جزوه سی تی

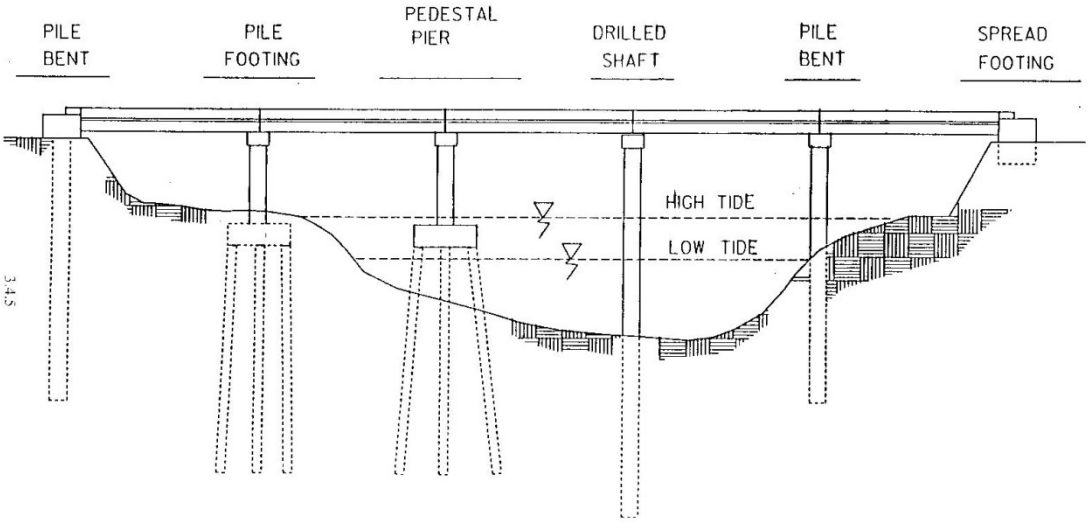
مقاله،جزوه،کتاب،پروژه و...

jozvecity.ir

فصل ۱:

فونداسیون ها و انواع آنها

(ملاحظات و مخاطرات اجرایی)



جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

آخرین ویرایش: اسفند ۸۹

۱-۱ مقدمه

مهندسی ژئوتکنیک زیرمجموعه ای از مهندسی عمران در زمینه مسائل مرتبط با بکارگیری و بررسی رفتار خاک و مصالح خاکی می باشد. مهندسی ژئوتکنیک متشکل از دو بخش کلی مکانیک خاک و مهندسی پی است. در واقع مهندسی پی شامل بکار گیری اصول مکانیک خاک در طراحی شالودهٔ ساختمان ها و ابنیه در تماس با خاک می باشد.

کلیه سازه هایی که بر روی زمین بنا می شوند از جمله ساختمان ها، پل ها، خاکریز ها از دو بخش تشکیل می شوند:

۱- **سازهٔ فوقانی**[1]: بخش نمایان سازه

۲- **سازهٔ زیرین**[2]: بخش مدفون سازه

بخش سازهٔ زیرین به عنوان حائل بین سازهٔ فوقانی و زمین تکیه گاه عمل می کند. یعنی بار سازهٔ فوقانی را به زمین منتقل می نماید. مبحث مهندسی پی بررسی تاثیر متقابل سازهٔ زیرین و زمین تکیه گاه می شود.

۱-۲ تعریف فونداسیون و اهمیت آن

طبق تعریف، پی یا فونداسیون عبارت است از سازهٔ زیرین و بخشی از خاک مجاور آن که تحت تاثیر سازه و بارهای وارد بر آن می باشد. مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان نیز تعریف مشابهی از پی ارائه کرده است:

مجموعه بخش هایی از سازه و خاک در تماس با آن که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می گیرد فونداسیون نامیده می شود. در واقع وظیفهٔ فونداسیون انتقال بارهای بخش های فوقانی به خاک زیر آن می باشد به نحوی که تنش های بیش از حد و نیز نشست های اضافی ایجاد نگردد.

۱-۳ مهندسی پی

مهندسی پی شامل تحلیل و طراحی فونداسیون (شالودهٔ ساختمانهای متعارف) یا سازه های در تماس با خاک (ابنیهٔ حائل) با بکارگیری اصول مکانیک خاک و مکانیک سازه توام با قضاوت مهندسی می باشد. مهندسی پی مباحثی همچون محاسبه ظرفیت باربری، طراحی انواع مختلف فونداسیون مانند فونداسیون های منفرد، نواری، گسترده، عمیق (شمع) را شامل می گردد که در رابطه با هر کدام از آنها در بخش های آتی توضیحاتی ارائه خواهد شد.

علاوه بر طراحی فونداسیون های متعارف (فونداسیون ساختمان ها)، طراحی سازه های حائل نیز جزء مبحث مهندسی پی می باشد.

[1] Superstructure
[2] Substructure

مهندس پی به کسی گفته می شود که به وسیلهٔ آموزش و تجربهٔ کافی در اصول علمی و قضاوت مهندسی مهارت یافته است تا پی را طراحی نماید. می توان گفت که قضاوت مهندسی بخش خلاق کار طراحی پی می باشد. در واقع قضاوت مهندسی در طرح پی همان گردآوری و به هم آمیختن تجارب، مطالعهٔ کارهای دیگران در شرایط نسبتاً مشابه و جمع آوری اطلاعات ژئوتکنیکی مخصوص ناحیهٔ تحت بررسی برای ایجاد طراحی اقتصادی، علمی، ایمن سازی برای سازهٔ زیرین می باشد.

حداقل مراحل لازم برای طراحی یک فونداسیون عبارتند از:

۱- **گردآوری اطلاعات سازه ای شامل موقعیت اجزاء باربر و میزان بارگذاری**. معمولاً تخمین تقریبی از بار (یا بارهای) شالوده توسط کارفرما تامین می شود.

