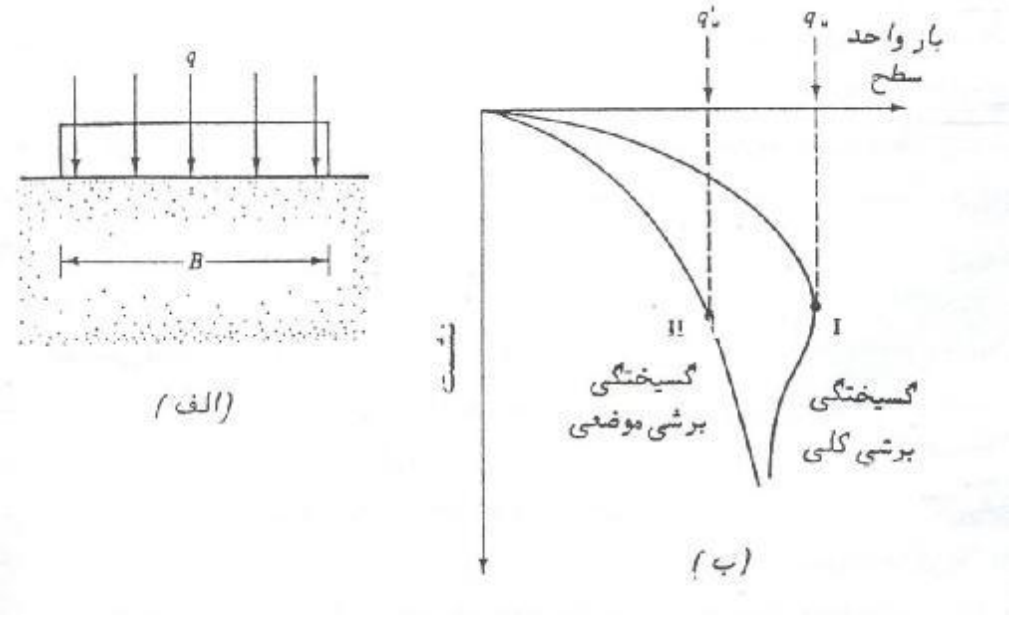
پس از رسیدن بار وارد بر پی به مقدار $q=q_u$ ، ظرفیت باربری خاک به حد گسیختگی رسیده و حتی با وجود ثابت بودن بار وارده (q_u) نشست قابل توجهی در پی پدیدار می‌گردد. این مطالب در شکل (۲-۱- ب) نشان داده شده است (q_u ظرفیت باربری نهایی خاک می‌باشد).

وقوع این عمل، همزمان با بالازدگی خاکهای اطراف شالوده (برش پانچ در توده خاک) است. در این حالت رابطه بار ـ نشست، مطابق منحنی (I) از شکل (۲-۱- ب) خواهد شد.

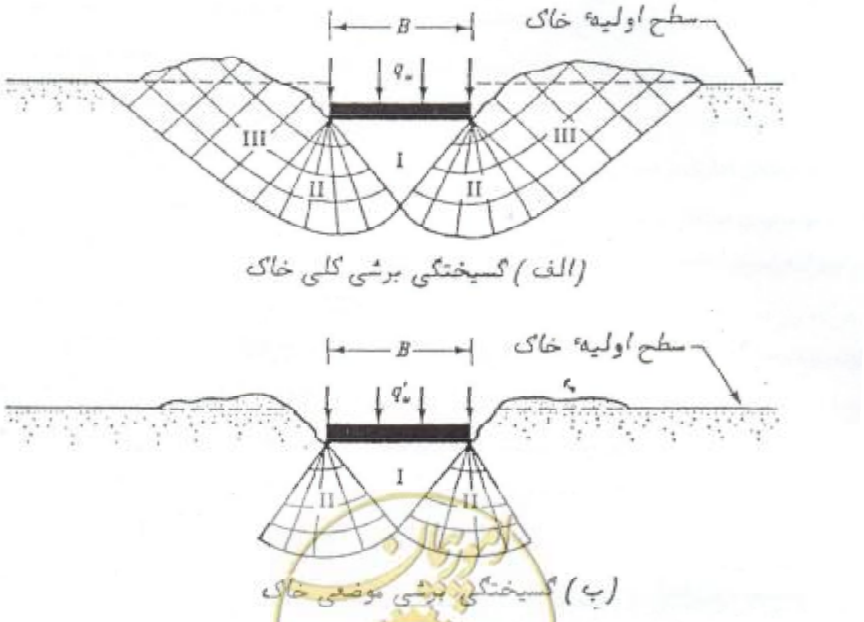
این نوع گسیختگی را گسیختگی برشی کلی می‌نامند. با مراجعه به شکل (۲-۲-الف) به سادگی می‌توان دریافت که وقتی شالوده تحت اثر بار وارده نشست می‌کند، یک ناحیهٔ گوه‌ای مثلثی شکل از خاک(ناحیه I) به طرف پائین رانده می‌شود و چون در بار q_u خاک به حالت خمیری در می‌آید، به علت لغزش با افزایش بار گسیختگی رخ می‌دهد.

omoorepeyman.ir

در صورتی که شالوده روی یک لایه ماسه‌ای با تراکم متوسط یا خاک رسی قرار داشته باشد رابطه بار- نشست آن شبیه منحنی II خواهد بود. در این حالت با افزایش فشار پس از $q=q_u$ منحنی بار – نشست به صورت خط مستقیم با شیب تند در می‌آید. در این حالت q_u را ظرفیت باربری نهایی و مکانیزم گسیختگی نشان داده شده در شکل (۲-۲- ب) را گسیختگی برشی موضعی گویند.



شکل ۲-۱: ظرفیت باربری نهایی برای پی‌های سطحی

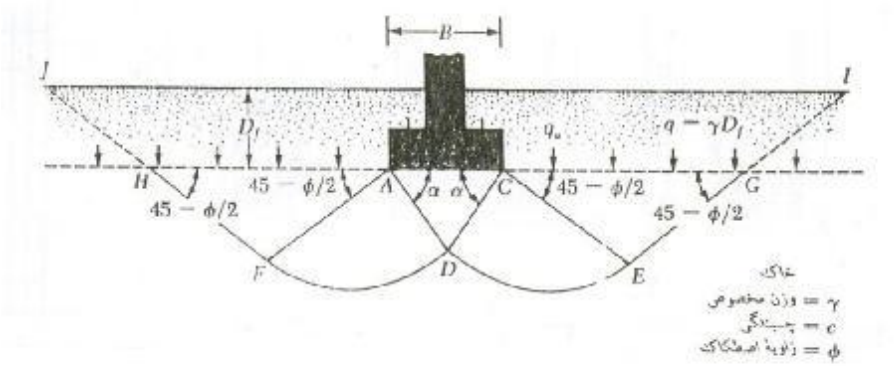


شکل ۲-۲: مکانیزم گسیختگی برای تعیین ظرفیت باربری خاک

omoorepeyman.ir

در این مکانیزم ناحیه گوه گسیختگی (I) به سمت پائین رانده می‌شود، لیکن برخلاف مکانیزم گسیختگی برشی کلی، سطح لغزش، سطح زمین را قطع نمی‌کند و انتهای آن در داخل خاک قرار دارد. لذا علائمی از بالازدگی خاک به چشم نمی‌خورد و ظرفیت باربری نهایی خاک باتوجه به پایداری گوه مثلثی در زیر پی به راحتی قابل محاسبه است.

هنگامی که پی برروی خاک قرار دارد باید دارای شرایطی باشد که تنش ایجاد شده در زیر آن از مقاومت مجاز خاک تجاوز نکند.



شکل ۲-۳: گسیختگی برشی در باربری نهایی یک شالودهٔ نواری صلب با سطح تماس زبر

ظرفیت باربری نهائی خاک زیر پی از روشهای مختلفی قابل محاسبه است که روش ترزاقی از مشهورترین این روشهاست. در این روش که در شکل (۲-۳) نشان داده شده است، روابطی استاتیکی با در نظر گرفتن اثر چسبندگی خاک و اثر خاک مجاور و زیر پی در سه دستهٔ شالوده‌های نواری، مربعی، دایره‌ای ارائه شده است که به تفکیک عبارتند از:

(۱-۲) شالوده‌های نواری $q_u = CN_c + qN_q + 0.5\ \gamma BN_\gamma$

(۲-۲) شالوده‌های مربعی $q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.4\ \gamma BN_\gamma$

(۳-۲) شالوده‌های دایره‌ای $q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.3\ \gamma BN_\gamma$

در روابط فوق :

q_u: ظرفیت باربری نهایی خاک برحسب (ton/m^2)

C: چسبندگی خاک برحسب (ton/m^2)

q: فشار خاک بالای شالوده برحسب (ton/m^2)

γ : وزن مخصوص خاک برحسب (ton/m^3)

B: عرض پی در حالت مربعی یا قطر پی در حالت دایروی بر حسب (m)

N_C, N_q, N_γ: ضرایب ظرفیت باربری که به زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) بستگی دارند و ازجدول (۲-۱) بدست می‌آیند.

omoorepeyman.ir

جدول ۲-۱: ضرایب ترزاقی

زاویه اصطکاک داخلی خاک (درجه)	Nγ	Nq	Nc
۰	۰	۱	۵/۷
۵	۰/۵	۱/۶	۷/۳
۱۰	۱/۲	۲/۷	۹/۶
۱۵	۲/۵	۴/۴	۱۲/۹
۲۰	۵	۷/۴	۱۷/۷
۲۵	۹/۷	۱۲/۷	۲۵/۱
۳۰	۱۹/۷	۲۲/۵	۳۷/۲
۳۵	۴۲/۴	۴۱/۴	۵۷/۸
۴۰	۱۰۰/۴	۸۱/۳	۹۵/۷
۴۵	۲۹۷/۵	۱۷۳/۳	۱۷۲/۳

معمولاً فشار خاک بالای شالوده به عمق شالوده بستگی دارد. عمق شالوده نیز بستگی به وضعیت یخبندان منطقه دارد. به عبارت دیگر معمولاً برای جلوگیری از اثرات مخرب یخبندان بر شالوده آنرا تا عمق معینی در خاک مدفون می‌نمایند، که برای هر منطقه بـه تناسب اوضاع جوی و آب و هوای منطقه عمق یخبندان متفاوت خواهد بود.

در صورت وجود اشکالات اجرائی و عدم امکان انتقال پی به عمق مناسب لازم است تمهیدات لازم برای جلوگیری از یـخزدگـی مدنظر قرار گیرد. باتوجه به موارد یاد شده می‌توان فشار خاک بالای شالوده را از رابطه زیر بدست آورد :

$$q=\gamma D_f \qquad (۴-۲)$$

که در این رابطه γ: وزن مخصوص خاکی است که پس از ساخت پی روی آنرا تا کف محوطه می‌پوشـاند و D_f نمایـانگر ارتفـاع خاک روی سطح شالوده تا سطح تمام شده خاک است.

مقاومت مجاز زمین (q_a) با تأثیر یک ضریب ایمنی در مقدار ظرفیت باربری نهایی بدست می‌آید. به عبارت دیگر:

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \qquad (۵-۲)$$

FS یا ضریب اطمینان غالباً با توجه به نوع خاک، اهمیت پروژه و دقت محاسبات، از سوی طراح انتخـاب مـی‌گـردد. معمـولاً در طراحی پی‌ها ضریب اطمینان در محدودهٔ $۲/۵ \leq FS \leq ۳$ در نظر گرفته می‌شود از این رو در کارهای عادی ضریب اطمینـان برابـر ۳ پیشنهاد می‌گردد.

۲-۲- نشست و انواع آن

هرگاه پس از اعمال بار q بر سطح یک پی تراز ارتفاعی آن اندکی تنزل یابد، این تنزل ارتفاع را نشست گویند. به طـور کلـی دو نوع نشست می‌تواند برای شالوده‌های سطحی رخ دهد: یکی نشست آنی یا الاستیک (S_e) و دیگری نشست تحکیم (S_c).

omoorepeyman.ir

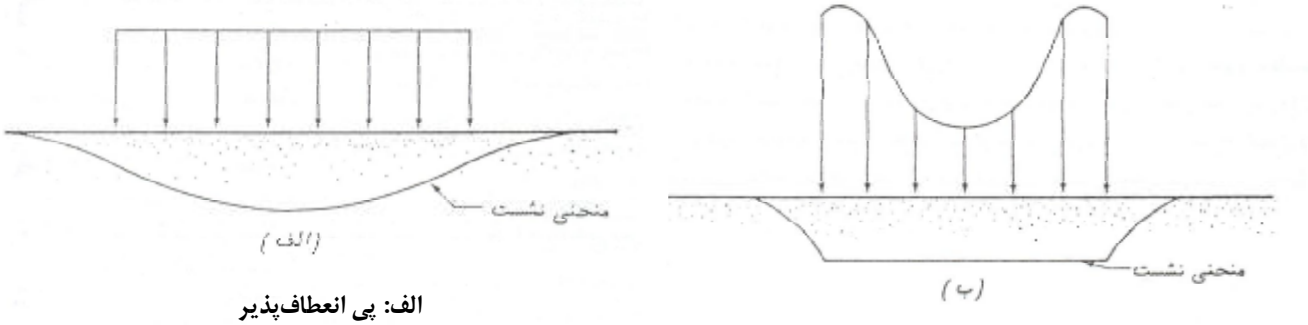
نشست آنی شالوده بلافاصله بعد از احداث شالوده رخ می‌دهد در حالیکه نشست تحکیم تابع زمان است و علت وقوع آن خروج آب حفره‌ای از میان حفره‌های خاک به علت اضافه فشار تحمیل شده بر آنها می‌باشد. نشست کلی یک شالوده، مجموع نشستهای آنی (الاستیک) و تحکیم خواهد بود.

نشست تحکیم از دو قسمت تشکیل می‌شود : نشست تحکیم اولیه و نشست تحکیم ثانویه. نشست تحکیم ثانویه بعد از تکمیل نشست اولیه رخ می‌دهد و علت آن لغزش و تغییر جهت ذرات خاک روی یکدیگر است. نشست تحکیم اولیه خیلی مهمتر از نشست ثانویه در رسهای غیرآلی و خاکهای رسی لایه‌دار است. لیکن در خاکهای آلی، نشست ثانویه دارای اهمیت بیشتری می‌باشد.

۲-۲-۱- نشست آنی

نشست آنی یا الاستیک یک پی بلافاصله بعد از اعمال بار و بدون تغییری در میزان رطوبت بدست می‌آید و میزان این نشست بستگی به انعطاف‌پذیری پی و نوع مصالح بکار رفته در آن دارد. در صورتی که یک پی انعطاف‌پذیر تحت اثر بار گسترده روی مصالح الاستیک نظیر رس اشباع قرار گیرد، به علت نشست الاستیک مطابق شکل شماره (۲-۴-الف) حالت مقعر به خود می‌گیرد و هرگاه پی سخت باشد (پی صلب) و بر روی مصالح الاستیک قرار گیرد نشست حاصل یکنواخت خواهد بود، لیکن به علت توزیع مجدد، تنش از حالت یکنواخت خارج می‌شود که این حالت در شکل شماره (۲-۴- ب) نشان داده شده است.

چگونگی منحنی نشست و نمودار توزیع فشار تماسی یاد شده برای خاکهایی صادق است که ضریب ارتجاعی آنها نسبت به عمق ثابت باشد. از اینرو چون در ماسه بدون چسبندگی ($\phi = 0$) ضریب الاستیسیته با عمق افزایش می‌یابد، لذا به علت فقدان محدودیت جانبی در سطح زمین و در لبه‌های پی، ماسه به سمت بیرون رانده شده و منحنی تغییر شکل پی، شکلی محدب به خود می‌گیرد. توزیع فشار تماسی در ماسه برای یک پی انعطاف‌پذیر و صلب (با نشست‌های مساوی) در شکل (۲-۵) نشان داده شده است.

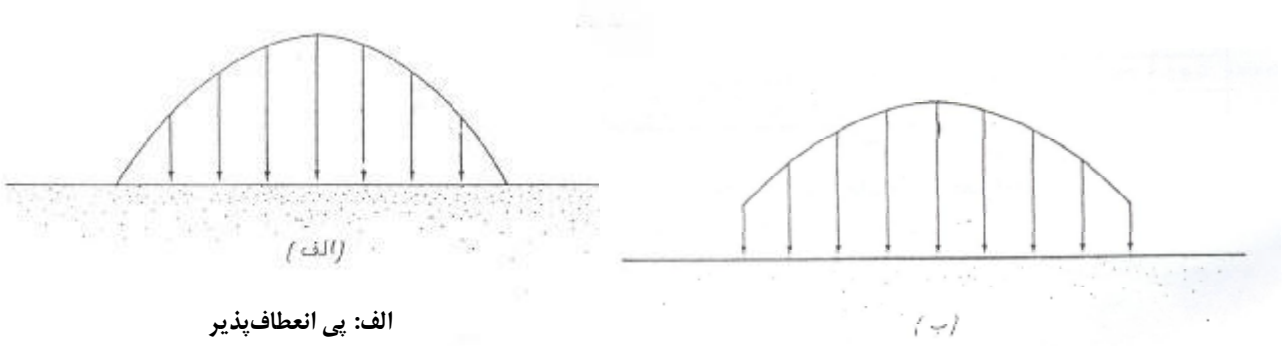


الف: پی انعطاف‌پذیر

ب: پی صلب

شکل ۲-۴: نشست آنی

omoorepeyman.ir



الف: پی انعطاف‌پذیر

ب : پی صلب

شکل۲-۵: توزیع فشار تماسی در ماسه

نشست آنی را می‌توان براساس روابط بدست آمده و بر پایه اصول تئوری الاستیسیته محاسبه نمود. شکل کلی این روابط بـشرح زیر است :

$$S_i = q.B\frac{1-\mu^2}{E}.I_p \qquad (۲-۶)$$

که در آن :

S_i: نشست الاستیک (m)

q: فشار خاک زیر پی بدون تأثیر ضرایب بار (ton/m^2)

B: عرض پی یا قطر پی دایروی (m)

μ : ضریب پواسون (بدون بعد)

E: مدول الاستیسیته خاک (ton/m^2)

I_p: ضریب تأثیر (بدون بعد)

در جداول شماره (۲-۲) تا (۲-۴) مقادیر مربوط به ضریب تأثیر، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون بیان شده‌انـد. در جـدول (۲-۲)، m_1 نسبت طول شالوده به عرض آن می‌باشد.

جدول ۲-۲ : مقادیر I_P برای پی مستطیلی [۷]

m_1 (نسبت طول شالوده به عرض آن)		۱	۱/۵	۲	۳	۵	۱۰	۲۰	۵۰	۱۰۰
I_P	پی انعطاف‌پذیر مرکز	۱/۱۲	۱/۳۶	۱/۵۳	۱/۷۸	۲/۱۰	۲/۵۴	۲/۹۹	۳/۵۷	۴/۰۱
	پی انعطاف‌پذیر گوشه	۰/۵۶	۰/۶۸	۰/۷۷	۰/۸۹	۱/۰۵	۱/۲۷	۱/۴۹	۱/۸	۲
	پی صلب	۰/۸۸	۱/۰۷	۱/۲۱	۱/۴۲	۱/۷۰	۲/۱۰	۲/۴۶	۳	۳/۴۳

جدول ۲-۳: مدول الاستیسیته [۷]

نوع خاک		رس نرم	رس سخت	ماسه شل	ماسه متراکم
مدول الاستیسته (E)	PSi	۵۰۰-۲۵۰	۸۵۰-۲۰۰۰	۱۵۰۰-۴۰۰۰	۵۰۰۰-۱۰۰۰۰
	KN/m^2	۱۳۸۰-۳۴۵۰	۵۸۶۵-۱۳۸۰۰	۱۰۳۵۰-۲۷۶۰۰	۳۴۵۰۰-۶۹۰۰۰

omoorepeyman.ir

جدول ۲-۴: ضریب پواسون [۷]

نوع خاک	ماسه شل	ماسه متوسط	ماسه متراکم	ماسه لای‌دار	رس نرم	رس متوسط
ضریب پواسون (μ)	۰/۲-۰/۴	۰/۲۵-۰/۴	۰/۳-۰/۴۵	۰/۲-۰/۴	۰/۱۵-۰/۲۵	۰/۲-۰/۵

۲-۲-۲- نشست تحکیمی

نشست تحکیمی بعد از نشست آنی و در بلندمدت ایجاد می‌شود. این نشست در خاکهای ریز دانه یا رسی اشباع ایجاد می‌گردد و برخلاف نشست آنی تغییر شکل‌ها در این نشست از نوع پلاستیک بوده و بعد از باربرداری نیز اثر آن باقی می‌ماند. به عبارت دیگر وقتی سرباری توسط پی برخاک اعمال گردد در اثر افزایش فشار سلولی، فشار اضافی وارده توسط آب حفره‌ای تحمل شده و با گذشت زمان و زهکشی آب از درون توده خاک، تخلخل کم شده و نشست تحکیمی صورت می‌گیرد که مقدار آن به مراتب بزرگتر از نشست‌های الاستیک می‌باشد. در خاکهای درشت دانه به علت بالا بودن سرعت زهکشی نشست تحکیمی رخ نمی‌دهد. لذا در اینگونه خاکها عموماً از نشست تحکیمی صرفنظر می‌شود. نشست تحکیمی را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$S_t = \frac{C_c.H}{1+e_o}.\log(\frac{p_o+\Delta P}{p_o}) \qquad (۷-۲)$$

که در آن :

C_c: شیب منحنی تحکیم یا نشانه فشردگی (بارگذاری)

H: ضخامت لایه (m)

e_o : تخلخل اولیه

p_o: بار یا فشار اولیه در وسط لایه مورد محاسبه (ton/m^2)

ΔP: اضافه بار وارده در وسط لایه مورد محاسبه (ton/m^2)

S_t: نشست ناشی از تحکیم (m)

C_c از روی منحنی تحکیم محاسبه می‌شود. برای محاسبه C_c روابط تجربی مختلفی نیز ارائه شده است که معروف‌ترین آنها روابط ارائه شده به شرح زیر است :

$C_c = 0.009\ (LL-10)$ برای رس‌های دست نخورده (۸-۲)

$C_c = 0.007\ (LL-10)$ برای رس‌های دست خورده (۹-۲)

LL: حد روانی (حد مایع) خاک بر حسب درصد می‌باشد.

۲-۲-۳- نشست ثانویه

این نشست هنگامی که فشار آب داخل خاک به صفر می‌رسد، بروز می‌کند و در حقیقت این پدیده شبیه خزش در بتن می‌باشد. به عبارت دیگر این نشست پس از نشست تحکیمی رخ می‌دهد و زمان بروز این پدیده را ($T=\infty$) فرض می‌کنند. عموماً به دلیل کوچک بودن مقدار این نشست از محاسبه آن صرف نظر می‌شود.

omoorepeyman.ir

۲-۲-۴- نشست کلی

نشست کلی از حاصل جمع نشست آنی و نشست تحکیمی و نشست ثانویه بدست می‌آید که غالباً با صرف نظر از نشست ثانویه باید با نشست مجازی که برای هر سازه بدست می‌آید، مقایسه شود. درخصوص سازه‌ها و تجهیزات موجود در پست‌های فشار قوی نشست مجاز خیلی کم بوده و حداکثر آن از مقدار چند میلیمتر برای ترانس‌ها تا چند سانتیمتر برای تجهیزات و گنتریها تغییر می‌کند.

لازم به ذکر است که منظور از نشست کلی، نشست یکنواخت و همگن سازه است و ماشین آلات و تجهیزات در مقابل نشست‌های نامتقارن از حساسیت بیشتری برخوردار هستند.

نشست شالوده در بار نهایی حدود ۵ تا ۲۵ درصد عرض شالوده در خاکهای ماسه‌ای و حدود ۳ تا ۱۵ درصد عرض شالوده در خاکهای رسی است [۷]. بنابراین برای شالوده‌های با ابعاد بزرگ، مقدار نشست بر مبنای معیار ایمنی سازه در بار نهایی ممکن است خیلی بزرگ باشد. در این حالت ظرفیت باربری مجاز بر مبنای محدود کردن میزان نشست، می‌تواند کنترل‌کننده باشد.

اکثر آیین‌نامه‌های ساختمانی مقرر می‌دارند که شالوده نباید نشست نامتقارنی بیش از ۲۵ میلیمتر تحمل نماید [۷].

بنابراین برای شالوده‌هایی با عرض کوچک، ممکن است ظرفیت باربری نهایی، قبل از نشست ۲۵ میلیمتر رخ دهد. برای چنین حالتی مقاومت مجاز زمین از رابطه (۲-۵) بدست می‌آید.

برای مقادیر بزرگ b، بار نهایی در نشستهای بزرگتر از ۲۵ میلیمتر رخ می‌دهد. برای این حالات، مقاومت مجاز زمین برابر تنش ایجاد شده براثر نشست ۲۵ میلیمتر می‌باشد.

omoorepeyman.ir

فصل ۳

طراحی پی‌ها در پستهای فشارقوی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

مقدمه

در این فصل روند طراحی پی‌ها در پستهای فشار قوی به صورت گام به گام ارائه می‌گردد. معمولاً پی در پستها به اشکال منفرد، دو ستونه و گسترده به کار می‌رود که مراحل طراحی هرکدام به تفکیک بیان خواهد شد. ضوابط ویژه مربوط به طراحی پی‌ها از جمله تعیین ضخامت پی و آرماتورگذاری، جز در موارد ذکر شده در این نشریه، مطابق با آخرین تجدیدنظر آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن‌آرمه (ACI 318) خواهد بود.

۳-۱- طراحی پی‌های منفرد

این پی‌ها در زیر پایه‌های تجهیزات که به صورت منفرد قرار دارند مورد استفاده قرار می‌گیرد و دارای پایه ستون[1] می‌باشد. نیروها از طریق سازه‌های خرپایی که روی پایه ستون نصب می‌شوند به پی انتقال می‌یابند. جهت طراحی پی‌های منفرد گامهای زیر می‌بایستی انجام گیرد:

الف‌ـ تعیین ابعاد پی

ابتدا بدون تأثیر ضریب بار حداقل سطح مقطع لازم برای اتکای پی بر خاک بدست می‌آید. برای این منظور از تقسیم بار محوری بر ظرفیت باربری مجاز خاک (q_a) ابعاد پی محاسبه می‌شود. در صورت محاسبه بار باد و زلزله در این مورد، می‌توان ظرفیت باربری مجاز خاک را مطابق بند ۱۷-۳-۳ آیین‌نامه آبا، ۳۳ درصد افزایش داد.

$$A = \frac{P}{q_a} \qquad (۱ـ۳)$$

$$A = BL \qquad (۲ـ۳)$$

که در آن

P: بار محوری (تن)

q_a: ظرفیت باربری مجاز خاک (تن بر مترمربع)

B: عرض پی (متر)

L: طول پی (متر) می‌باشد.

غالباً علاوه بر نیروی محوری، لنگر خمشی نیز به پی اعمال می‌شود. در این حالت مقدار خروج از مرکزیت را می‌بایستی به صورت زیر کنترل نمود:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{\text{لنگر خمشی وارد بر پی}}{\text{بار محوری وارد بر پی}} \qquad (۳-۳)$$

1 . Pedestal

omoorepeyman.ir

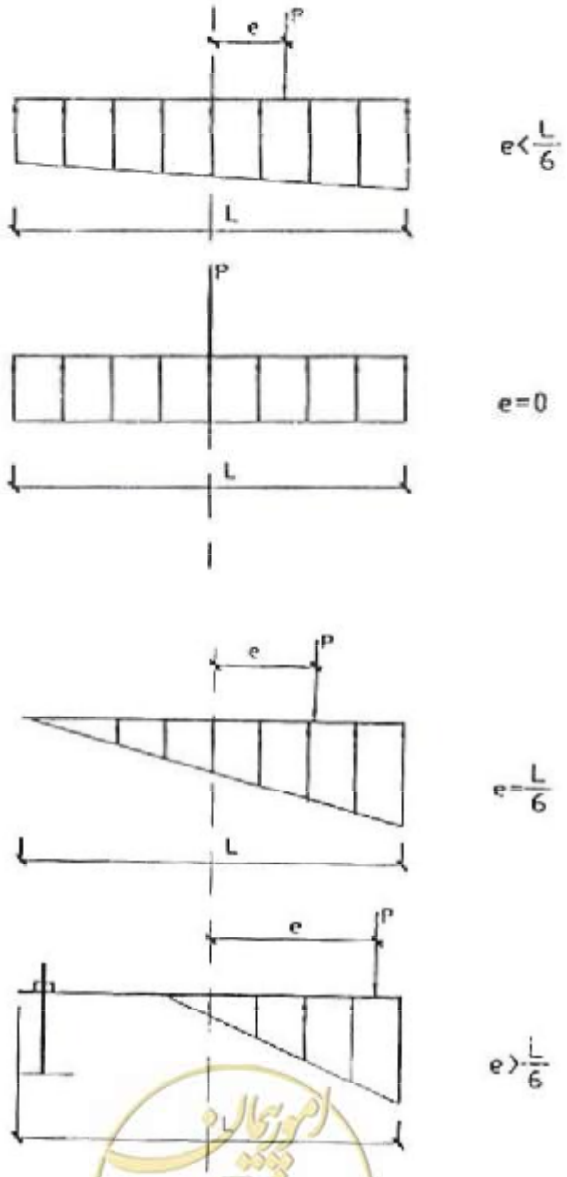
$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow q_{max} = \frac{P}{A}(1 \pm \frac{6e}{L}) \qquad (۳-۴) \quad \text{شکل شماره (۳-۱)}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow M = P.e \Rightarrow q_{max} = \frac{4P}{3B(B-2e)} = \frac{2P}{3Bm} \qquad (۳-۵) \quad \text{شکل شماره (۳-۱)}$$

که در آن:

e: خروج از مرکزیت (m)، M: لنگر خمشی (ton-m)، B, L: طول و عرض پی (m)، m: برابر است با $\frac{L}{2} - e$ بر حسب متر و

q_{max}: حداکثر تنش در زیر پی بر حسب تن بر مترمربع است.



شکل۳-۱: کنترل خروج از مرکزیت در پی صلب

omoorepeyman.ir

در صورتی که $e > \frac{L}{6}$ باشد استفاده از پی‌های غیر متقارن یا کلاف کششی الزامی خواهد بود.

در صورتی که مقدر q_{max} از q_a بزرگتر شود می‌توان با فرض طول مناسب و متناسب با شرایط سازه‌ای و با استفاده از روابط زیر سطح مقطع و سپس عرض پی را بدست آورد. در این حالت q_a برابر q_{max} در نظرگرفته شده است.

$$q_a = \frac{P}{A}(1+\frac{6e}{L}) \Rightarrow A = \frac{P}{q_a}(1+\frac{6e}{L}) \qquad (۶-۳)$$

$$A = B.L \Rightarrow B = \frac{A}{L} \qquad (۷-۳)$$

لازم به ذکر است انتخاب طولهای بزرگتر (L) باعث کاهش سطح مقطع پی و کاهش حجم بتن‌ریزی می‌شود. در هر حال، برای تداوم صلبیت پی نسبت طول به عرض $\left(\frac{L}{B}\right)$ باید به مقدار ۲/۵ محدود شود.

در صورت وجود خمش در دو جهت طولی و عرضی (خمش دو محوره) از روابط زیر جهت انتخاب ابعاد پی استفاده می‌شود:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y.x}{I_y} \pm \frac{M_x.y}{I_x} \qquad (۸-۳)$$

که در آن:

$$I_x = \frac{LB^3}{12}, I_y = \frac{BL^3}{12}, x = \frac{L}{2}, y = \frac{B}{2} \qquad (۹-۳)$$

$$M_y = Pe_x \quad , \quad M_x = Pe_y$$

که با جایگزینی روابط فوق در رابطه (۳-۸) خواهیم داشت:

$$q = \frac{P}{BL}(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}) \qquad (۱۰-۳)$$

لذا برای تعیین ابعاد پی تحت اثر خمش دو محوره به روش سعی و خطا ابعاد انتخابی برای پی مورد نظر با رابطه (۳-۱۰) و شرط $0 \le q \le q_a$ کنترل می‌گردد. لازم به ذکر است هر چه تنش زیر پی (q) به مقدار تنش مجاز (q_a) نزدیکتر باشد، ابعاد پی اقتصادی‌تر نیز می‌گردد.

چنانچه خروج از مرکزیت بار معادل محوری نسبت به محورهای x و y (به ترتیب برابر e_x و e_y) در رابطه (۳-۱۱) صدق کند در زیر پی تنش کششی ایجاد نمی‌شود و در غیر اینصورت باید با سعی و خطا در هر گام بخشی از تنش را که کششی است، حذف و تعادل را دوباره برقرار نماییم.

$$۱ - \frac{۶e_x}{L} - \frac{۶e_y}{p} > ۰ \qquad (۱۱-۳)$$

ب ـ تعیین ضخامت پی

گام بعدی در طراحی پی‌های منفرد تعیین ضخامت آن می‌باشد. در این حالت لازم است بارهای ضریب‌دار ـ که از بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری حاصل شده است – بر پی اعمال شود. در صورت تفکیک‌ناپذیر بودن بارهای مرده، زنده و ... که بر سازه اعمال می‌شوند، بسته به نظر طراح یک ضریب بار مناسب انتخاب می‌شود.

omoorepeyman.ir

ضخامت پی به گونه‌ای انتخاب می شود که مقطع بتنی بدون نیاز به آرماتور برشی قادر به تحمل تنش‌های برشی ایجاد شده باشد. بنابراین رابطه (۱-۷-الف) را می‌توان به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$V_u \le \Phi V_c \qquad (۱۲-۳)$$

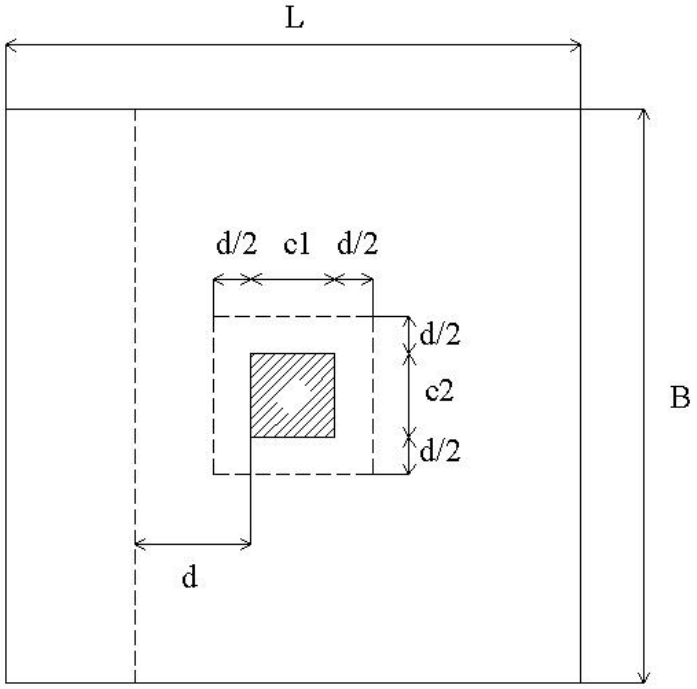
جهت محاسبه ضخامت پی باید برش یکطرفه و برش دوطرفه[1] در مقطع پی بررسی شوند و بزرگترین ضخامت بدست آمده از دو حالت فوق انتخاب شود. همچنین از آن جاییکه در طراحی پی‌های منفرد معمولاً برش دو طرفه تعیین‌کننده می‌باشد، می‌توان ضخامت لازم برای تأمین مقاومت در برابر برش دو طرفه را بدست آورد و برش یک طرفه را برای ضخامت بدست آمده کنترل نمود.