۲- **بررسی وضعیت فیزیکی محل و برنامه ریزی برای شناسایی های محلی**. قبل از هر گونه اقدامی برای طراحی پی، می بایست اطلاعات کافی از شرایط فیزیکی و ژئوتکنیکی محل جمع آوری گردد. اطلاعات این مرحله با انجام آزمایشهای صحرائی و آزمایشگاهی کامل می گردد.

۳- **تعیین پارامترهای طراحی خاک بر مبنای آمیزه ای از داده های آزمایشات، اصول علمی و قضاوت مهندسی**. در این مرحله می توان از تحلیل های ساده یا پیچیدهٔ کامپیوتری استفاده کرد.

۴- **انتخاب سیستم پی و طراحی آن با استفاده از پارامترهای طراحی بدست آمده از مرحلهٔ قبل**. پی طرح شده می بایست از طرفی اقتصادی و از طرف دیگر ایمن و پایدار باشد و کلیهٔ ضوابط فنی در آن لحاظ گردیده باشد.

مهندس پی می بایست در کلیهٔ مراحل فوق تجربه داشته و در آنها مشارکت نماید. در عمل اغلب چنین حالتی وجود دارد. معمولاً یک شرکت ژئوتکنیکی متخصص عملیات شناسایی و آزمایشات خاک مسئول انجام مراحل ۱ تا ۳ می گردد. سپس نتایج حاصله و خروجی مرحله ۳ به کارفرما، که غالباً یک مهندس پی متخصص در طراحی اجزاء سازهٔ زیرین است، تحویل می گردد. نقص عمدهٔ در این روش دقیق و قطعی انگاشتن پارامترهای خاک است که معمولاً از طریق آزمایشهای خاک با کیفیت متغیر بدست آمده و شدیدا آمیخته به قضاوت مهندسی می باشد. از اینرو مهندس پی و مشاور ژئوتکنیک می بایست به صورتی بسیار نزدیک با یکدیگر کار نمایند و بخصوص مهندس پی می بایست از واقعیت تقریبی بودن روش های تعیین پارامترهای خاک بخوبی آگاه باشد.

۱-۴ انواع فونداسیون ها

پی ها بر اساس عمق و نوع عملکرد طبقه بندی می شوند. در حالت کلی چنانچه لایه ی مقاوم در عمق کمی از سطح زمین قرار گرفته باشد ، پی در نزدیکی سطح زمین بنا می گردد. در غیر اینصورت برای رسیدن به لایه ی مقاوم عمق پی افزایش می یابد. به طور کلی می توان پی ها را به چهار دسته تقسیم نمود:

۱- پی های کم عمق موسوم به پی های سطحی[1]

به پی هایی اطلاق می گردد که نسبت عمق به عرض آنها مساوی یا کمتر از واحد است، در عین حال در بعضی مراجع پی های با نسبت عمق تا ۴ الی ۵ هم بعنوان پی کم عمق طبقه بندی می شوند.

[1] Shallow Foundations

۲- پی های نیمه عمیق[1] (پی های چاهی)

۳- پی های عمیق[2]

این پی ها عمدتا شامل پی های شمعی می باشد. در مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان ، معیار دیگری برای پی عمیق عنوان شده است و آن عبارت است از اینکه هرگاه نسبت عرض به ارتفاع پی کمتر از یک ششم باشد و عمق آن از سه متر تجاوز نماید به آن پی عمیق می گویند.

۴- پی های ویژه

شامل هرگونه پی که جزء دسته بندی فوق نباشد از قبیل پی های صندوقه ای ، مهارها ، ستونهای شنی و سنگی و غیره.

۱-۴-۱ انواع فونداسیون های سطحی

پی های سطحی از متداول ترین فونداسیون ها به خصوص برای پروژه های ساختمانی و دیوارها بوده و اغلب عمق استقرار آن ها کمتر از عرضشان است. این پی ها پس از گودبرداری و پی کنی و برداشتن خاک های نباتی، ضمن عبور از عمق یخبندان و لایه های نامناسب سطحی و در پاره ای موارد با حفاری بیشتر جهت احداث طبقاتی در زیرزمین، اجرای می شوند و به لحاظ آنالیز و طراحی سازه ای شامل پی های منفرد، نواری (با بارگذاری ممتد و خطی) و تیرهای متکی (با بارگذاری متمرکز و منقطع) بر زمین می باشند.

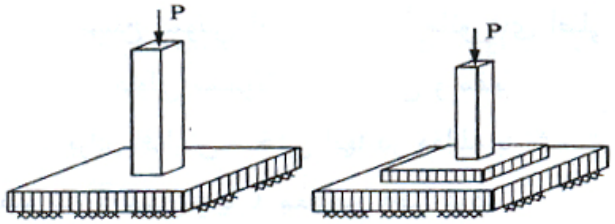
دسته بندی های متفاوتی از فونداسیون های سطحی در مراجع مختلف یافت می شود. باولز[3] انواع کلی فونداسیون های سطحی را به صورت زیر دسته بندی می نماید:

- پی های منفرد: پی هایی که بار یک ستون تکی یا یک دیوار را حمل می نمایند.
- پی های مرکب: پی هایی که بار دو تا چهار ستون را حمل می نمایند.
- پی های گسترده: نوعی شالوده است که بار چندین ستون با فواصل نامنظم یا چندین ردیف ستون موازی را حمل می نماید و در زیر بخشی از ساختمان و یا کل آن قرار می گیرد.

فونداسیون های سطحی به صورت مشروح تری نیز دسته بندی شده اند (مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان):

(الف) فونداسیون منفرد: فونداسیون منفرد بار یک ستون را تحمل نموده و از ساده ترین، معمول ترین و عمدتاً کم هزینه ترین نوع فونداسیون ها می باشد. در پلان به شکل مربع، مستطیل و یا دایره بوده که انتخاب شکل تا حدودی به مقطع ستون و همچنین نوع بارهای وارده اعم از محوری، لنگر در یک و یا دو جهت بستگی دارد. از نقطه نظر ضخامت، پروفیل پی های منفرد و یا تک ممکن است به صورت ثابت، پله ای و یا شیب دار باشند. این پی ها از مصالح بنایی، بتنی وزنی و یا بتن مسلح ساخته می شوند. در صورت مسلح نمودن فونداسیون های منفرد غالباً در آن ها از یک سفرهٔ آرماتور مستقر در قسمت زیرین پی استفاده می شود. یک نمونه فونداسیون منفرد در شکل ۱-۱ نشان داده شده است.

[1] Pier Foundations
[2] Deep Foundations
[3] Bowels



شکل ۱–۱ فونداسیون منفرد

- **چه موقعی می توان از شالودهٔ منفرد استفاده کرد؟**

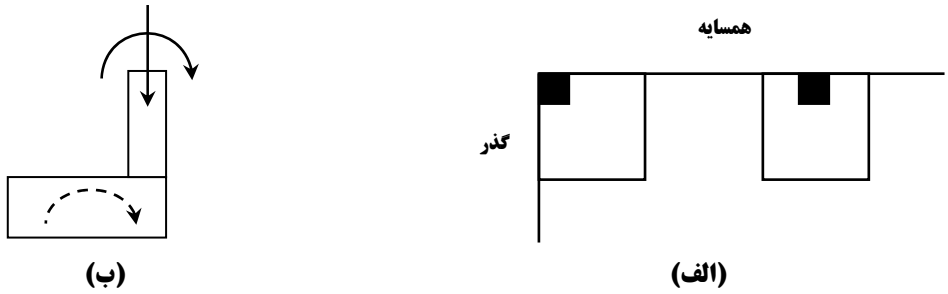
(الف) زمانی که حجم بار وارد بر شالوده در قیاس با مقاومت مجاز خاک آنقدر زیاد نباشد که منجر به ابعاد بزرگ و غیر متعارف شالوده شود.

$$\uparrow\uparrow A = \frac{P\uparrow}{\downarrow q_{all}}$$

(ب) زمانی که ستون روی شالوده خروج از مرکزیت ایجاد نکرده باشد. به عبارتی ستون در مرکز شالوده یا حدوداً در مرکز شالوده قرار گرفته باشد.

با توجه به بند فوق می توان نتیجه گرفت که در سازه های بتنی که پای ستون گیردار است نمی توان از این نوع فونداسیون ها استفاده نمود زیرا لنگر پای ستون باعث ایجاد خروج از مرکزیت می شواد در حالی که این فونداسیون قادر به انتقال لنگر نیست. علاوه بر این در صورت وجود برون محوری، فشار در یک طرف فونداسیون بزرگتر از طرف دیگر می شود که این اختلاف فشار باعث نشست نامساوی دو طرف و در نتیجه کج شدن[1] فونداسیون می شود. البته در بعضی موارد فونداسیون های منفرد را برای خروج از مرکزیت نیز طراحی و اجرا می کنند لیکن این کار توصیه نمی شود. در بعضی کتب استفاده از فونداسیون منفرد تحت بار برون محور فقط در خاک های متراکم و یا بستر سنگی مجاز دانسته شده است به شرطی که شالوده هم برای بار محوری ستون و هم برای لنگر گیرداری طراحی شده باشد. البته دراین حالت نیز عدم قطعیت زیادی در رابطه با تخمین واقعی لنگر ها و خروج از مرکزیت ها وجود دارد.

از بحث فوق می توان نتیجه گیری نمود که مطابق شکل ۱-۲ هنگامی که فونداسیون منفرد در مجاورت حریم گذر یا ملک شخص دیگری قرار دارد استفاده از این فونداسیون ممکن نیست.



شکل ۱–۲ فونداسیون منفرد قرار گرفته در مجاورت حریم یا گذر

[1] tilting

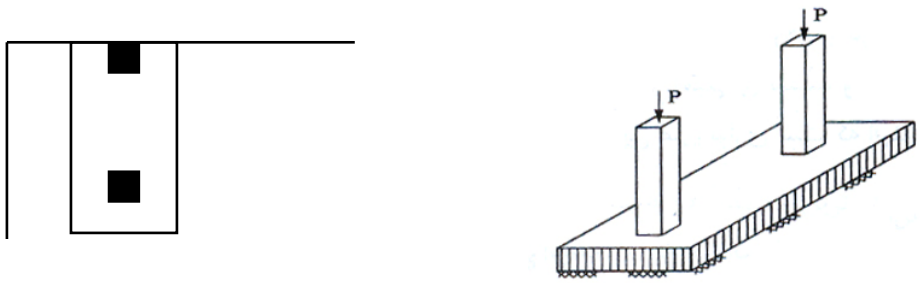
هرچند مطابق آنچه بیان شد، فونداسیون های منفرد دارای خروج از مرکزیت در عمل کاربرد چندانی ندارند، در فصول بعدی روابط نظری محاسبه ظرفیت باربری و نشست فونداسیون های منفرد قرار گرفته تحت بارهای مایل و برون محور مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

کلاف[1] (شناژ)

وقتی که در یک ساختمان از فونداسیون های منفرد استفاده می شود، آن ها را باید توسط کلاف هایی به یکدیگر متصل نمود. کلاف ها به هیچ وجه برای جلوگیری از نشست های نامساوی نیستند و وظیفه آن ها بستن شالوده های منفرد به یکدیگر و جلوگیری از بازی کردن آن ها مخصوصاً در مقابل تکان های ناشی از زلزله می باشد.

شناژ یا کلاف: عنصری است غیر سازه ای یا سازه ای درجه ۲ که هیچ نقشی در تحمل بارهای وارده و انتقال آن ها به زمین نداشته و نمی تواند نشست های نامتجانس (نشست نسبی) را کنترل کند. تنها وظیفه شناژ به هم کلاف کردن شالوده و جلوگیری از حرکت افقی آن ها نسبت به یکدیگر است.