رفتار برشی دو طرفه:

مقطع بحرانی برای برش دو طرفه (b_0) حداکثر به فاصله d/2 از وجه ستون، پایه ستون یا دیوار در نظر گرفته می‌شود. برای پی‌هایی که یک ستون یا پایه ستون با صفحه فولادی کف ستون روی آن‌ها قرار می‌گیرد، مقطع بحرانی در فاصله d/2 از وسط فاصله بر ستون تالبه صفحه فولادی کف ستون، در نظر گرفته می‌شود (شکل ۳-۲).

بنابراین محیط مقطع بحرانی در برش دو طرفه برای یک پی با ضخامت موثر d و ستونی با وجوه C_1 و C_2 مطابق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$b_0 = 2(C_1 + C_2 + 2d) \qquad (۱۲-۳)$$



شکل ۳-۲: سطح مقطع برش دو طرفه و یک طرفه

مقاومت اسمی برشی تأمین شده توسط بتن (V_C) برابر با کوچکترین مقدار بدست آمده از روابط زیر طبق بندهای (۳۳-۱۱) الی (۳۵-۱۱) ACI و [۲] در نظر گرفته می‌شود:

1 . Punching

omoorepeyman.ir

$$V_C = (1+\frac{2}{\beta})\frac{\sqrt{f_c}}{0.6}b_0 d \qquad (۱۳-۳)$$

$$V_C = (\frac{\alpha_s d}{b_0}+2)\frac{\sqrt{f_c}}{1.2}b_0 d \qquad (۱۴-۳)$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{0.3}b_0 d \qquad (۱۵-۳)$$

در روابط فوق:

V_c: مقاومت اسمی برشی تأمین‌شده توسط بتن (ton)

f_c: مقاومت فشاری بتن (ton/m^2)

b_0: محیط مقطع بحرانی در برش دو طرفه (m)

d: عمق موثر مقطع (m)

β: نسبت ضلع بلند به ضلع کوتاه ستون و

α: ضریبی است که برای ستون‌های میانی، لبه‌ای و گوشه‌ای به ترتیب ۴۰، ۳۰ و ۲۰ در نظر گرفته می‌شود.

رفتار برشی یک طرفه:

مقطع بحرانی برای برش یک طرفه حداکثر به فاصله d از وجه ستون، پایه ستون یا دیوار در نظر گرفته می‌شود.

برای پی‌هایی که یک ستون یا پایه ستون با صفحه فولادی کف ستون روی آنها قرار می‌گیرد، مقطع بحرانی در فاصله d از وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون، در نظر گرفته می‌شود. (شکل ۳-۲)

مقاومت اسمی برشی تأمین شده توسط بتن (V_C) در این حالت برابر است با:

$$V_C = \frac{\sqrt{f_c}}{0.6}B.d \qquad (۱۶-۳)$$

در رابطه فوق B عرض پی در مقطع بحرانی برحسب متر است.

بزرگترین مقدار بدست آمده برای d، با توجه به رفتار برشی دو طرفه و یک طرفه پی، به عنوان ضخامت موثر در نظر گرفته می‌شود. ضخامت کل پی با اضافه کردن طول پوشش آرماتورها به ضخامت موثر محاسبه می‌شود.

ضخامت پی در روی آرماتورهای (ضخامت موثر) برای پی‌های واقع بر روی خاک حداقل ۱۵ سانتیمتر و برای پی‌های واقع بر شمعها حداقل ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

چنانچه ابعاد پی از حد معمول بزرگتر باشد، باتوجه به صلبیت پی ضرورت دارد طراح با توجه به ابعاد پی و فاصله ستونها ضخامت مناسبی را انتخاب نماید. چنانچه تنش زیر پی ثابت نباشد، مقدار برش را با توجه به دیاگرام تنش زیر پی محاسبه می‌کنند.

درخصوص پی‌های دو یا سه ستونه معمولاً برش دوطرفه و برش خمشی را برای ستون‌های کناری کنترل می‌کنند. چرا که سطح مقابل برش در آنها حداقل مقدار را داراست.

omoorepeyman.ir

ج ـ کنترل در برابر واژگونی

در تحلیل پایداری پی‌های موجود در پست باتوجه به ارتفاع نسبتاً زیاد سازه‌های متصل به آنها و بار ناشی از وزن سازه و هادی‌ها و سایر تجهیزات مربوطه باید لنگرهای واژگون کننده پی نسبت به انتهای پائینی آن کنترل گردد. لنگرهای واژگون کننده با لنگرهایی که وزن سازه و وزن پی در همان نقطه ایجاد می‌کند، مقایسه شده و باید نسبت لنگرهای مقاوم به لنگرهای واژگون کننده، ضریب ایمنی مورد نظر را تأمین نماید.

برای کنترل پایداری پی‌ها در برابر واژگونی دو حالت بارگذاری به شرح ذیل معرفی می‌شود:

حالت A : ترکیبات بار بدون در نظر گرفتن اثر زلزله و یا اتصال کوتاه

حالت B : ترکیبات بار با در نظر گرفتن اثر زلزله و یا اتصال کوتاه

حداقل ضریب اطمینان برای جلوگیری از واژگونی پی تجهیزات پستهای فشار قوی مطابق بند (۱۷-۴-۲-۴) آیین‌نامه آبا برابر با مقدار ۱/۵ می‌باشد.

د ـ کنترل در برابر لغزش

نیروهای افقی که به قسمت بالایی سازه‌های مرتفعی همچون گنتریها وارد می‌شوند، سبب پدیدار شدن یک نیرو و یک لنگر در سطح تراز پی می‌گردند. با صرف نظر از لنگر وارده بر پی، نیروی جانبی (افقی V) سبب بروز پدیده‌ای بنام لغزش در زیر پی می‌شود. لذا جهت جلوگیری از لغزش پی بایستی نیروی اصطکاک بین سطح پی و خاک بر این نیروی محرک (لغزش) غلبه نماید.

حداقل ضریب اطمینان برای جلوگیری از لغزش پی تجهیزات پستهای فشار قوی برابر با مقادیر جدول زیر می‌باشد:

جدول ۳-۱ : مقادیر حداقل ضریب اطمینان پی در برابر لغزش

حالت بارگذاری	حالت A	حالت B
ضریب اطمینان	۱/۴	۱/۲

برای محاسبه ضریب اطمینان در برابر لغزش پی می‌توان از روابط زیر استفاده نمود:

$$FS = \frac{F_r}{V} = \frac{F_f + F_p - F_a}{V} \qquad (۳-۱۷)$$

$$F_f = W \tan\delta \qquad (۳-۱۸)$$

$$\delta = \frac{2}{3}\phi, \quad \delta_{max} = 25^\circ \qquad (۳-۱۹)$$

$$F_a = \gamma H \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \qquad (۳-۲۰)$$

$$F_P = \gamma H \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \qquad (۳-۲۱)$$

omoorepeyman.ir

FS: ضریب اطمینان در برابر لغزش

V: نیروی برشی وارده بر سازه (ton)

W: وزن سازه فوقانی و پی و وزن خاک روی پی (ton)

A: سطح مقطع کف پی (m^2)

δ : زاویه اصطکاک بین پی و خاک که مقداری تجربی است

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

F_r: کل نیروی مقاوم در برابر لغزش (ton)

H: عمق پی (m)

F_f: نیروی ناشی از اصطکاک پی با خاک (ton)

F_p: نیروی ناشی از مقاومت خاک مقابل پی (ton)

F_a: نیروی ناشی از رانش خاک در پشت پی (ton) و

γ : وزن مخصوص خاک (ton/m^3) می‌باشد.

هـ ـ آرماتورگذاری

اولین نکته در طراحی پی پرهیز از به کار بردن آرماتورهای برشی است. بنابراین با احتراز از آرماتورهای برشی و تصور اینکه پی به صورت تیر طره‌ای که فشار خاک بر آن وارد می شود عمل می‌کند، لنگر خمشی حداکثر را در واحد عرض محاسبه نموده و پس از تعیین آن، مقدار آرماتور موردنیاز نیز مشخص می‌شود.

محل مقطع بحرانی برای خمش در پی‌های تحمل‌کننده ستون بتنی، پایه ستون و یا دیوار بتنی، در وجه ستون، پایه ستون و یا دیوار در نظر گرفته می‌شود. برای پی‌هایی که یک ستون یا پایه ستون با صفحه فولادی کف ستون را تحمل می‌کنند، مقطع بحرانی در نصف فاصله بین وجه ستون و لبه صفحه کف ستون خواهد بود.

در پی‌های تحمل‌کننده دیوار با مصالح بنایی، این مقطع در نصف فاصله بین وسط دیوار و لبه آن در نظر گرفته می‌شود.

برای محاسبه میزان آرماتور کششی مورد نیاز در مقطع باید مقدار حداکثر لنگر خمشی (M_u) را برابر با مقاومت خمشی، پی (M_γ) قرار داد:

$$M_u = \frac{q_u . l^2}{2} \qquad (۲۲-۳)$$

$$M_\gamma = \Phi M_n = \Phi B d^2 \rho f_y (1 - 0.59\,\rho \frac{f_y}{f_c}) \qquad (۲۳-۳)$$

در روابط فوق:

q_u: عکس‌العمل محاسبه شده در برابر بارگذاری ضریب‌دار،

L: فاصله مقطع بحرانی تا بر پی و

ρ: نسبت فولادهای کششی به کل مقطع (A_S/Bd) می‌باشد.

omoorepeyman.ir

همچنین در روابط فوق، Φ ضریب کاهش مقاومت خمشی مقطع می‌باشد که مطابق زیر تعیین می‌شود:

- برای مقاطعی که در لحظه رسیدن کرنش فشاری بتن در دورترین تار مقطع به ۰/۰۰۳، میلگردهای کششی با f_y کمتر از ۴۲۰Mpa به کرنش تسلیم (۰/۰۰۳) نرسیده‌اند (مقاطع فشار حاکم)، مقدار Φ برابر با ۰/۷ می‌باشد (بند ۳-۳-۱۰، ACI) [۳].
- برای مقاطعی که در لحظه رسیدن کرنش فشاری بتن در دورترین تار مقطع به ۰/۰۰۳، میلگردهای کششی به کرنشی حداقل برابر با ۰/۰۰۵ رسیده باشند (مقاطع کششی حاکم)، مقدار Φ برابر با ۰/۹ می‌باشد (بند ۴-۳-۱۰، ACS) [۲].
- برای مقاطعی که کرنش کششی خالص آنها در دورترین فولاد کششی بین محدوده مقطع کشش حاکم و فشار حاکم قرارداد، ضریب Φ به روش درون‌یابی خطی تعیین می‌شود.

ضریب کاهش مقاومت برای برش مطابق بند ۳-۲-۳-۹، ACI و [۲] برابر ۰/۷۵ می‌باشد.

محدودیت آرماتورها:

لازم است مقدار آرماتوهای کششی به گونه‌ای محدود شود که کرنش کششی در دورترین میلگرد از تار خنثی، بیش از ۰/۰۰۴ گردد.

مقدار حداقل آرماتور کششی در پی‌های منفرد نباید کمتر از آرماتور حرارت و جمع‌شدگی مطابق زیر باشد: (بند ۸-۷-۳-۱ آیین‌نامه آبا)

- برای شالوده‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی با یک متر:
  - برای میلگردهای آجدار S220، S300، S350: $\rho = 0.002$
  - برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش‌شده صاف یا آجدار: $\rho = 0.0018$
  - برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر: $\rho = 0.0015$
- برای شالوده‌هایی با عمق بیش از یک متر و کمتر از ۲ متر، مقادیر فوق در ضریب α مطابق زیر ضرب می‌شوند (بند ۸-۷-۳-۲ آیین‌نامه آبا):

$$\alpha = 1.3 - 0.3h \qquad (۲۴-۳)$$

که در آن h ضخامت دال بر حسب متر می‌باشد.

در پی‌ها قطر میلگرد نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله محور تا محور آن‌ها از یکدیگر، نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود (بند ۱۷-۵-۳ آیین‌نامه آبا)

نکات مهم:

- برای در نظرگرفتن تاثیرات دما و عوامل محیطی در دال‌هایی که میلگردهای خمشی تنها در یک امتداد مورد نیاز است باید برای مقابله با تنش‌های ناشی از حرارت و جمع‌شدگی، در امتداد عمود بر میلگردهای خمشی، میلگردهایی قرار داده شود.
- در پی‌های منفرد و زیر دیوار، امکان ایجاد لنگر خمشی منفی و لزوم آرماتورگذاری در بالای مقطع شالوده باید کنترل شود.
- در صورت عدم استفاده از آرماتورهای فشاری یا کلاف‌های کششی و باسکولی در سطح فوقانی پی، باید از یک شبکه آرماتور حرارتی استفاده نمود.

omoorepeyman.ir

- در پی‌های یکطرفه و پی‌های مربعی دو طرفه، باید آرماتورها بصورت یکنواخت در سراسر عرض پی توزیع شوند. در پی‌های مستطیلی دو طرفه آرماتورهای جهت بلند نیز بصورت یکنواخت توزیع خواهند شد.

برای آرماتورهای کوتاه در پی‌های مستطیلی دو طرفه، می‌بایست قسمتی از کل آرماتور ($\gamma_s A_S$) به صورت یکنواخت در عرض نواری برابر با طول کوتاه پی توزیع شوند. مرکز این نوار در روی خط مرکزی ستون یا دیوار قرار دارد. باقیمانده آرماتور موردنیاز در جهت کوتاهتر ($(1-\gamma_s)A_s$)، باید بصورت یکنواخت در خارج از عرض نوار ذکرشده توزیع گردد.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \qquad (۲۵-۳)$$

که در آن β نسبت طول بلند پی به طول کوتاه آن می‌باشد.

- مهار و وصله آرماتورها در پی باید مطابق با ضوابط مندرج در آخرین تجدیدنظر آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن آرمه (ACI 318) صورت گیرد.

۳-۲- طراحی پی‌های دو ستونی

در صورتی که نتوان برای دو پایه مجاور هم به صورت مجزا از پی منفرد استفاده نمود از این نوع پی استفاده شده و مراحل زیر جهت طراحی آن در پیش گرفته می‌شوند.

الف ـ با توجه به فاصله پایه‌ها محل اتصال ستون‌ها را به پی مشخص نموده و ابعاد اولیه‌ای را برای پی در نظر می‌گیرند.

ب ـ چون غالباً نیروهای وارده از هریک از ستونها بر این نوع پی برابر می‌باشند، لذا نقطه برآیند نیروها را در وسط پی در نظر گرفته و تنش ایجاد شده را در خاک با ظرفیت باربری مجاز مقایسه می‌کنند.

$$q = \frac{kP}{B.L} \le q_a \qquad (۲۶-۳)$$

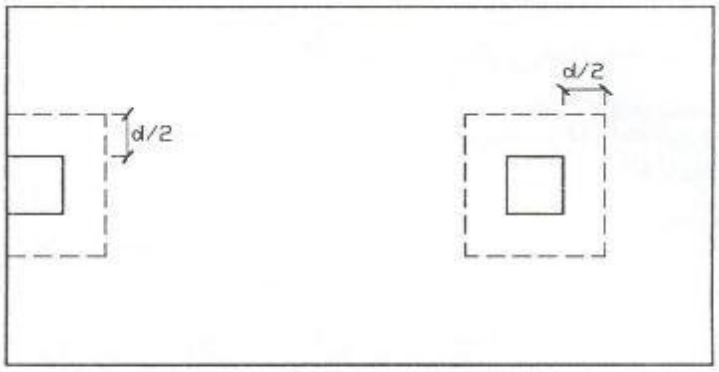
لازم است مورد ذکر شده، همواره در محاسبات کنترل گردد و سهم باربری هر یک از ستونها یا پایه‌ها تعیین و میزان عکس‌العمل غیر یکنواخت در برابر نیروی وارده نیز تعیین گردد و تنش حداکثر ایجاد شده در خاک با ظرفیت باربری مجاز مقایسه شود.