(ب) فونداسیون دو ستونی: اگر دو ستون بهم نزدیک باشند (به نحوی که فاصلهٔ شالوده های منفرد آنها کمتر از نصف فاصلهٔ دو ستون گردد)، اقتصادی و مناسب است که از شالودهٔ دو ستونی استفاده شود (شکل ۱-۳). کاربرد اصلی این نوع شالوده در مواردیست که نمی توان یک ستون را به طور مرکزی بر روی شالودهٔ منفرد قرار داد مانند ستونهای کناری (در نوار مرزی ساختمانهای محدود). شالودهٔ دو ستونی می تواند به صورت مستطیلی، ذوزنقه ای، باسکولی،**T** شکل، حفره ای و تیری طرح شود. این شالوده ها به نحوی طراحی می شوند که مرکز هندسی آنها بر نقطه اثر برآیند بارهای وارده منطبق گردد.

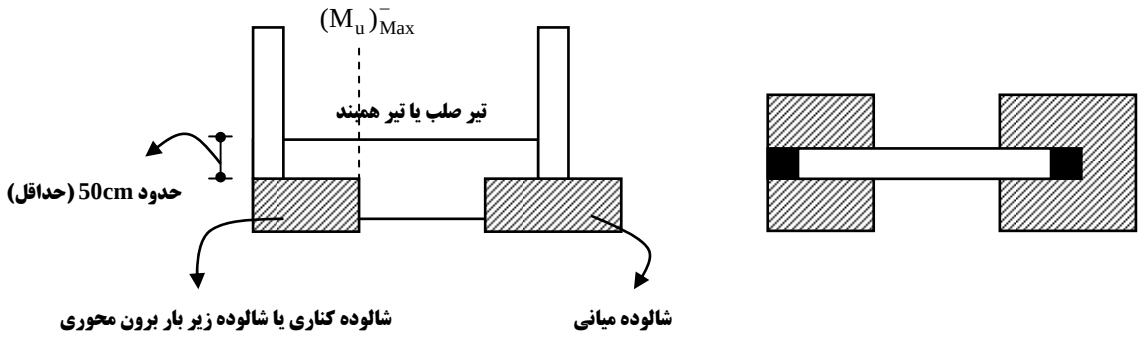


(ب) **(الف)**

شکل ۱–۳ فونداسیون دو ستونی (الف) نمای سه بعدی (ب) فونداسیون قرار گرفته در مجاورت حریم

در فونداسون های باسکولی برای مقابله با خروج از مرکزیت ستون کناری، آن را توسط یک تیر قوی (تیر صلب یا تیر همبند) به داخل شالوده داخلی مجاور متصل می نمایند (شکل ۱-۴). اینکار ممکن است برای جلوگیری از نشست نامساوی ستونها مورد توجه قرار گیرد.

[1] Tie



(ب) **(الف)**

شکل ۱–۴ فونداسیون باسکولی (الف) پلان (ب) عناصر تشکیل دهنده فونداسیون باسکولی

- **نکات مربوط به شالوده باسکولی:**

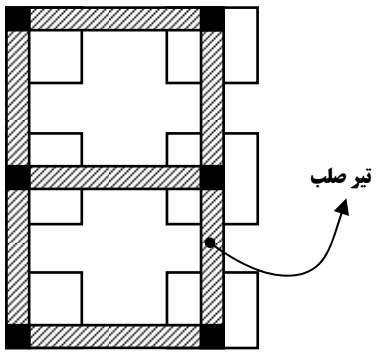
۱. تیر صلب بایستی بالاتر از سطح زمین قرار گرفته باشد (حداقل ۵ تا ۱۰ سانتی متر) تا در انتقال بار به زمین مشارکت نداشته باشد. تنها وظیفه این تیر به هم بستن شالوده ها به منظور جلوگیری از واژگون شدن شالوده کناری است.

۲. ارتفاع تیر صلب بایستی به گونه ای اختیار شده باشد که ممان اینرسی آن حداقل به اندازه ممان اینرسی شالوده زیر بار برون محور باشد به همین علت ارتفاع تیر صلب از ارتفاع شالوده بیشتر است.

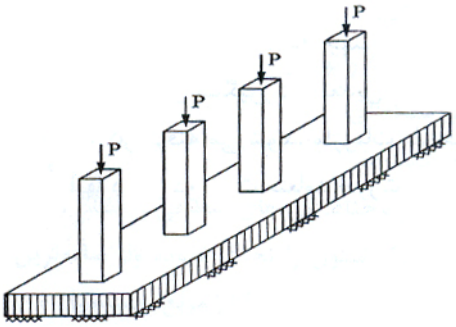
ممان اینرسی تیر صلب ≥ ممان اینرسی شالوده کناری

توجه: در اجرا مشاهده می شود به غلط به جای شالوده باسکولی از شالوده ای که ارتفاع شناژ آن برابر ارتفاع شالوده و میلگرد بیشتر در بالا است استفاده می کنند.

نکته: استفاده از شالوده های تک و باسکولی در مناطقی مثل تهران که ساختمان ها به صورت متراکم در کنار هم ساخته می شوند و شالوده ها خروج از مرکزیت دارند به کل مردود و ممنوع است. زیرا با توجه به شکل (۱-۵) روبرو برای رفع مشکل شالوده های تک باید تیر صلب به صورت روبرو اجرا شود اما ملاحظه می شود که پی باسکولی شامل بیش از ۲ ستون خواهد شد حال آنکه کلیه روابط شالوده باسکولی بر مبنای دو ستون محاسبه شده است.



شکل ۱–۵

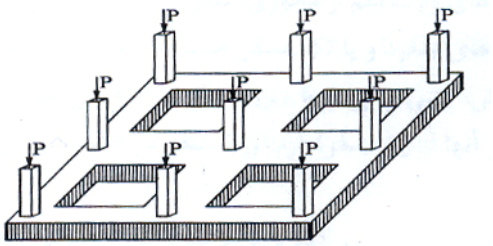


شکل ۱–۶ فونداسیون نواری

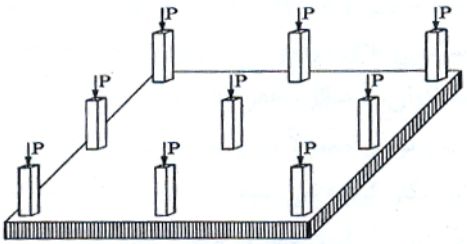
(پ) فونداسیون نواری: با اتصال فونداسیون های ستون های یک ردیف و یا برای فونداسیون زیر یک دیوار باربر فونداسیون نواری ایجاد می گردد که نسبت طول به عرض آن بسیار زیاد است شکل (۱-۶). این فونداسیون ها ممکن است با مصالح

بنایی، بتن وزنی و یا بتن مسلح اجرا شوند. در صورت مسلح نمودن این فونداسیون ها، آرماتورهای اصلی در راستای طول قرار گرفته و آرماتورهای عرضی معمولاً نقش فرعی و مقابله با تغییر شکل های مربوط به نشست و یا حرارتی را دارند. برای افزایش سختی آن ها در مقابله با نشست غیر یکنواخت می توان آن ها را در مقطع عرضی به صورت **T** شکل و یا **T** معکوس اجرا کرد.