ج ـ پس از تعیین تنش زیر پی، نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی با فرض عکس‌العمل پی، مشابه یک تیر رسم شده و حداکثر نیروی برشی و ارتفاع لازم پی بر مبنای برش بدست می‌آید (در شکل۳-۳ سطح برش دو طرفه برای یک پی دو ستونه نمایش داده شده است).

د ـ پس از تعیین ارتفاع مؤثر پی (d) این ضخامت برای برش یک‌طرفه (برش خمشی) هم کنترل می‌شود.

هـ ـ بر مبنای حداکثر لنگر خمشی که از روی نمودار لنگر خمشی بدست می‌آید، آرماتورهای خمشی محاسبه گردیده و در جهت طولی قرار می‌گیرند. لازم به ذکر است که روند طراحی میلگرد خمشی مطابق بخش قبلی می‌باشد. طراحی پایه ستون‌ها در این نوع پی‌ها همانند حالتی است که در پی‌های منفرد تشریح گردید.

omoorepeyman.ir



شکل ۳-۳: سطح مقطع برش دو طرفه

۳-۳- طراحی پی‌های گسترده

این پی‌ها غالباً در زیر ترانسفورماتورها و راکتورها و در مناطق با ظرفیت باربری کم کاربرد داشته و از طـول و عـرض بزرگتـری نسبت به سایر پی‌ها برخوردار می‌باشند. مراحل طراحی به شرح زیر است :

الف- در طراحی این‌گونه پی‌ها، ابعاد (B,L) برای آن فرض و بار وارده بر واحد سطح پی از حاصل تقسیم کل بارهای وارده (مجموع نیروهای وارد بر محل اتکای سازه به پی) بر حاصل‌ضرب L×B (طول × عرض) بدست می‌آید.

ب ـ فشار وارده بر پی (فشار وارد بر سطح زیر پی) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y X}{I_y} \pm \frac{M_x Y}{I_x} \qquad (۲۷-۳)$$

در این رابطه :

A: سطح مقطع پی بر حسب m^2 (B.L)

I_X: لنگر لختی حول محور Xها بر حسب m^4 $(\frac{1}{12}.BL^3)$

I_y: لنگر لختی حول محور Yها بر حسب m^4 $(\frac{1}{12}.B^3L)$

M_x: لنگر ناشی از برآیند نیروها حول محور Xها بر حسب ton.m $(Q.e_y)$

M_y: لنگر ناشی از برآیند نیروها حول محور Yها بر حسب ton.m $(Q.e_x)$

e_y و e_x : خروج از مرکزیت برآیند نیروها نسبت به مرکز هندسی سطح پی بر حسب m و

Q: برآیند نیروهای وارده بر پی بر حسب ton می‌باشد.

ج ـ فشارهایی که از قسمت (ب) بدست می‌آید باید با تنش مجاز خاک مقایسه شود.

د ـ شالوده گسترده را به نوارهایی در جهت X و Y با ردیف نیروهایی در امتداد X و Y تقسیم نموده و عرض نوارهـا را B_1 فـرض می‌کنیم.

هـ ـ نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی را برای هر نوار جداگانه بدست می‌آوریم.

و ـ ضخامت مؤثر پی (d) با توجه به معیارهای برش دوطرفه بدست می‌آید.

omoorepeyman.ir

ز ـ با توجه به نمودار لنگر خمشی، لنگر حداکثر منفی و مثبت برای واحد عرض بدست می‌آید.

ح ـ فولاد لازم برای لنگر مثبت و یا منفی در واحد عرض محاسبه می‌شود.

۳-۴- کلاف‌های رابط

جهت ارائه طرح مناسبی از یک پی که در مقابل زلزله مقاوم باشد بایستی همواره پی‌های منفرد و زیر ستونها را به وسیله قیدهای افقی، با زاویه قائم و در دو جهت، کلاف کشی و به یکدیگر متصل نمود.

این کلافها باید مانع حرکت دو شالوده نسبت به هم شوند. به عبارت دیگر برای برآورده شدن شرط فوق می‌توان گفت کلافهای رابط بین شالوده‌ها وظیفه انتقال نیروی کششی را داشته و باید برای نیروی کششی معادل ۱۰ درصد بزرگترین نیروی محوری نهایی وارد بر ستونهای طرفین خود طراحی شوند. نکات حائز اهمیت در حین اجرای کلاف‌ها عبارتند از:

- ابعاد مقطع کلاف رابط باید متناسب با ابعاد شالوده و حداقل ۲۵۰ میلیمتر اختیار شود.
- مقدار آهن لازم در این تیرهای افقی اتصال باید از ۰/۸ درصد سطح مقطع تیرهای مذکور کمتر نباشد. فولاد این تیرها حداقل ۴ عدد میلگرد طولی با قطری برابر ۱۲ میلیمتر است و باید این ۴ میلگرد توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلیمتر از یکدیگر احاطه شوند.
- میلگردهای طولی کلافها باید در شالوده‌های میانی ممتد باشد و در شالوده‌های کناری از بر ستون مهار شود.

۳-۵- چند مثال از طراحی پی‌ها

مثال اول ـ پی‌های منفرد

مطلوب است طراحی پی منفرد برای پایه تجهیز برقگیر (LA) براساس بارگذاری به شرح جدول ذیل که این نیروها مطابق حالت بارگذاری (زلزله + اتصال کوتاه) بدست آمده‌اند.

جدول ۳-۲: بارگذاری مثال اول

V_x	V_y	M_{xx}	M_{yy}	N
504	**0**	**0**	**1350**	**300**

در جدول فوق:

V_x : نیروی برشی در جهت X بر حسب kg

V_y : نیروی برشی در جهت Y بر حسب kg

M_{xx} : لنگر خمشی حول محور X بر حسب kg.m

M_{yy} : لنگر خمشی حول محورY بر حسب kg.m و

N : نیروی قائم بر حسب kg است.

(لازم به ذکر است که نیروهای فوق می‌بایست حداکثر نیروهای وارد بر پی از طرف سازه باشند که براساس اعمال حالات بارگذاری مختلف بر روی سازه بدست می‌آیند).

omoorepeyman.ir

تعیین مشخصات خاک و بتن :

$f_c=2100\ t/m^2$

$f_y=30000\ t/m^2$

$\gamma_c = 2.45\ t/m^3$ (وزن مخصوص بتن)

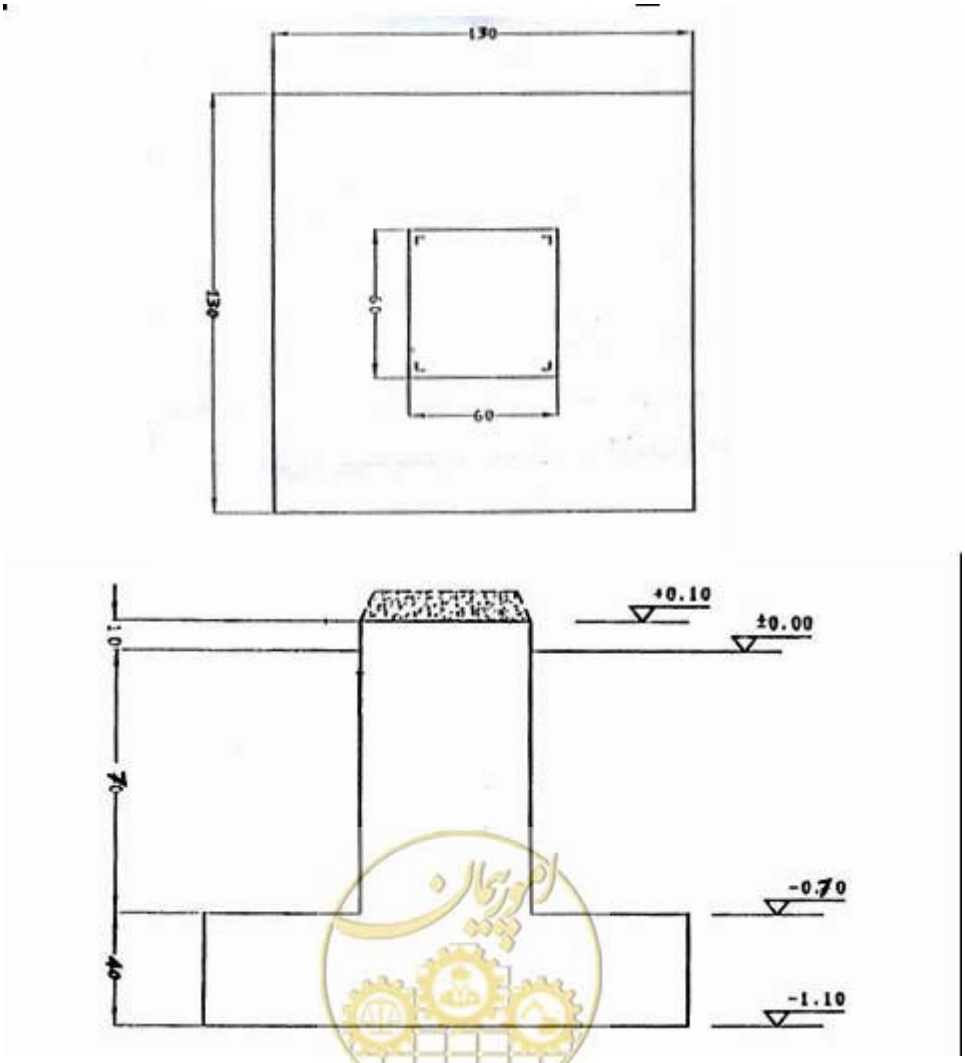
مشخصات زیر از گزارش مکانیک خاک مربوطه بدست آمده است :

$\gamma_{soil} = 1.7\ t/m^3$ (وزن مخصوص خاک)

$\phi = 40^\circ$ (زاویه اصطکاک داخلی خاک)

$q_a=13\ t/m^2$ (مقاومت مجاز خاک در عمق ۱/۱ متری)

ارتفاع پایه ستون معمولاً براساس عمق یخبندان خاک بدست می‌آید که در این مثال عمق یخبندان یک متر می‌باشد. ابعاد پایه ستون نیز مطابق فاصله بین نبشی‌های پایه تعیین می‌گردد. معمولاً حداقل ابعاد آن در پستها ۶۰ سانتیمتر فرض می‌شود. در این مثال ابعاد پایه ستون $60cm \times 60cm \times 80cm$ انتخاب می‌گردد.



شکل ۳-٤: پی منفرد

omoorepeyman.ir

گام اول ـ انتقال نیروها به تراز کف پی و تخمین ابعاد آن براساس تنش مجاز خاک:

در طراحی پی پایه تجهیزات پستها معمولاً به دلیل وجود لنگر خمشی و خروج از مرکزیت بار، ابعاد پی براساس کنترل واژگونی و تنش زیر خاک تعیین می‌شوند. جهت تخمین اولیه وزن پی ارتفاع دال پایین برابر ۴۰ سانتی‌متر و ابعاد پی B=L=1.3m فرض می‌گردد (شکل ۳-۴).

(لنگر محرک) $M_a = M_{yy} + V_x.h = 1.35 + 0.504 \times (0.8 + 0.4) = 1.95 \ \text{t.m}$

(وزن) $P = N +$ وزن خاک + وزن پی

$P = 0.3 + (1.3 \times 1.3 \times 0.4 + 0.6 \times 0.6 \times 0.8) \times 2.45 + (1.3^2 - 0.6^2) \times 0.7 \times 1.7$

$P = 4.24 \ ton$

(خروج از مرکزیت) $e = \frac{M_a}{P} = \frac{1.95}{4.24} = 0.46 \ \text{m} > \frac{L}{6} = 0.217 \ \text{m}$ $\Rightarrow$ (پی به کشش‌می‌افتد)

$q_{max} = \frac{4P}{3B(L-2e)} = \frac{4 \times 4.24}{3 \times 1.3 \times (1.3 - 2 \times 0.46)} = 11.4 < q_a = 13 \ \ t/m^2$ o.k.

(توجه : در صورت محاسبه بار باد هر زلزله، در این حالت تنش مجاز خاک را می‌توان ۳۳ درصد افزایش داد.)

گام دوم ـ کنترل واژگونی:

(لنگر محرک) $M_a = 1.95 \ \text{t.m}$

(لنگر مقاوم) $M_p = 4.24 \times \frac{1.3}{2} = 2.76 \ \text{t.m}$

(ضریب اطمینان در برابر واژگونی) $F_s = \frac{2.76}{1.95} = 1.41 \not> 1.5$ غ.ق.ق

ابعاد مقطع و یا ضخامت پی باید برای ارضای شرایط واژگونی اصلاح شود.

گام سوم ـ کنترل لغزش:

$f_f = W.\tan\delta \qquad (W = P = 4.24 \ \text{ton})$

(زاویه اصطکاک داخلی خاک) $\phi = 40^\circ \Rightarrow \delta = \frac{2}{3}\phi = 26.6^\circ > 25^\circ \Rightarrow \delta = 25^\circ$

$\tan\delta = 0.466 \Rightarrow \qquad f_f = 4.24 \times 0.466 = 1.98 \ \ \text{ton}$

(ضریب اطمینان در برابر لغزش) $F_s = \frac{f_f}{V} = \frac{1.98}{0.504} = 3.93 > 1.2$ o.k.

از نیروهای F_a و F_p به علت ناچیز بودن صرفنظر شده است.

گام چهارم ـ تعیین ضخامت شالوده:

الف ـ کنترل برش دوطرفه:

$b_0 = 4(c + d) = 4(0.6 + 0.34) = 3.76$

رابطه (۳-۱۳): $V_c = (1 + \frac{2}{\beta})\frac{\sqrt{f_c}}{0.6} b_0 d = (1 + \frac{2}{1})\frac{\sqrt{2100}}{0.6} 0.34 \times 3.76 = 292.9 \text{ton}$

omoorepeyman.ir

رابطه (۳-۱۴):

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2)\frac{\sqrt{f_c}}{1.2} b_0 d = (\frac{40\times 0.34}{3.76} + 2)\frac{\sqrt{2100}}{1.2} \times 3.76 \times 0.34 = 274.2 ton$$

رابطه (۳-۱۵):

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{0.3} b_o d = \frac{\sqrt{2100}}{0.3} \times 3.76 \times 0.34 = 195.3 ton$$

$$\Rightarrow V_c = 195.3 ton$$

$$P_u = 1.4P = 1.4 \times 4.24 = 5.94 ton$$

$$q_u = \frac{p_u}{A} - \gamma_{soil} \times H - \gamma_C \times h$$

$$= \frac{5.94}{1.3^2} - 1.7 \times 0.7 - 2.45 \times 0.4 = 1.345 ton/m^2$$

$$V_u = q_u A' = 1.345\left[1.3^2 - (0.6 + 0.34)^2\right] = 1.345 \times 0.806 = 1.085 ton$$

$$V_u \le \Phi V_c \Rightarrow 1.085 \le 0.75 \times 195.3 \quad o.k.$$

ب ـ کنترل برش یک طرفه:

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{0.6} B.d = \frac{\sqrt{2100}}{0.6} \times 1.3 \times 0.36 = 35.75 ton$$

$$V_u = q_u A'' = 1.345\left[1.3 \times (\frac{1.3}{2} - \frac{0.6}{2} - 0.34)\right] = 1.345 \times 0.013 = 0.017 ton$$

$$V_u \le \Phi V_C \Rightarrow 0.017 \le 0.75 \times 35.75 \quad o.k.$$

گام پنجم ـ محاسبه میلگردهای خمشی:

$$l = \frac{B - C}{2} = 0.35 m$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{1.345 \times 0.35^2}{2} = 0.083 ton.m$$

$$M_\gamma = \Phi M_n = \Phi B d^2 \rho f_y (1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c})$$

$$= 0.9 \times 1.3 (0.34)^2 \rho \times 30000 (1 - 0.59\rho \frac{30000}{2100})$$

$$= 4057.56\rho(1 - 8.43\rho)$$

$$M_u = M_\gamma \Rightarrow 0.083 = 4057.56\rho - 34200\rho^2$$

$$\Rightarrow \rho \langle\langle \rho_{min} = 0.002$$

$$A_s = 0.002 \times 0.34 \times 1.3 = 8.84 \times 10^{-4} m^2$$

use : 6Φ14 در بالا و پایین مقطع

omoorepeyman.ir

گام ششم ـ طراحی آرماتور پایه ستون

همانطور که قبلاً بیان شد ابعاد پایه ستون براساس فاصله نبشی‌های سازه بدست می‌آید و به دلیل این که در پی پستها معمولاً ابعاد پایه ستون بسیار بزرگتر از ابعاد مورد نیاز می‌باشد، لذا از آرماتور حداقل ($\rho_{min}=0.01$) استفاده می‌شود.

$$\text{USE}:\begin{cases} 8\Phi 24 \Rightarrow \rho=0.01 & \text{(آرماتور قائم)} \\ \Phi 10@20\ \text{cm} & \text{(خاموت)} \end{cases}$$

مثال دوم ـ پی‌های دو ستونی

مطلوب است طراحی پی دو ستونی برای پایه تجهیز سکسیونر (DS) براساس بارگذاری به شرح جدول ذیل که این نیروها مطابق حالت بارگذاری (زلزله + اتصال کوتاه) بدست آمده‌اند. نیروهای جدول ذیل برای هر پایه از سازه بوده که معمولاً نیروهای هر دو پایه مساوی می‌باشند.

جدول ۳-۳: بارگذاری مثال دوم

V_x (kg)	V_y (kg)	M_{xx} (kg.m)	M_{yy} (kg.m)	N (kg)
1126	0	0	2817	452

(لازم به ذکر است که نیروهای فوق می‌بایست حداکثر نیروهای وارد بر پی از طرف سازه باشند که براساس اعمال حالات بارگذاری مختلف بدست می‌آیند.)

تعیین مشخصات خاک و بتن:

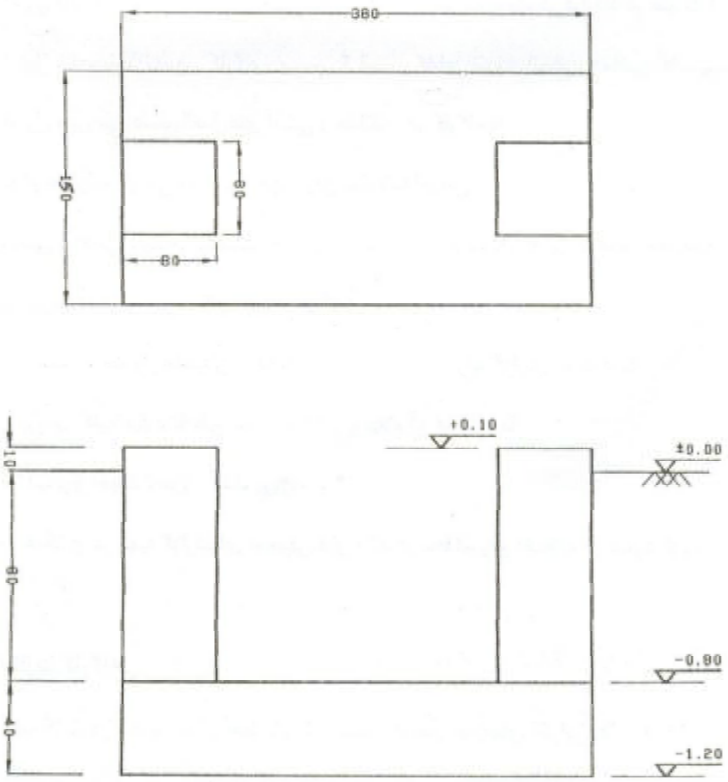
(مشخصات خاک از گزارش مکانیک خاک مربوطه بدست می‌آید)

$f_c=2100 \quad t/m^2$
$f_y=30000 \quad t/m^2$
$\gamma_c = 2.45 \quad t/m^3$
$\gamma_{soil} = 1.7 \quad t/m^3$
$\phi = 40^\circ$
$q_a=13\ t/m^2$ (مقاومت مجاز خاک در عمق ۱/۲ متری)

عمق یخبندان خاک یک متر می‌باشد. فاصله بین نبشی‌های پایه ۶۰cm بوده و در نتیجه ابعاد پایه ستون 80cm×80cm×90cm فرض میشود.

نکته : در طراحی پی‌های دو ستونی معمولاً سعی می‌شود ابعاد پی به نحوی انتخاب شوند که برآیند بارهای دو ستون به مرکز سطح پی منطبق شود. بدین ترتیب تنشهای زیر پی یکنواخت خواهد بود و تمایل پی به دوران که در اثر تنشهای غیر یکنواخت زیر پی به وجود می‌آید، حذف می‌شود.

omoorepeyman.ir



شکل ۳-۵: پی مرکب دو ستونی

omoorepeyman.ir

گام اول ـ انتقال نیروها به تراز کف پی و تخمین ابعاد پی براساس تنش مجاز خاک:

جهت تخمین اولیه وزن پی ارتفاع دال پایین برابر ۴۰ سانتیمتر و ابعاد آن (B×L=1.5m×3.8m) فرض می‌گردد (شکل ۳–۵).

برای بدست آوردن برآیند نیروها در مرکز پی، نیروهای دو پایه با هم جمع می‌شوند:

(لنگر محرک) $M_a=2M_{yy}+2\times V_x\times 1.3=2\times 2.817+2\times 1.126\times 1.3=8.562$ t.m

(وزن) $P=2N+$ وزن پی $+$ وزن خاک

$P=2\times 0.452+(1.5\times 3.8\times 0.4+2\times 0.8^2\times 0.9)\times 2.45+(1.5\times 3.8-2\times 0.8^2)\times 0.8\times 1.7=15.32$ ton

پی به کشش می‌افتد $e=\dfrac{Ma}{P}=0.559m>\dfrac{B}{6}=\dfrac{1.5}{6}=0.25\,m\Rightarrow$ (خروج از مرکزیت)

$$q_{max}=\frac{4P}{3L(B-2e)}=\frac{4\times 15.32}{3\times 3.8\times(1.5-2\times 0.559)}$$

$q_{max}=14.07\,t/m^2<1.33q_a=17.29\,t/m^2$ o.k.

(توجه: در صورت محاسبه بار باد و زلزله در این مورد، تنش مجاز خاک را می‌توان ۳۳ درصد افزایش دارد.)

گام دوم ـ کنترل واژگونی:

(لنگر محرک) $M_a=8.562$ t.m

(لنگر مقاوم) $M_p=15.32\times\dfrac{1.5}{2}=11.49$ t.m

(ضریب اطمینان در برابر واژگونی) $FS=\dfrac{11.49}{8.562}=1.34\not>1.5$ غ.ق.ق

ابعاد مقطع پی و یا ضخامت آن باید جهت ارضای شرایط واژگونی اصلاح شود.

گام سوم ـ کنترل لغزش پی:

$W=P=15.32$ ton و $f_f=W.\tan\delta$

$\phi=40^\circ\Rightarrow\delta=\dfrac{2}{3}\phi=26.6^\circ>25^\circ\rightarrow\delta=25^\circ$

$\tan\delta=0.466\Rightarrow f_f=15.32\times 0.466=7.14$ ton

(ضریب اطمینان در برابر لغزش) $FS=\dfrac{f_f}{V}=\dfrac{7.14}{2\times 1.126}=3.17>1.2$ o.k

از نیروهای F_a و F_p به علت ناچیز بود صرفنظر شده است.

omoorepeyman.ir

گام چهارم ـ تعیین ضخامت شالوده:

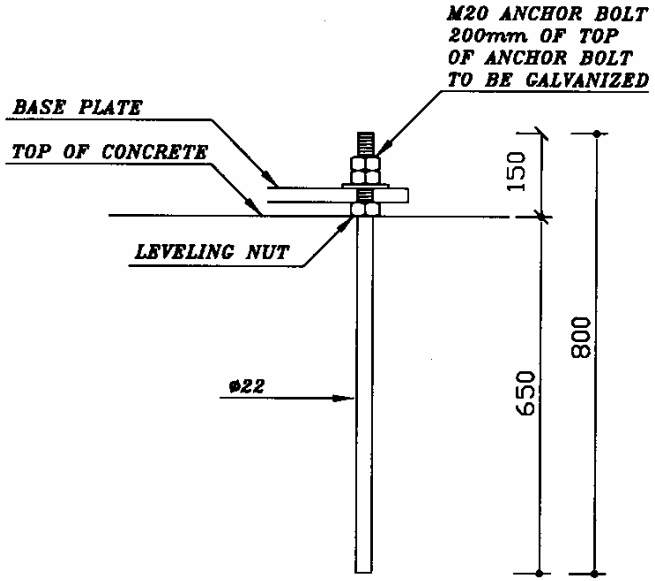
به دلیل اینکه ضخامت پی (h=40cm) بسیار بیشتر از ضخامت مورد نیاز در نظر گرفته شده است، در این مثال کنترل برشی دوطرفه و یک‌طرفه انجام نشده است (رجوع به مثال اول).

آرماتور خمشی و آرماتور پایه ستون نیز مشابه مثال قبلی محاسبه می‌شود.

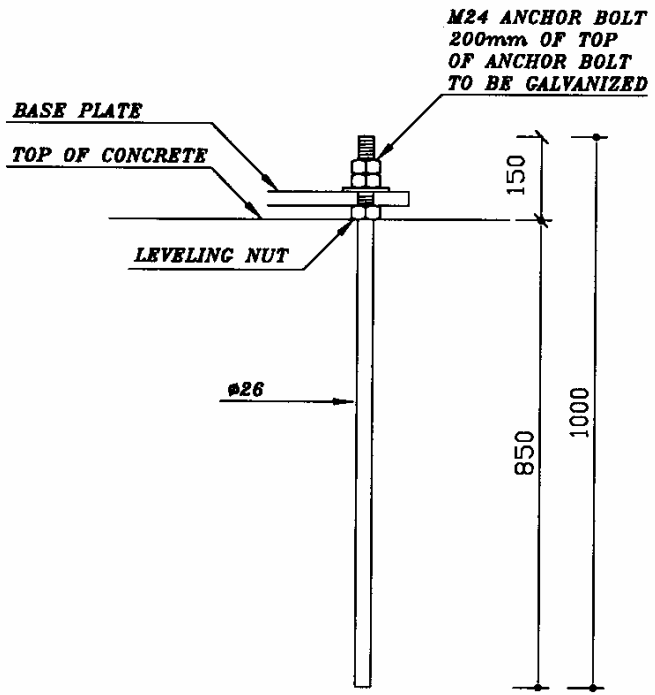
نمونه‌هایی از نقشه‌های مربوط به پی تجهیزات محوطه پستهای فشارقوی در ادامه آمده است.

omoorepeyman.ir

Anchorbolt Drawing



TYPICAL DETAIL FOR
M20 ANCHOR BOLT

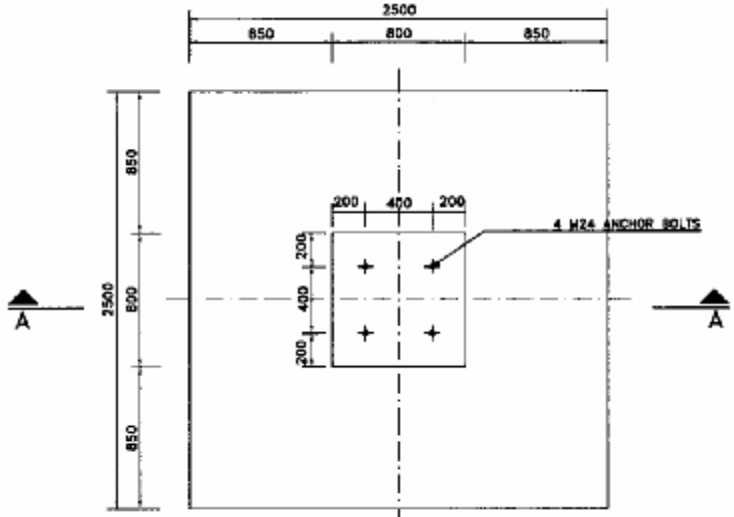


TYPICAL DETAIL FOR
M24 ANCHOR BOLT

ALL DIMENTIONS IN mm
ANCHOR BOLTS ARE TYPE AIII (F_y =4000 kgf/cm^2)

omoorepeyman.ir

Circuit Breaker (230 kV)

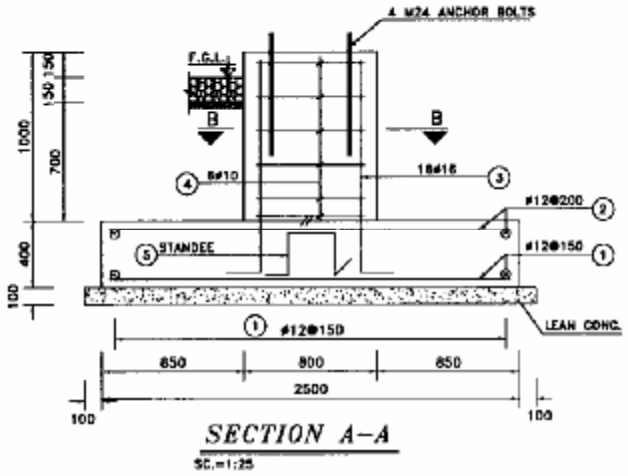


FOUNDATION PLAN
SC.=1:25

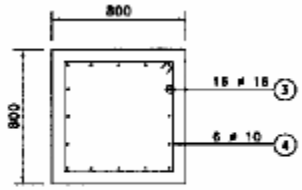
CONCRETE	3.15 m³
LEAN CONC.	0.75 m³

BAR BENDING SCHEDULE

POS.	⌀	LENGTH m	QTY.	TOTAL LENGTH m	UNIT WEIGHT Kg/m	TOTAL WEIGHT Kg	SHAPE
1	12	2.4	34	81.6	0.89	73	240
2	12	2.4	26	62.4	0.89	56	240
3	16	1.5	16	24	1.58	38	23 127
4	10	5.0	6	18.5	0.62	11	70 10 70
5	12	1.5	9	13.5	0.89	12	25 50 25 25 35
			TOTAL WEIGHT Kg			190	



SECTION A–A
SC.=1:25



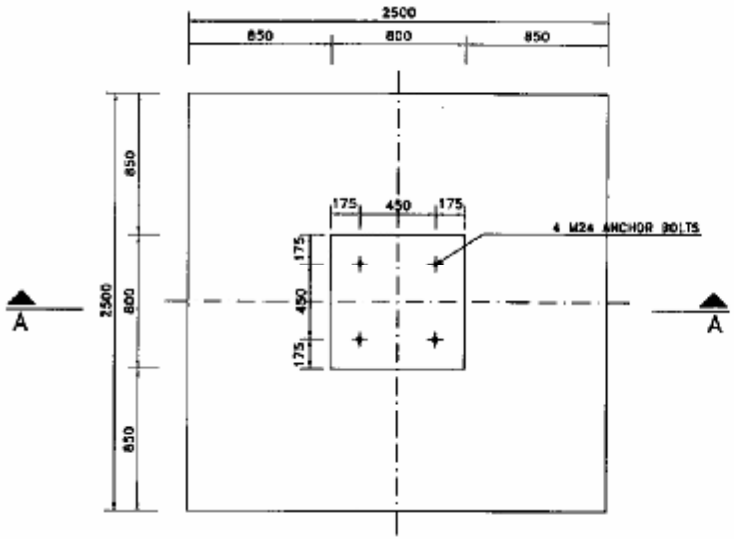
SECTION B–B
SC.=1:25

NOTES:

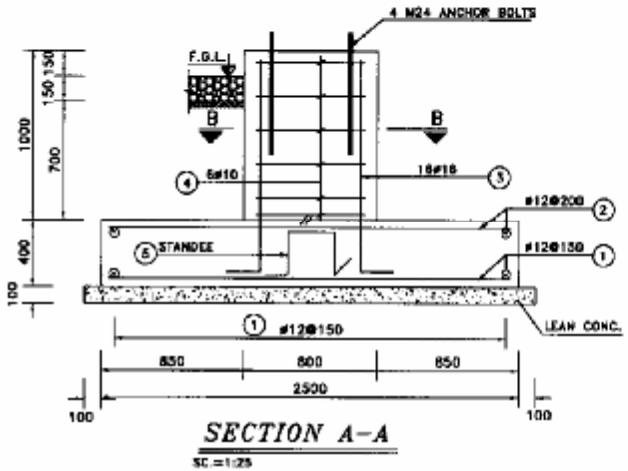
1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm.
2- CONC. SHOULD HAVE MIN COMP. STRENGTH 210 Kg/cm² AFTER 28 DAYS ON CYL. SPECIMEN.
3- ALL REBARS SHOULD BE DEFORMED BARS WITH Fy=3000Kg/cm².
4- MIN. COVER FOR REINFORCEMENT IS 50 mm.
5- LEAN CONCRETE SHOULD HAVE AT LEAST 150 Kg CEMENT PER CUBIC METER.
6- CEMENT TYPE ACCORDING TO GEOTECHNICAL REPORT.
7- F.G.L.= FINISHED GRAVEL LEVEL

omoorepeyman.ir

Current Transformer (230 kV)

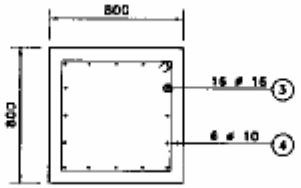


FOUNDATION PLAN
SC.=1:25



SECTION A–A
SC.=1:25

CONCRETE	3.15 m^3
LEAN CONC.	0.75 m^3



SECTION B–B
SC.=1:25

BAR BENDING SCHEDULE

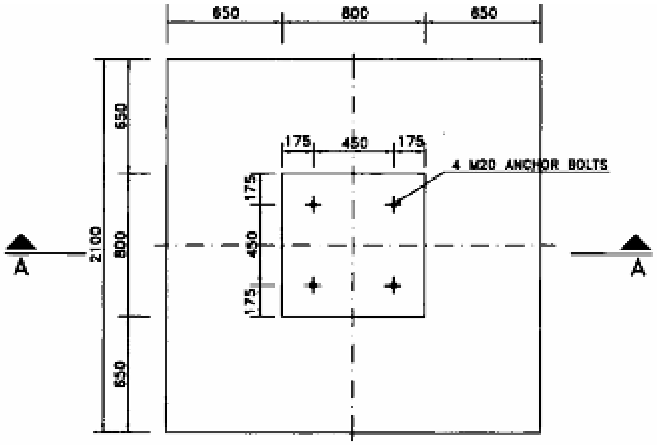
POS.	#	LENGTH m	QTY.	TOTAL LENGTH m	UNIT WEIGHT Kg/m	TOTAL WEIGHT Kg	SHAPE
1	12	2.4	34	81.6	0.89	73	240
2	12	2.4	28	62.4	0.89	56	240
3	16	1.5	16	24	1.58	38	23 127
4	10	3.0	6	18.0	0.62	11	70 10 70
5	12	1.5	9	13.5	0.89	12	25 50 25 25 25
			TOTAL WEIGHT Kg			190	