(ت) فونداسیون شبکه ای: به لحاظ اقتصادی (کاهش هزینهٔ قالب بندی) گاهی مقرون به صرفه است که شالوده های یک ردیف در هم ادغام و شالوده به صورت نواری اجرا گردد. چنانچه این نوارها در هر دو امتداد عمود برهم قرار گیرند شالودهٔ شبکه ای بوجود می آید (شکل ۱-۷). عملکرد این شالوده ها مرکب بوده و متفاوت از عملکرد شالوده های منفردی است که توسط کلاف به یکدیگر متصل می شوند. کلافها کلاً نقشی در جلوگیری از نشست شالوده های منفرد ندارند (قادر به حمل برش و خمش نمی باشند) و تنها صلبیت جانبی سازه را افزایش می دهند.



شکل ۱–۷ فونداسیون شبکه ای



شکل ۱–۸ فونداسیون گسترده

(ث) شالوده های گسترده: در صورت اجرای پروژه های بزرگتر و سنگین تر بر روی زمین های با مقاومت کمتر و یا در صورت تفاوت قابل ملاحظه بار دیوارها و ستون های مجاور، جهت ایجاد عکس العمل یکنواخت و به حداقل رساندن نشست های غیر یکنواخت، مقابله با عوارض موضعی و نقاط ضعف موضعی و نقاط ضعف موردی در خاک بستر، در صورتی که استفاده از فونداسیون های منفرد و یا نواری میسر نباشد و یا بخش عمدهٔ زمین زیر بنا توسط فونداسیون های منفرد، نواری و یا شبکه ای اشغال شود، تمام محدودهٔ زیربنا به ساخت فونداسیون اختصاص داده می شود و تمامی بارهای دیوارها و ستون ها توسط یک سیستم یکپارچه دالی تحمل می شود (شکل ۱-۸). به این سیستم، فونداسیون گسترده و یا به اصطلاح فرانسوی، رادیه جنرال گفته می شود و معمولاً دو سفره آرماتور در پایین و بالای فونداسیون در دو جهت طولی و عرضی در آن به کار گرفته می شود. فونداسیون گسترده نیز به اشکال مختلف در پلان و مقطع اجرا شده که چند سیستم سازه ای آن را در شکل ۱-۹ دیده می شود.

پی های گسترده دال های بتنی یکپارچه ای هستند که در پاره ای موارد با تلفیق تیرهای سخت کننده، دال های کف و سقف و دیوارهای پیرامونی یا میانی زیرزمینی، بار ستون ها و یا دیوارهای مختلف را حمل می کنند. کاربردهای فونداسیون های گسترده در یک یا چند مورد زیر ممکن است مورد ملاحظه قررا گیرد:

۱. بارهای روسازه نسبتاً بزرگ بوده و شرایط خاک بستر ضعیف است به قسمی که مساحت فونداسیون های سطحی به اندازه کافی بزرگ و سطح قابل توجهی از پلان (بیش از ۵۰٪) توسط فونداسیون های منفرد اشغال شود که در این خصوص راه حل استفاده از فونداسیون گسترده ممکن است اقتصادی تر و ایمن تر باشد.
۲. خاک بستر متغییر و استفاده از فونداسیون های منفرد موجب نشست غیر یکنواخت زیاد شده و یا روسازه نسبت به وقوع نشست های نسبت حساس باشد. در این مورد فاکتورهای پیوستگی، سختی نسبی فونداسیون گسترده نسبت به فونداسیون های منفرد تا حدود زیادی در تعدیل نشست ها موثر است.

۳. زمین زیر بنا مستعد تورم بوده و فشار تورم موجب جابجایی جدی فونداسیون های منفرد می شود.

۴. احتمال وقوع عوارض موضعی در بستر از جمله ریزش چاه، قنات و ایجاد حفره، مطرح بوده که فونداسیون گسترده با نقش پل زدگی مانع از سرایت عوارض نامطلوب به سازه می شود.