NOTES:

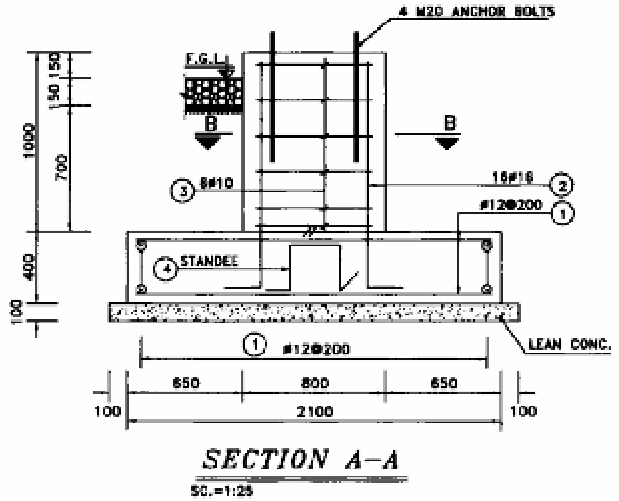
1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm.
2- CONC. SHOULD HAVE MIN COMP. STRENGTH 210 Kg/cm² AFTER 28 DAYS ON CYL. SPECIMEN.
3- ALL REBARS SHOULD BE DEFORMED BARS WITH Fy=3000Kg/cm².
4- MIN. COVER FOR REINFORCEMENT IS 50 mm.
5- LEAN CONCRETE SHOULD HAVE AT LEAST 150 Kg CEMENT PER CUBIC METER.
6- CEMENT TYPE ACCORDING TO GEOTECHNICAL REPORT.
7- F.G.L.= FINISHED GRAVEL LEVEL

omoorepeyman.ir

DS (PAN) and PI (230 kV)

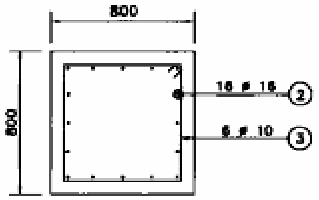


FOUNDATION PLAN
SC.=1:25



SECTION A–A
SC.=1:25

CONCRETE	2.4 m^3
LEAN CONC.	0.55 m^3



SECTION B–B
SC.=1:25

BAR BENDING SCHEDULE

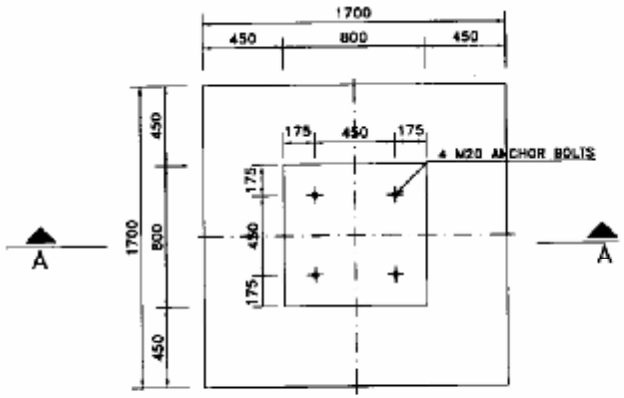
POS.	#	LENGTH m	QTY.	TOTAL LENGTH m	UNIT WEIGHT Kg/m	TOTAL WEIGHT Kg	SHAPE
1	12	2.0	44	88.0	0.89	78	200
2	16	1.5	16	24.0	1.58	38	23 127
3	10	3.0	6	18.0	0.62	11	10 70 79
4	12	1.5	8	9	0.89	8	35 50 35 25 25
		TOTAL WEIGHT Kg				135	

NOTES:

1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm.
2- CONC. SHOULD HAVE MIN COMP. STRENGTH 210 Kg/cm² AFTER 28 DAYS ON CYL. SPECIMEN.
3- ALL REBARS SHOULD BE DEFORMED BARS WITH Fy=3000Kg/cm².
4- MIN. COVER FOR REINFORCEMENT IS 50 mm.
5- LEAN CONCRETE SHOULD HAVE AT LEAST 150 Kg CEMENT PER CUBIC METER.
6- CEMENT TYPE ACCORDING TO GEOTECHNICAL REPORT.
7- F.G.L.= FINISHED GRAVEL LEVEL

omoorepeyman.ir

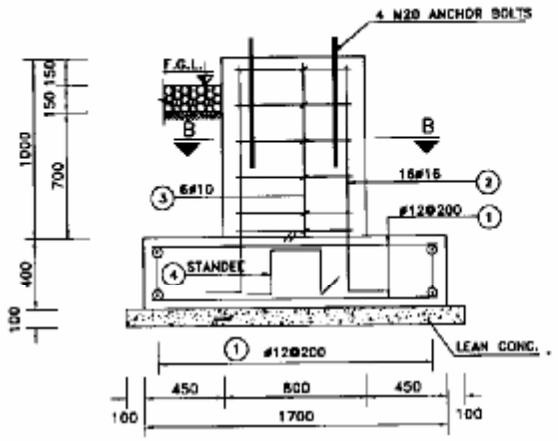
DSE (230 kV)



FOUNDATION PLAN

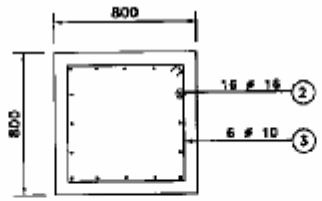
SC.=1:25

CONCRETE	1.80 m^3
LEAN CONC.	0.4 m^3



SECTION A–A

SC.=1:25



SECTION B–B

SC.=1:25

BAR BENDING SCHEDULE

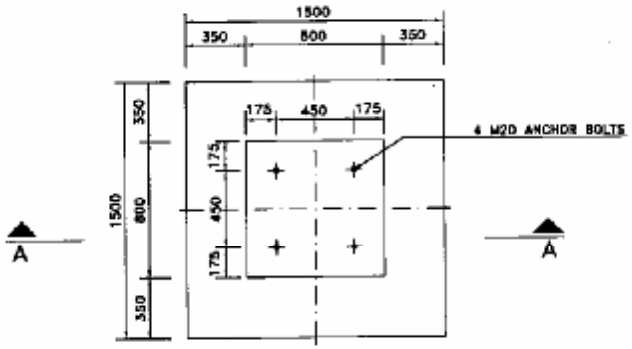
POS.	#	LENGTH m	QTY.	TOTAL LENGTH m	UNIT WEIGHT Kg/m	TOTAL WEIGHT Kg	SHAPE
1	12	1.6	36	57.6	0.89	52	169
2	16	1.5	16	24.0	1.58	38	23 127
3	10	3.0	6	18.0	0.62	11	10 70 70
4	12	1.5	4	6.0	0.89	6	25 50 25 25
				TOTAL WEIGHT Kg		107	

NOTES:

1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm.
2- CONC. SHOULD HAVE MIN COMP. STRENGTH 210 Kg/cm^2 AFTER 28 DAYS ON CYL. SPECIMEN.
3- ALL REBARS SHOULD BE DEFORMED BARS WITH Fy=3000Kg/cm^2.
4- MIN. COVER FOR REINFORCEMENT IS 50 mm.
5- LEAN CONCRETE SHOULD HAVE AT LEAST 150 Kg CEMENT PER CUBIC METER.
6- CEMENT TYPE ACCORDING TO GEOTECHNICAL REPORT.
7- F.G.L.= FINISHED GRAVEL LEVEL

omoorepeyman.ir

LA (230 kV)

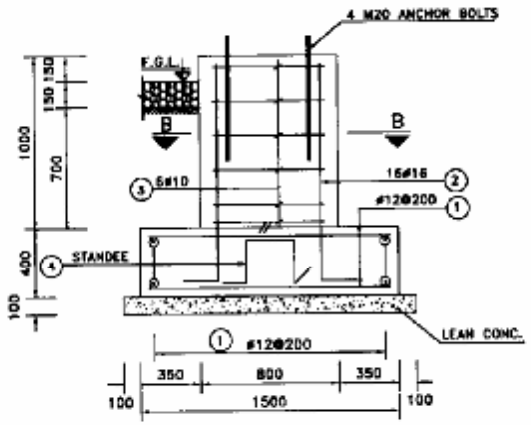


FOUNDATION PLAN
SC.=1:25

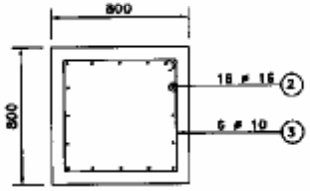
BAR BENDING SCHEDULE

POS.	ϕ	LENGTH m	QTY.	TOTAL LENGTH m	UNIT WEIGHT Kg/m	TOTAL WEIGHT Kg	SHAPE
1	12	1.4	32	44.8	0.89	40	
2	16	1.5	16	24.0	1.58	38	
3	10	3.0	6	18.0	0.62	11	
4	12	1.5	4	6.0	0.89	6	
		TOTAL WEIGHT Kg				95	

CONCRETE	1.54 m^3
LEAN CONC.	0.3 m^3



SECTION A–A
SC.=1:25



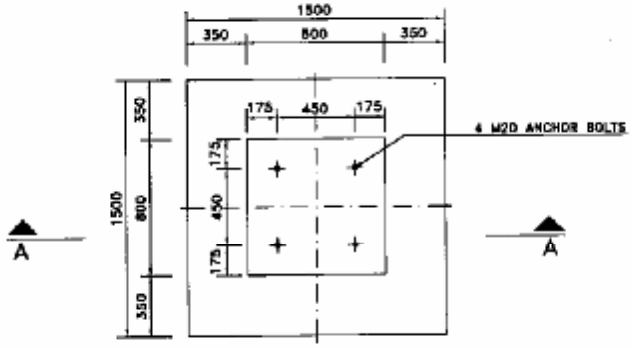
SECTION B–B
SC.=1:25

NOTES:

1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm.
2- CONC. SHOULD HAVE MIN COMP. STRENGTH 210 Kg/cm^2 AFTER 28 DAYS ON CYL. SPECIMEN.
3- ALL REBARS SHOULD BE DEFORMED BARS WITH Fy=3000Kg/cm^2.
4- MIN. COVER FOR REINFORCEMENT IS 50 mm.
5- LEAN CONCRETE SHOULD HAVE AT LEAST 150 Kg CEMENT PER CUBIC METER.
6- CEMENT TYPE ACCORDING TO GEOTECHNICAL REPORT.
7- F.G.L.= FINISHED GRAVEL LEVEL

omoorepeyman.ir

NCT 2



FOUNDATION PLAN
SC.=1:25

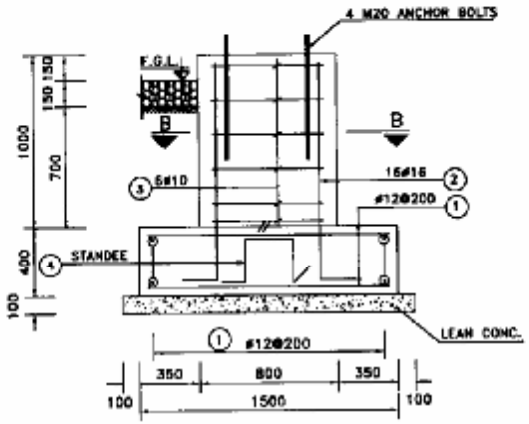
CONCRETE	1.54 m^3
LEAN CONC.	0.3 m^3

BAR BENDING SCHEDULE

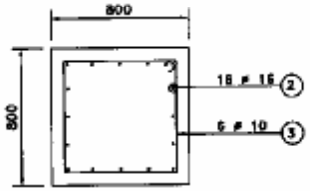
POS.	#	LENGTH m	QTY.	TOTAL LENGTH m	UNIT WEIGHT Kg/m	TOTAL WEIGHT Kg	SHAPE
1	12	1.4	32	44.8	0.89	40	
2	16	1.5	16	24.0	1.58	38	
3	10	3.0	6	18.0	0.62	11	
4	12	1.5	4	6.0	0.89	6	
		TOTAL WEIGHT Kg				95	

NOTES:

1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm.
2- CONC. SHOULD HAVE MIN COMP. STRENGTH 210 Kg/cm² AFTER 28 DAYS ON CYL. SPECIMEN.
3- ALL REBARS SHOULD BE DEFORMED BARS WITH Fy=3000Kg/cm².
4- MIN. COVER FOR REINFORCEMENT IS 50 mm.
5- LEAN CONCRETE SHOULD HAVE AT LEAST 150 Kg CEMENT PER CUBIC METER.
6- CEMENT TYPE ACCORDING TO GEOTECHNICAL REPORT.
7- F.G.L.= FINISHED GRAVEL LEVEL



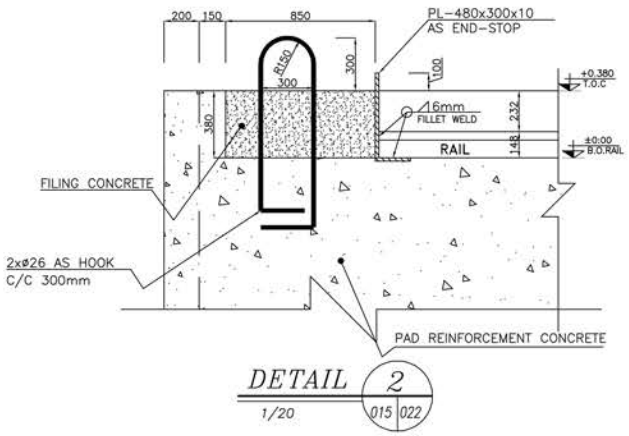
SECTION A-A
SC.=1:25



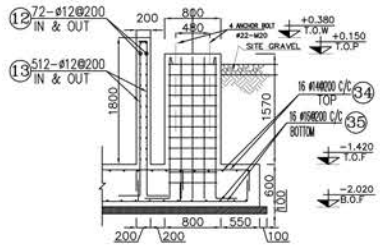
SECTION B-B
SC.=1:25

omoorepeyman.ir

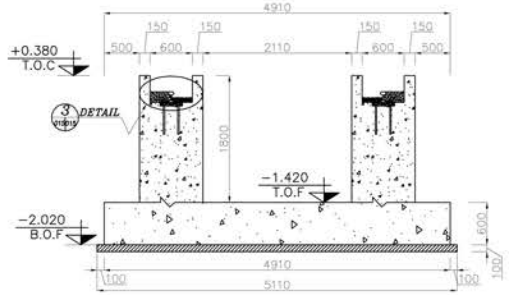
Power Transformer- 200 MVA (400 kV Switchyard)



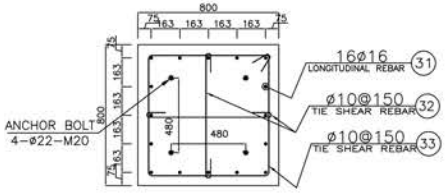
DETAIL 2 — 1/20 — 015 | 022



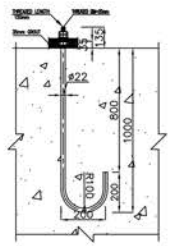
SECTION X — 1/50 — 015 | 022



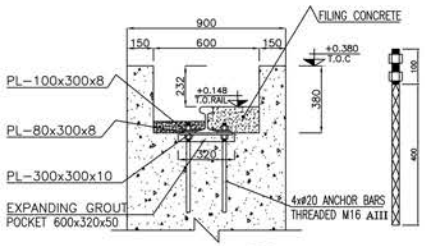
SECTION A — 1/50 — 015 | 022



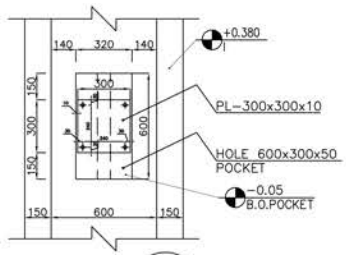
PEDESTAL REINFORCEMENT — 1/20



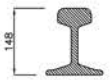
TYPICAL ANCHOR BOLTS — 1/20



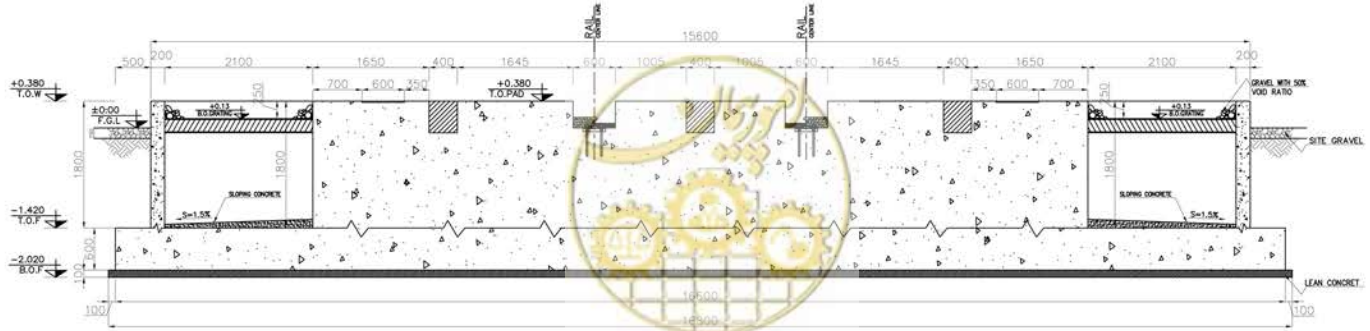
DETAIL 3 — 1/20 — 015 | 015



DETAIL 1 — 1/20 — 015 | 022



RAIL SECTION — 1/20



SECTION B — SC.1/50 — 015 | 022

NOTES

1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm & ELEVATIONS ARE IN m

2-PORTLAND CEMENT TYPE (II) IS USED

3- CONCRETE WITH SPECIFIED COMPRESSIVE STRENGTH $f'c=240\ kg/cm^2$ AT 28 DAYS AGE ON STANDARD CYLINDRICAL SAMPLE SHOULD BE USED

4- REINFORCEMENT & ANCHOR BOLTS SHOULD BE DEFORMED BARS OF TYPE (II) WITH MINIMUM YIELD STRENGTH fy=3000 Kg/cm

5- THE COVER FOR REINFORCEMENT COULD BE TAKEN AS 50 mm FOR PEDESTALS AND MUST BE TAKEN AS 75 mm FOR FOUNDATIONS

6- DETAIL OF REINFORCEMENTS SHALL BE IN ACCORDANCE WITH ACI-315 AND ACI-318

7- REFER TO ALL FOUNDATION KEY PLAN DRAWINGS WHICH TO FIND THE LOCATION OF FOUNDATION- THE DRAWINGS: BRN-3077-C-LD-105-001 (400 K.V. FOUNDATION PLAN)

8- AT LEAST 200mm OF ANCHOR BOLTS FROM THE EXPOSE SIDE MUST BE HOT-DIP GALVANIZED

9- BOTTOM REINFORCEMENT TO BE SUPPORTED IN FORMS WITH CEMENT-SAND BLOCKS OR PLASTIC SUPPORTS.

10- ±0.00 IS CORRESPONDING TO FINISHED SITE ELEVATION

11- MAXIMUM TOLERANCE OF RAIL'S DISTANCE MUST BE CONSIDER +10 mm.

12- MINIMUM SPLICE OF BARS WILL BE 50ø OF BAR DIAMETER .

13- THICKNESS OF JAKING PAD'S PLATES ARE 30mm.

CLOUD REVISION

REFERENCES DRAWINGS & DOCUMENTS	DRAWINGS & DOCUMENTS NO.
P.T.R FOUNDATION CALCULATION REPORT	BRN-3077-C-EC-160-030-REV: A
KEY PLAN & 400 KV LAYOUT (5SHEETS)	BRN-3077-E-LD300-001 TO 005

LEGENDS

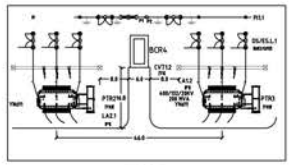
DETAIL OR SECTION NUMBER OR LETTER

LAST 3 DIGITS FROM DRAWINGS NO. ON WHICH THE LOCATION OF THE SECTION OR DETAIL IS SHOWN.

LAST 3 DIGITS FROM DRAWINGS NO. ON WHICH THE LOCATION SECTION OR DETAIL IS SHOWN.

1- B.O.F = BOTTOM OF FOUNDATION
2- T.O.F = TOP OF FOUNDATION
3- T.O.W = TOP OF WALL
4- T.O.C = TOP OF CONCRETE
5- T.O.RAIL = TOP OF RAIL
6- T.O.P = TOP OF PEDESTAL

KEY PLAN



REV.	DATE	DESIGN	CHECKED	APPROVED	REMARKS
C	19-08-2008	F.H	S.H	F.R	REVISED PER MOSHANIR COMMENTS
B	08-05-2008	M.E	M.E	G.H.A	REVISED PER MOSHANIR COMMENTS
A	05-04-2008	M.E	M.E	G.H.A	REVISED PER MOSHANIR COMMENTS
Z	19-01-2008	M.E	M.E	G.H.A	FIRST ISSUE FOR APPROVAL

ISSUED FOR
√ APPROVAL
AS BUILT

SMSNCCGG13CY0015C

CONT. & PROJ. NO: 85/868

DWG. TITLE: POWER TRANSFORMER-200M.V.A (400KV SWITCHYARD) FOUNDATION PLAN & FORWORK

PROJECT TITLE: 400/132/20 KV S.S

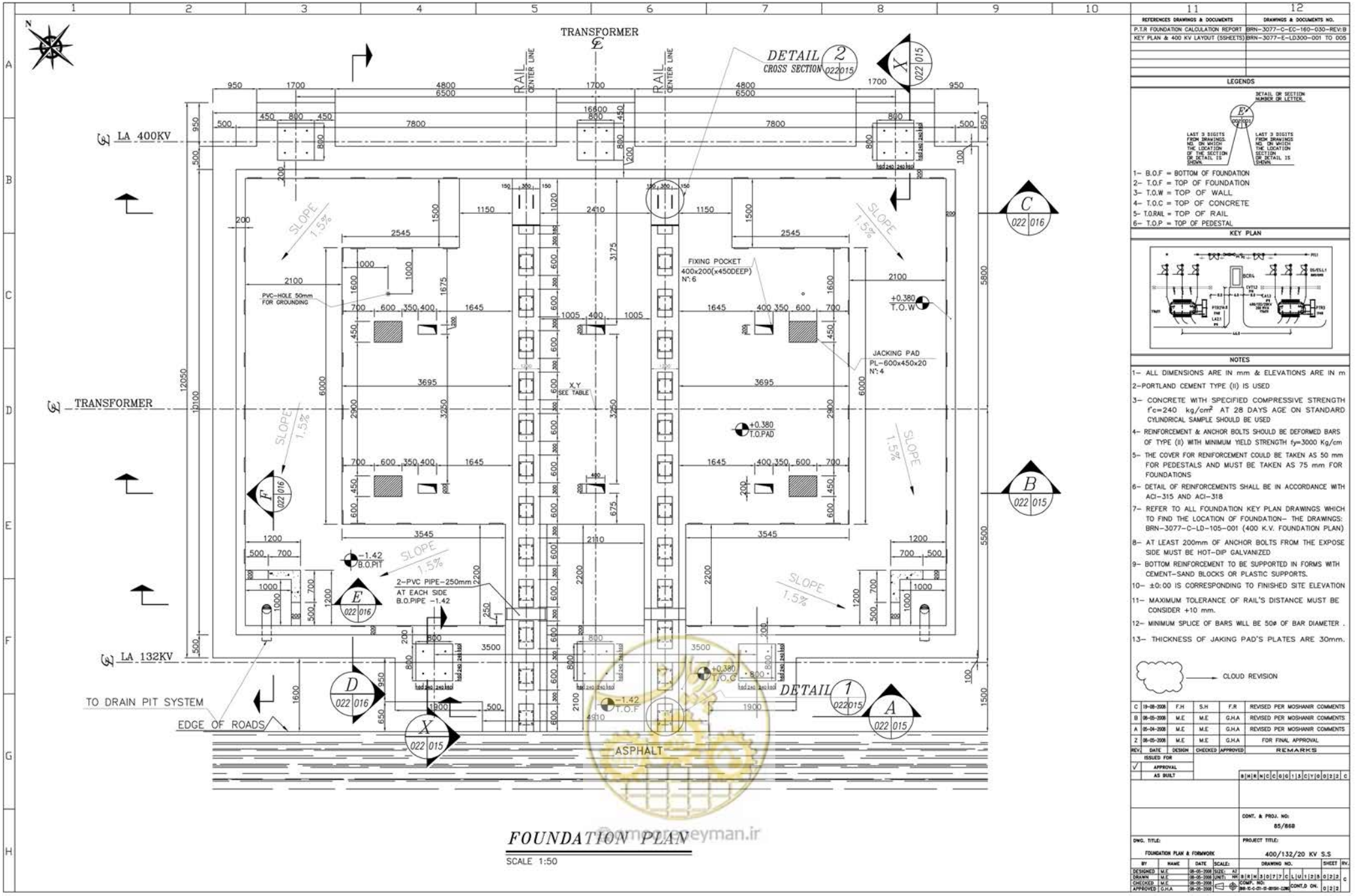
BY	NAME	DATE	SCALE:
DESIGNED	M.E	06-05-2008	SIZE: A2
DRAWN	M.E	06-05-2008	UNIT: MM
CHECKED	M.E	06-05-2008	
APPROVED	G.H.A	06-05-2008	

DRAWING NO. SMSNCCGGLUT2501315 C

CONT'D NO: 0115

Sohbatepayman.ir

Foundation Plan and Formwork



REFERENCES DRAWINGS & DOCUMENTS	DRAWINGS & DOCUMENTS NO.
P.T.R FOUNDATION CALCULATION REPORT	BRN-3077-C-EC-160-030-REV:B
KEY PLAN & 400 KV LAYOUT (5SHEETS)	BRN-3077-E-LD300-001 TO 005

LEGENDS

DETAIL OR SECTION NUMBER OR LETTER

LAST 3 DIGITS FROM DRAWINGS NO. ON WHICH THE LOCATION OF THE SECTION OR DETAIL IS SHOWN.

LAST 3 DIGITS FROM DRAWINGS NO. ON WHICH THE LOCATION SECTION OR DETAIL IS SHOWN.

1- B.O.F = BOTTOM OF FOUNDATION
2- T.O.F = TOP OF FOUNDATION
3- T.O.W = TOP OF WALL
4- T.O.C = TOP OF CONCRETE
5- T.O.RAIL = TOP OF RAIL
6- T.O.P = TOP OF PEDESTAL

KEY PLAN

NOTES

1- ALL DIMENSIONS ARE IN mm & ELEVATIONS ARE IN m
2-PORTLAND CEMENT TYPE (II) IS USED
3- CONCRETE WITH SPECIFIED COMPRESSIVE STRENGTH f'c=240 kg/cm² AT 28 DAYS AGE ON STANDARD CYLINDRICAL SAMPLE SHOULD BE USED
4- REINFORCEMENT & ANCHOR BOLTS SHOULD BE DEFORMED BARS OF TYPE (II) WITH MINIMUM YIELD STRENGTH fy=3000 Kg/cm
5- THE COVER FOR REINFORCEMENT COULD BE TAKEN AS 50 mm FOR PEDESTALS AND MUST BE TAKEN AS 75 mm FOR FOUNDATIONS
6- DETAIL OF REINFORCEMENTS SHALL BE IN ACCORDANCE WITH ACI-315 AND ACI-318
7- REFER TO ALL FOUNDATION KEY PLAN DRAWINGS WHICH TO FIND THE LOCATION OF FOUNDATION- THE DRAWINGS: BRN-3077-C-LD-105-001 (400 K.V. FOUNDATION PLAN)
8- AT LEAST 200mm OF ANCHOR BOLTS FROM THE EXPOSE SIDE MUST BE HOT-DIP GALVANIZED
9- BOTTOM REINFORCEMENT TO BE SUPPORTED IN FORMS WITH CEMENT-SAND BLOCKS OR PLASTIC SUPPORTS.
10- ±0.00 IS CORRESPONDING TO FINISHED SITE ELEVATION
11- MAXIMUM TOLERANCE OF RAIL'S DISTANCE MUST BE CONSIDER +10 mm.
12- MINIMUM SPLICE OF BARS WILL BE 50ø OF BAR DIAMETER .
13- THICKNESS OF JAKING PAD'S PLATES ARE 30mm.

CLOUD REVISION

REV.	DATE	DESIGN	CHECKED	APPROVED	REMARKS
C	19-08-2008	F.H	S.H	F.R	REVISED PER MOSHANIR COMMENTS
B	06-05-2008	M.E	M.E	G.H.A	REVISED PER MOSHANIR COMMENTS
A	05-04-2008	M.E	M.E	G.H.A	REVISED PER MOSHANIR COMMENTS
Z	06-05-2008	M.E	M.E	G.H.A	FOR FINAL APPROVAL

ISSUED FOR: √ APPROVAL; AS BUILT

B|R|N|C|C|0|6|1|5|C|Y|0|2|2|2|C

CONT. & PROJ. NO: 85/868

DWG. TITLE: FOUNDATION PLAN & FORMWORK

PROJECT TITLE: 400/132/20 KV S.S

BY	NAME	DATE	SCALE:	DRAWING NO.	SHEET	REV.
DESIGNED	M.E	06-05-2008	SIZE: A1	B|R|N 3|0|7|7|C|L|U|1|2|5|0|2|2		C
DRAWN	M.E	06-05-2008	UNIT: MM			
CHECKED	M.E	06-05-2008		COMP. NO:	CONT.D ON: 0|2|2	
APPROVED	G.H.A	06-05-2008		BR-C-C-01-E-R150-1240		

Mohammad Reyman.ir

omoorepeyman.ir

فصل ۴

نکات مهم در اجرای پی‌ها در پستهای فشارقوی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

مقدمه

ضوابط و نکات اجرایی بیان شده در این فصل، به جهت تأکید بر برخی موضوعات و ارائه راهکارهای کلی بیان شده است. لازم به ذکر است مشخصات و دستورالعمل‌های فنی و اجرایی ساخت پی‌های بتن‌آرمه به تفصیل در آیین‌نامه بتن ایران «آبا» (نشریه شماره ۱۲۰ دفتر امور فنی و تدوین معیارها) و نیز آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن‌آرمه (ACI 318) بیان شده‌اند. پی‌های تجهیزات پست‌های فشار قوی می‌بایستی بر اساس نیازمندیهای آخرین تجدیدنظر استانداردهای نام برده و نشریات و مراجع مندرج در آن‌ها، طراحی، ساخته و مورد آزمون قرار گیرند.

۴-۱- نحوه اتصال سازه به پی

با توجه به روش تحلیل سازه می‌توان گفت که نوع اتصال سازه به پی از چه نوع و با چه مشخصاتی است. در صورت استفاده از صفحه کف ستون، طراحی صفحه کف ستون یا سخت‌کننده‌ها مطابق روشهای مرسوم در طراحی سازه‌های فولادی انجام می‌شود.

قابل ذکر است میل مهارها در صورت باربر بودن باید به صورت فیزیکی در انتها مهار گردند.

معمولاً قطر میل مهارها بین ۱۶ تا ۳۲ میلیمتر می‌باشد و تا ۱۰۰ میلیمتر در مهار سازه‌های صنعتی نیز کاربرد دارد.

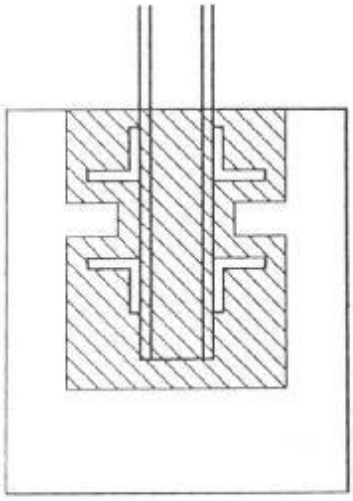
مقطع مورد نیاز جهت میل مهار برحسب قطر مؤثر قسمت حدیده شده انتخاب می‌گردد.

علاوه بر روش استفاده از صفحه ستون و میل مهار دو روش دیگر برای اتصال سازه به پی مورد توجه قرار می‌گیرد.