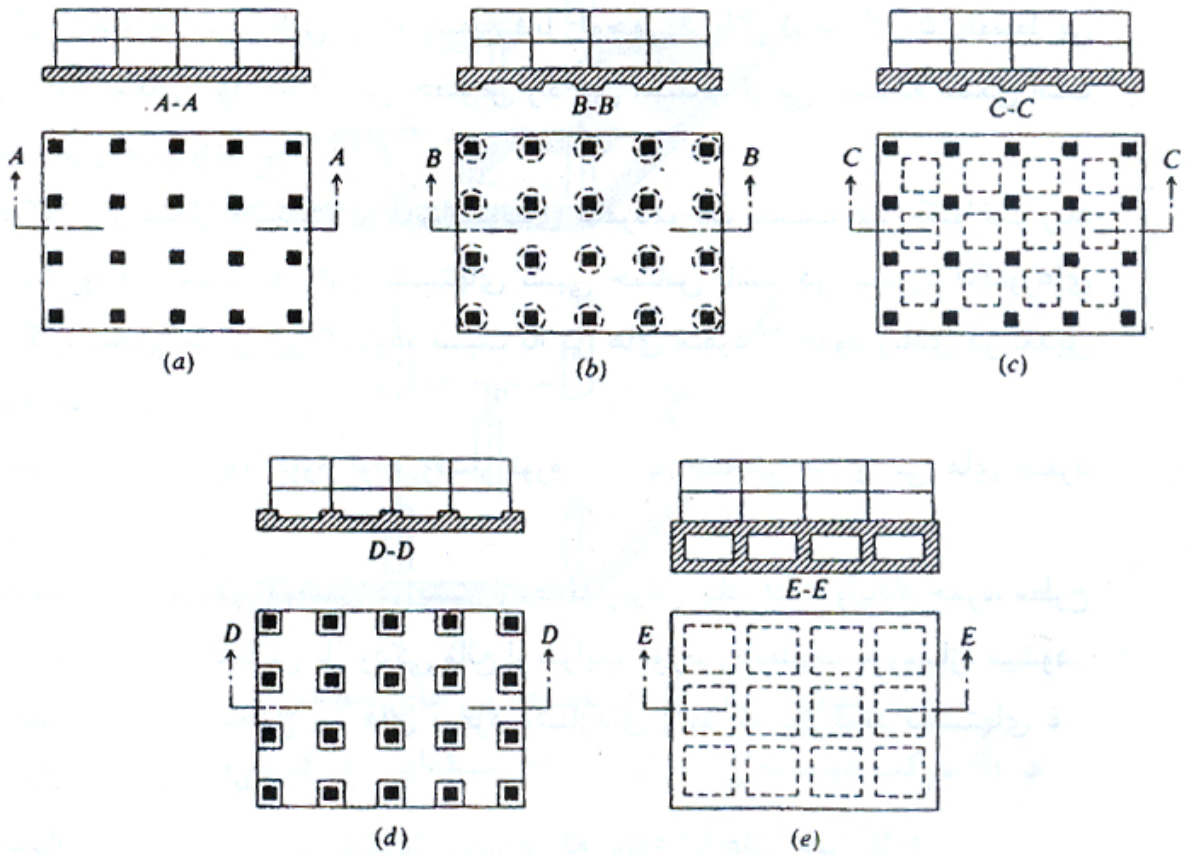
۵. ضعیف استحکام و سختی پی های منفرد و شناژهای رابط که نمی تواند نشست های غیر یکنواخت را تعدیل نماید.

۶. احتمال تخمین نادرست بارهای روسازه که وقوع بارهای غیر عادی ایجاد غیر یکنواختی در توزیع تنش و نشست را ممکن است به دنبال داشته باشد.

۷. بارهای جانبی به طور یکدست در روسازه توزیع نشده و ممکن است جابجایی های افقی بیش از حد مجاز به فونداسیون های منفرد را به همراه داشته که فونداسیون گسترده با یکپارچگی مانع چنین وضعیتی خواهد شد.

۸. کف زیر سازه پایین تر از تراز آب زیرزمینی واقع شده و آب بندی کف مهم می باشد. بکارگیری فونداسیون گسترده موجب جلوگیری از نفوذ آب به زیر زمین شده و علاوه بر این تا حدودی با زیر فشار مقابله می شود.

۹. جهت افزایش باربری و تقلیل نشست، راه حل پی شناور (گودبرداری و پی سازی جای آن) مطرح شده که در این راستا تلفیق فونداسیون گسترده با دیوارها و سقف زیرزمین می تواند راه حل مطلوبی باشد.



شکل ۱–۹ انواع مختلف فونداسیون های گسترده (a) سیستم دال تخت (b) سیستم قارچی (در بالا یا پایین) (c) سیستم دال دیوار (دال کف، دال سقف و دیوارهای میانی و جانبی (d) سیستم جعبه ای

۱-۴-۲ فونداسیون های نیمه عمیق

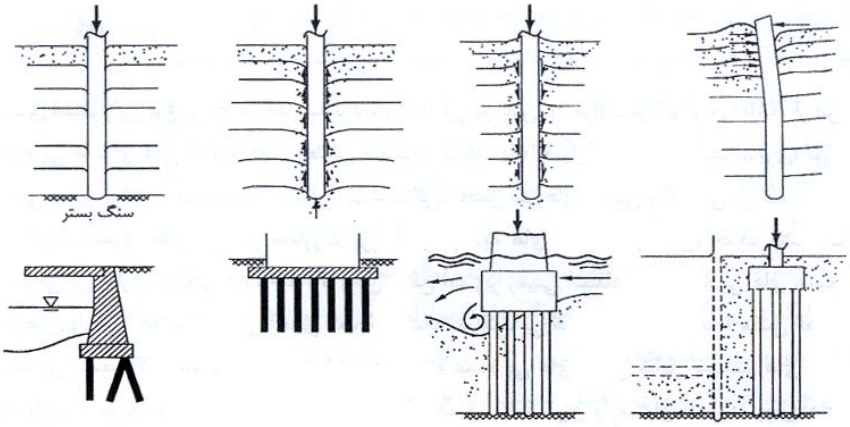
از آنجایی که در پاره ای موارد اجرای فونداسیون های سطحی مشکلات عدم تامین توان باربری، نشست های اضافی (به خاطر نسبتاً سست بودن لایه های سطحی و تمرکز توزیع تنش حاصل از بارگذاری در اعماق سطحی) و عدم تامین پایداری کافی در اثر بارهای جانبی و یا لنگرها را بدنبال دارند باید راه حل های دیگری را انتخاب نمود. از آنجا که استفاده از پی های عمیق معمولاً به عنوان انتخاب نهایی در مهندسی پی قلمداد شده و علی رغم قابلیت های کافی به لحاظ تامین باربری و پایداری، کنترل نشست، معمولاً اجرای پی های عمیق مقرون به صرفه نبوده و معضلات و صعوبت اجرایی خاص خود را به همراه دارد. در نتیجه از راه حل های میانه پی سازی می توان استفاده از پی های نیمه عمیق را نام برد که در ذیل دو مورد از آن توضیح داده می شود:

پی های چاهی: که اگر عمق استقرار پی آنها (D_f) بیش از ۴ و کمتر از ۱۰ برابر عرض آن ها است که جهت اجرا می توان از امکانات موجود استفاده نموده و با حفر چاه و رسیده به لایهٔ متراکم و قطور نمودن قسمت انتهایی چاه ضمن برآورده نمودن شرایط باربری مناسب، از لایه های نشست پذیر عبور نمود. به علاوه برای سازه ای که تحت نیروهای برکنش و یا کشش واقع می شوند، پی های نیمه عمیق چاهی گزینه مطلوبی بوده و در مقابله با کشش می توان از نیروهای مقاوم وزن پی، مقاومت برشی خاک اطراف و نیز از مقاومت سقف پی استفاده نمود.