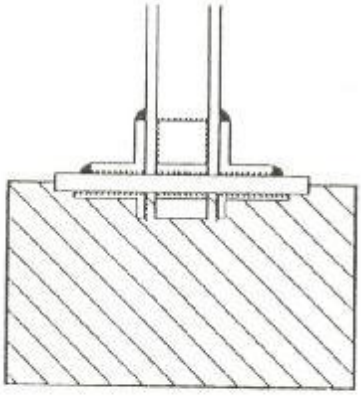
الف ـ در صورت دارا بودن لنگر علاوه بر نیروی محوری، در داخل پی چاهکی را ایجاد می‌کنند و ستون را در داخل آن قرار داده و سپس بتن ریزی پی را آغاز می‌کنند. در صورت عدم پاسخگویی سطح کف ستون، از یکسری زائده‌های برشی متصل به ستون که داخل پی باقی می‌ماند استفاده می‌کنند.در این حالت نیروی افقی و لنگر وارد بر پی در تماس زائده‌ها با بتن مستهلک می‌گردد. (شکل ۴-۱)

ب ـ در حالتی که نیروی برشی زیاد است، نیروی برشی را بجای وارد کردن بر میل مهار به نبشی که زیر صفحه ستون جوش می‌شود اعمال می کنند. در این حالت باید نبشی در برابر تنش‌های نشان داده شده در شکل (در مقابل خمش) طراحی شود. جوشهای نبشی به صفحه ستون نیز باید برای برش و گشتاور ناشی از برش طراحی شود. در این حالت نیروی محوری به وسیله تماس با صفحه ستون به پی انتقال می‌یابد (شکل ۴-۲).

omoorepeyman.ir



شکل ۴-۱: اتصال ستون به پی با زائده‌های برشی

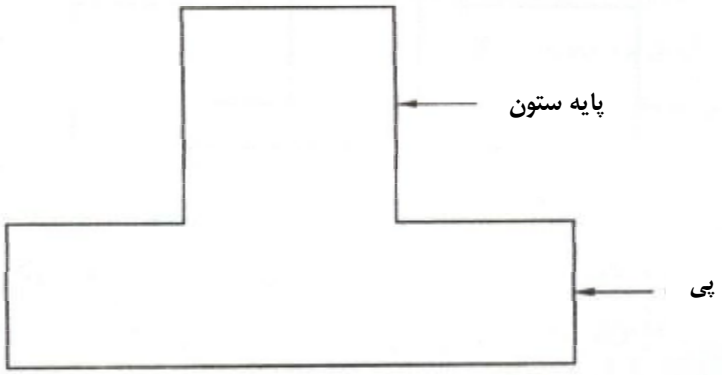


شکل ۴-۲: اتصال ستون به پی به وسیله صفحه ستون

لازم به ذکر است که پس از طراحی میل مهار براساس نیروی برشی (ناشی از بارهای جانبی سازه) لازم است ابعاد بدست آمده از آن بر اساس لنگر در حین مونتاژ کنترل گردد.

ج – در مواردیکه منطقه مورد نظر جهت احداث تجهیزات و سازه از نظر آب و هوائی از شرایط مساعدی برخوردار نباشد جهت جلوگیری از اثرات ناشی از یخبندان و خوردگی پی‌ها، لازم است پی در عمق بیشتری احداث گردد که در اینصورت پی منفرد علاوه بر دال قسمت پائینی، دارای یک پایه ستون بتنی نیز می‌گردد که تا سطح زمین ادامه می‌یابد. طول این پایه ستون به عمق تاثیر سرما و نفوذ یخبندان و نیز نوع لایه خاکی که در زیر سازه وجود دارد و احتمال خوردگی در پی، بستگی دارد. به طور معمول در پستهای برق پایه تجهیزات روی پایه ستون نصب می‌شوند. شکل شماره (۴-۳) یک نوع از این پی‌ها را نشان می‌دهد. طراحی پایه ستون‌ها (پدستال) مانند طراحی یک ستون بوده و چون نسبت ارتفاع به حداقل بعد مقطع کمتر از ۳ است نیازی به کنترل مسئله لاغری ستون نیست و هیچ کمانشی در آن صورت نمی‌گیرد.

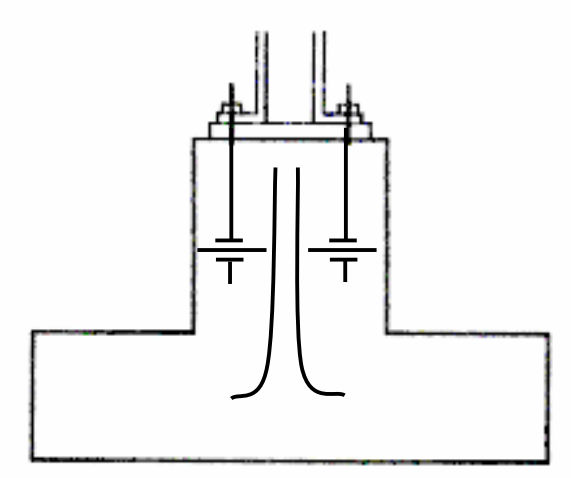
omoorepeyman.ir



شکل ۴-۳: پایه ستون برای انتقال بار از ستون به پی

تذکر : در اتصال پایه‌های تجهیزات به پی هرگاه صفحه زیرسری یا صفحه کف ستون استفاده شود باید در طراحی این صفحه تنش مجاز فشاری بتن پی در نظر گرفته شود و ضخامت و ابعاد آن با دقت محاسبه شود.

پایه‌های متصل شده به صفحه و سازه بالای پی توسط میل مهارهایی به پی متصل می‌شوند. طول این میل مهارها باید نسبت به طول مهاری آن محاسبه شود و گیرداری کامل را در بتن داشته باشد. طول پایه ستون تا حدودی به غیر از عوامل طبیعی به طول آن‌ها نیز بستگی پیدا می‌کند. یک نمونه از این اتصال در شکل (۴-۴) آورده شده است.



شکل ۴-۴: اتصال پایه‌های تجهیزات به پایه ستون و پی

omoorepeyman.ir

گاهی جهت نصب تجهیزات روی پی‌ها، میل مهارها یا المانهای پایه‌های تجهیزات را در هنگام اجرا جایگذاری نمی‌کنند و محل قرارگیری آن‌ها را به صورت یک جعبه توخالی نگه می‌دارند و در هنگام نصب تجهیزات محل اتصال پایه به پی را به وسیله دوغاب[1] (شامل آب، سیمان و نوعی چسب که باعث گیرایی و محکم شدن مهار در بتن می‌شود) پر می‌کنند.

مزیت این حالت این است که اشکالات اجرایی که ممکن است در هنگام کارگذاری میل مهارها هنگام بتن‌ریزی پیش بیاید، از بین می‌رود. چرا که ممکن است محل آن‌ها بطور دقیق اجرا نشود و در هنگام نصب پایه مشکلاتی به وجود بیاید.

بعضی از موارد میل مهارها را از ابتدا در محل اجرا نمی‌کنند و در هنگام نصب پایه آن‌ها را به وسیله یک دستگاه خاص برروی بتن شلیک می‌کنند. برخی مواقع ابتدا یک سوراخ ایجاد کرده (در صورتی که دقیقاً بتوان محل میل‌مهار را تعیین کرد) و بعد میل مهار را در داخل سوراخ با فشار زیاد نصب می‌کنند و پایه را مستقر می‌سازند.

۴-۲- دوام و پایایی بتن

عوامل بسیاری چون نوع سنگدانه‌ها، نسبت آب به سیمان، تخلخل بتن و وضعیت یخبندان در دوام بتن مؤثرند. عمر و دوام بتن از جمله عوامل مهم در تعیین عمر مفید سازه‌ها و پی‌ها و جنبه‌های اقتصادی طرح می‌باشد.

نوع آب و هوای منطقه احداث سازه بتنی و خاک مجاور آن در تعیین نوع سیمان مؤثر است. به عنوان مثال در صورت وجود یون سولفات در خاک (بیش از ۰/۵ درصد) باید از سیمان پرتلند ضد سولفات (نوع ۵) استفاده گردد و در صورت کم بودن مقدار سولفات در خاک، سیمان نوع یک پیشنهاد می‌گردد. در مناطقی که یون کلر باعث خوردگی بتن می‌گردد یا مواردی که یون کلر و سولفات در مجاورت هم قرار دارند (مانند مناطق حاشیه‌ای خلیج فارس) استفاده از سیمان پرتلند نوع ۲ توصیه می‌شود.

نسبت آب به سیمان نیز از دیگر عوامل مهم در تعیین میزان دوام و طول عمر بتن است. در صورت زیاد بودن نسبت آب به سیمان درصد تخلخل بتن بالا رفته و میزان نفوذ مواد خورنده به داخل بتن افزایش می‌یابد. لذا در هر حالتی نسبت آب به سیمان به مقادیر کمتر از ۰/۵ محدود می‌گردد.

افزایش درصد تخلخل چه به علت بالا بودن نسبت آب به سیمان و چه به هر علت دیگری راه را برای نفوذ آب و عوامل خوردنده باز می‌کند که در فصل یخبندان سرد شدن هوا موجب یخ زدگی آب نفوذی می شود و تکرار آن سبب آسیب‌دیدگی و شکست سطح بتن می‌گردد. برای کاهش اثرات تخریبی یخ زدگی بتن غالباً از بتن با حباب هوا استفاده می‌شود و از نفوذ آب به عمق بتن جلوگیری می‌گردد.

همچنین به علت مشکل ساز بودن عوامل مؤثر در خوردگی آرماتور، در مناطق دارای سولفات و کلر و نیز در مناطق سردسیر که یخبندان مسئله ساز است، استفاده از پوشش با ضخامت بیشتر توصیه می‌شود.

omoorepeyman.ir

1- Grout

۴-۳- پی ترانسفورماتورها یا راکتورهای موازی

در مورد پی برخی سازه‌ها یا تجهیزات مثل ترانسفورماتورها، راکتورها، موارد دیگری نیز باید مدنظر باشند که عبارتند از :

- ضرورت حفاظت از آتش
- سهولت سوار کردن و انتقال
- کم شدن صدا

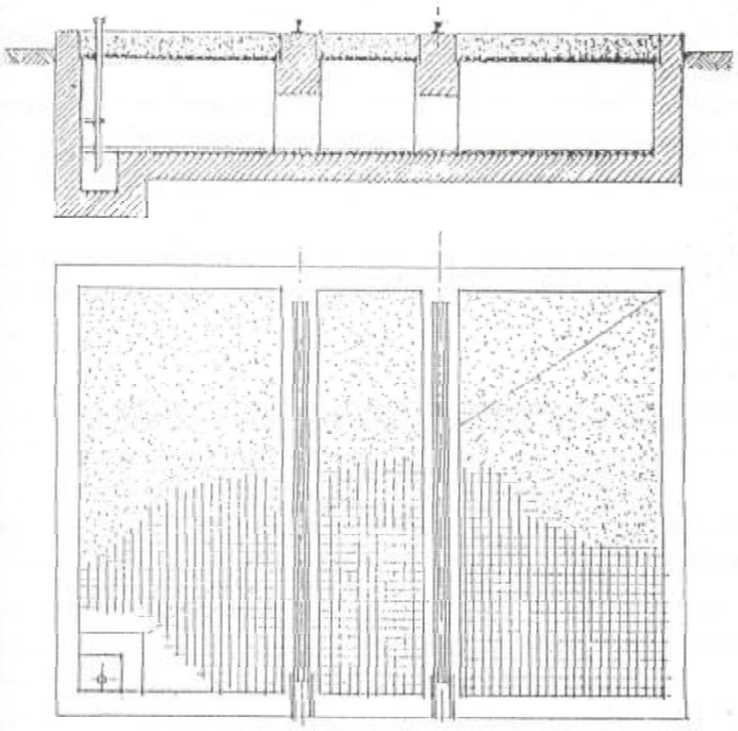
گاهی اوقات جهت انتقال تجهیزاتی چون ترانسفورماتورها، ریلهایی بر روی پی کار گذاشته می‌شود. در سایر موارد از سکوهای بتنی که به وسیله آن ترانسفورماتور را در جای خود نصب می‌کنند، استفاده می‌شود. در این حالت میل مهارهایی برای نصب مورد استفاده قرار می‌گیرد که قبلاً در داخل پی اجرا شده‌اند.

در بعضی حالات نیز جهت جلوگیری از پخش امواج صوتی مزاحم، از دیواره‌های عایق صوتی استفاده می‌شود. معمولاً پی اینگونه تجهیزات در محل ریخته می‌شود. یک نمونه از یک پی با یک چاله روغن که برای نگهداری مقداری از روغن ترانسفورماتور تعبیه شده در شکل (۴-۵) نشان داده شده است.

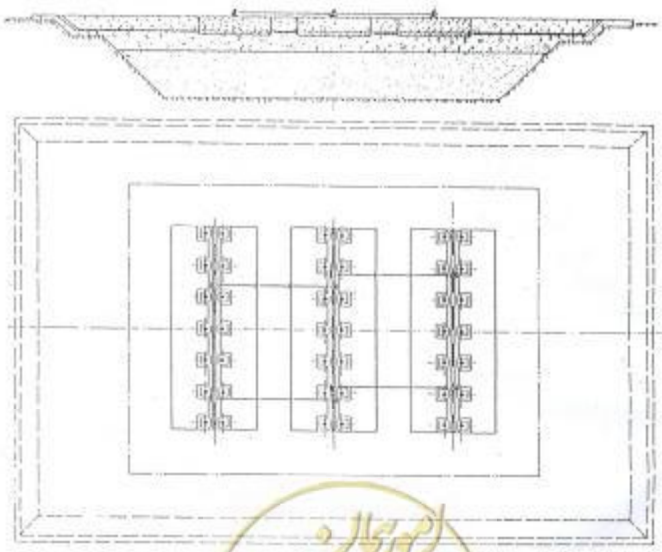
در بعضی از پی‌ها می‌توان از بتن پیش ساخته استفاده نمود. یک نوع از این پی‌ها برای ترانسفورماتورهای قدرت در شکل (۴-۶) نشان داده شده است.

ریلها برروی صفحه‌های بتن پیش ساخته که روی یک لایه شن خوب کوبیده شده قرار دارد، کار گذاشته شده است و یک لایه زهکشی از شن به قطر دانه‌های ۳۰ تا ۵۰ میلیمتر در قسمت بالای پی جایگذاری شده است. چرا که بتن پیش ساخته پی ترانسفورماتور نمی‌تواند از آلودگی خاک زیر پی به روغن جلوگیری نماید. در پی سازه‌هایی چون ترانسفورماتورها مسئله محدودیت نشست از حساسیت زیادی برخوردار است؛ لذا مقدار نشست مجاز اینگونه پی‌ها باید کنترل و مورد محاسبه قرار گیرد.

omoorepeyman.ir



شکل ۴-۵: پی ترانسفورماتور با چاله روغن



شکل۴-۶: پی پیش ساخته ترانسفورماتور

omoorepeyman.ir

منابع و مراجع

۱- آیین‌نامه بتن ایران «آبا» نشریه شماره ۱۲۰، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران، تجدید نظر اول، چاپ دوم، ۱۳۸۰.

۲- آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتنی و تفسیر، ACI318-2005، ترجمه علی قربانی، سید مهیار لاجوردی و سید مهدی داوودنبی، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۳.

۳- مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان وزارت مسکن و شهرسازی، نشر توسعه ایران، تهران، چاپ چهارم، ۱۳۸۳.

۴- بارگذاری سازه‌ها و تجهیزات موجود در پستهای ۴۰۰ کیلوولت، ترجمه نصرت‌اله فیضی،توانیر، ۱۳۶۶.

۵- کامبیز بهنیا، مکانیک خاک، جلد اول، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۶۹.

۶- کامبیز بهنیا، مکانیک خاک، جلد دوم، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۶۹.

۷- داس، براجا ام، اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد اول: مکانیک خاک، ترجمه شاپور طاحونی، چاپ اول، ۱۳۷۲.

۸- داس، براجا ام، اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندس پی، ترجمه شاپور طاحونی، چاپ اول، ۱۳۷۲.

9- Bowles J.E, Foundation Analysis and Design, McGraw– Hill, 5th Edition, 1996.

10- Winter G.,Nilson A.H., Design of Concrete Structures, McGraw– Hill 11th Edition, 1991.

۱۱- کی‌نیا، امیر مسعود، آنالیز و طراحی سازه‌های بتن آرمه، انتشارات جهاد دانشگاهی (واحد صنعتی اصفهان)، چاپ ششم، ۱۳۷۵.

۱۲- طاحونی، شاپور، طراحی سازه‌های بتن مسلح، چاپ هفتم، ۱۳۷۴.

۱۳- فاخر، علی، پی‌سازی، چاپ اول، ۱۳۷۱.

۱۴- استاندارد طراحی بهینه پست‌های ۲۳۰ و ۴۰۰ کیلوولت، جلد ۲۲۳: معیارهای طراحی و مهندسی فونداسیون‌های سازه‌های فلزی و بتنی، وزارت نیرو، تهران، ۱۳۷۷.

۱۵- مهندسین مشاور نیرو، مشخصات فنی، عمومی و اجرایی سازه‌های پست‌های فشار قوی، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور – وزارت نیرو، در دست اقدام.

۱۶- مهندسین مشاور نیرو، ترکیب بارگذاری نیروها بر سازه‌های پست‌های فشار قوی، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور – وزارت نیرو، در دست اقدام.

17- SSPB, 400kv Substations in Iran, Design Standard Appendices, Swedish State Power Board, 1978.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی- فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی **http://tec.mporg.ir** قابل دستیابی می‌باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

Islamic Republic of Iran
Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

General Technical Specification and Execution Procedures for Transmission and Subtransmission Networks Foundation Analysis and Design at HV Substations

NO: 507

Office of Deputy for Strategic Supervision
Bureau of Technical Execution System
http://tec.mporg.ir

Energy Ministry - Tavanir Co.
Power Industry Technical Criteria Project
www.tavanir.ir

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir

این نشریه

با عنوان «مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال – پی های تجهیزات در پست ها ی فشار قوی» در بر گیرنده مباحث مربوط به انواع پی های مورد استفاده در پست های فشار قوی، اطلاعات مورد نیاز برای طراحی، شاخص ها و پارامترهای مشخص کننده طراحی، حداقل الزامات تعیین کننده طراحی، و نکات مهم در اجرای پی ها می باشد که با ذکر چند مثال از طراحی پی ها ارائه شده است.

omoorepeyman.ir

omoorepeyman.ir