همچنین برای پی های گسترده در روی زمین به صورت سطحی اگر معضلات توان باربری و نشست مطرح باشد می توان عمق استقرار پی گسترده را در اعماق پایین تر اختیار نمود تا بخشی از تنش های وارد از روسازه با وزن خاک برداشته شده حاصل از حفاری جبران نمود. این امر به بهبود توان باربری حاصل می انجامد. به این دسته از پی های نیمه عمیق اصطلاحاً پی های شناور اطلاق می گردد.

۱-۴-۳ فونداسیون های عمیق

عمق استقرار این نوع فونداسیون ها در مقایسه با دیگر ابعاد آن در پلان، به مراتب بزرگتر می باشد. از این نوع فونداسیون ها برای عبور از لایه های سطحی ضعیف و مسئله دار (از قبیل معضلات نشست پذیری، توری زایی و فروریزشی)، مصونیت در مقابل آب شستگی، تحمل نیروهای جانبی و کششی بزرگ، مقابله با اثرات حفاری های آتی در مجاورت پروژه، تراکم لایه های ضعیف در عمق، حذف مشکلات اجرایی پی سازی سطحی در شرایط بالا بودن سطح آب زیرزمینی استفاده می شود. پی های عمیق بارهای وارده را علاوه بر عکس العمل کف که مشابه عملکرد پی های سطح است، با عکس العمل جداری (اصطکاکی) نیز تحمل می نمایند. دو دسته عمده پی های عمیق شامل سیستم های لاغر متداول یا شمع و سیستم قطورتر و یا پایه های عمیق یا کیسون را می توان نام برد. روش های مختلفی برای اجرای پی های عمیق مطرح است. شمع های کوبیدنی از نوع چوبی، بتنی و یا فولادی که از طریق انواع چکش ها، جک ها و ویبراتورهای کوبنده، به زمین رانده می شوند. شمع ها و پایه های درجا توسط حفاری چاه و یا گمانه و سپس ریختن مصالح بنایی، بتنی وزنی و یا مسلح و یا استقرار مقاطع پیش ساخته در مجاری حفاری شده اجرا می گردند. شمع های کوبیدنی-درجا نیز شامل مواردی می شوند که ابتدا یک پوسته و یا غلاف به زمین رانده شده و سپس داخل آن با بتن پر می شود. پوسته و یا غلاف پس از بتن ریزی در محل باقی مانده و یا بیرون کشیده می شود. شکل ۱-۱۰ چند نمونه از پی های عمیق را نشان می دهد.



شکل ۱–۱۰ نمونه هایی از کاربردهای فونداسیون های عمیق

۱–۴–۴ فونداسیون های ویژه

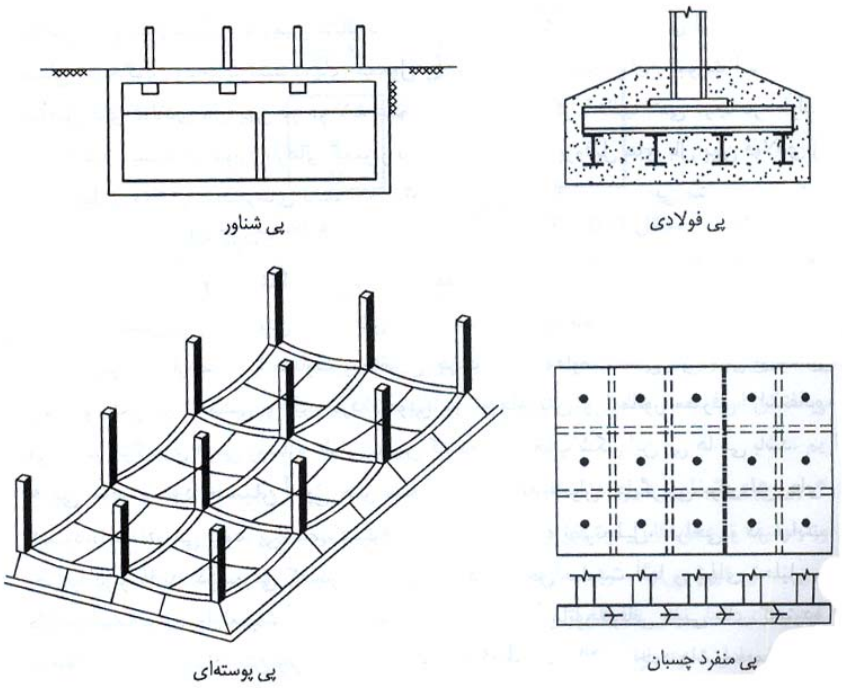
دال سطحی به عنوان پی گسترده جهت تامین پاره ای ضروریات اجرایی، فنی، اقتصادی و سرویس دهی ممکن است به طور خاصی در عمل مورد استفاده قرار گیرد که چند نمونه آن در شکل ۱-۱۱ نشان داده شده است.

- **پی های شناور**[1]: پی های شناور در مواردی کاربرد دارند که با وجود لایه های نشست پذیر و یا ضعیف تا عمق قابل توجهی وجود داشته و استفاده از شمع هم امکان پذیر نباشد. در آن صورت می توان پی گسترده سازه را در عمق پایین تر مستقر و با برداشت خاک حاصل از گودبرداری با بار ثقلی حاصله از روسازه مقابله و یا حتی فشار روسازه با میزان خاک حاصل از حفاری معادل نمود. از نظر تئوری در چنین وضعیتی خاک در عمق کف پی به پایین تحت تاثیر بارگذاری جدید و اضافه فشار نبوده بنابراین نشست قابل توجهی اتفاق نمی افتد و نشست حاصله عمدتاً در اثر برگشت تورم حاصل از خاکبرداری پس از احداث بنا می باشد. معمولاً یک متر مکعب خاک را می توان به لحاظ وزنی معادل دو طبقه ساختمان مسکونی معمولی در هر متر مربع به حساب آورد. البته باید توجه داشت که در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی، شناوری پی ممکن است مشکل جدی بوده و معظلات اجرایی گودبرداری در آب نیز مطرح باشد.
- **پی های باکسی با جعبه ای**[2]: در مواردی که سازه سنگین تر و از اهمیت ویژه ای برخوردار باشد، سیستم فونداسیون باید از صلبیت خمشی ویژه ای برخوردار بوده که بدین ترتیب تلفیق دال های کف و سقف و نیز دیوارهای اطراف و میانی زیرزمین، ملاحظات خاص تحلیل، طراحی سازه ای و اجرای پی های شناور را مطرح می سازد.
- **پی های فولادی یا پروفیله**[3]: استفاده از پی های فولادی در مواردی است که بارهای حاصل از روسازه سنگین و زمین بستر سخت و یا سنگی باشد و راه حل های استفاده از بتن مسلح پاسخگوی وضعیت سیستم های معمول پی سازی نبوده که در این صورت استفاده از پروفیل های فولادی بال پهن در دو لایه عمود و بر روی یکدیگر با قالب بتنی درجا در اطراف به کار گرفته می شود. در موارد بارهای کمتر و در دسترس نبودن پروفیل های بال پهن فولادی و یا پی سازی موقتی در بستر های سست، می توان از دو ردیف الوارهای چوبی متعامد روی هم محصور در بتن استفاده کرد.

[1] Floating (Buoyant) Foundations
[2] Box Foundations
[3] Grillage

- **پی های سلولی و پوسته ای**[1]: بر اساس استفاده از عملکرد، شکل پی در ساختار پی های شناور و یا تقلیل وزن مرده بتن در پی های حجیم مدفون، و نیز تامین سختی کافی در طبقات مختلف زیرزمین از صفحات متناوب و متقاطع جهت تامین مقاومت کافی در مقابل نیروهای برشی و لنگر خمشی و نیز صرفه جویی در احجام بتن و آرماتور مصرفی استفاده می شود. ویژگی هیا فرمی روسازه عاملی تعیین کننده در انتخاب شکل این پی ها می باشد.
- **پی های منفرد چسبنان**[2]: پی های منفرد چسبان به عنوان جایگزینی برای پی های گسترده استفاده می شود. پی های گسترده معضلاتی از نقطه نظر تحلیل، طراحی و در نهایت اجرا را در بر دارند. در صورتی که در پی های منفرد با فرض صلبیت آن ها روش های تحلیل و طراحی، ساده و معمول می باشد. در اجرا نیز با وجود شبکه آرماتور فوقانی در پی های گسترده، معضلات دسترسی برای بتن ریزی و عبور بتن از شبکه آرماتور بالایی وجود داشته و مضافاً به این که با توجه به ابعاد قابل توجه پی گسترده در سطح، مشکلاتی نیز در اجرای یکپارچه بتن مطرح است لذا برای تسهیل در طراحی و اجرا می توان بجای پی گسترده، یک ردیف پی هیا منفرد، مجاور را جایگزین آن نمود که به صورت منقطع در قسمت بالایی و متصل در قسمت پایینی بوده و لذا به علت عدم پیوستگی در بالا، لنگری رد و بدل نشده و مانند پی های منفرد نیازی به سفرهٔ آرماتور پایین مطرح می شود. جهت سهولت بیشتر در اجرا و ایفای نقش شناژ می توان یک سفرهٔ مشترک حداقل آرماتور در پایین پی های مجاور منظور نموده و سپس در صورت لزوم هر پی تک، آرماتور اضافی منظور گردد. سیستم پی های منفرد در زیر یکپارچه شده و علی رغم مجاورت و سراسری بودن پلان فونداسیون، مدل پی منفرد را می توان در تحلیل، طراحی و اجرا به کار گرفت.
- **تلفیق پی گسترده و پی های عمیق**: اگرچه پی گسترده در میان پی های سطحی راه حل نسبتاً مناسبی به شمار می رود ولی ایراداتی از قبیل معضلات اجرایی و بتن ریزی یکپارچه، غیر اقتصادی بوده و در نهایت وقوع نشست های زیاد را به دنبال دارد. به طور کلی وقوع نشست در خاک اعم از تحکیمی و آنی را می توان تابعی از شدت بارگذاری (q) و عرض پی (B) محسوب نمود (اسلامی و همکاران، ۱۳۸۳). در این صورت با توجه به عرض نسبتاً زیاد پی های گسترده در مقایسه با پی های نواری و منفرد و منطقه تاثیر تنش نسبتاً زیاد در زیر پی معضلات نشست در زیر پی های گسترده ممکن است برای سازه های مهم و سنگین از محدوده مجاز نشست ها تجاوز نماید. به علاوه برای پروژه های سنگین فشارهای بزرگی را به زمین وارد می سازند و معضلات باربری نیز به صورت قابل توجهی مطرح خواهد بود. در این خصوص می توان با تلفیق پی گسترده به همراه پی های عمیق و مشارکت در باربری، یکی از کاملترین انواع فونداسیون ها را اجرا نمود. بر اساس فرضیه رادیه معادل و تجارت حاصله از کنترل نشست با استفاده از پی های عمیق می توان با انتخاب گزینه مناسب پی گسترده و تغییر در تعداد شمع ها و اندرکنش مطلوب پی گسترده و شمع که اصطلاحاً به پی گسترده مرکب موسوم است، اثرات توام افزایش توان برابری و نیز کاهش نشست را ایجاد نمود که چنین مفهومی توسط پولوس[3] در شکل ۱-۱۲ نشان داده شده است.
- **فونداسیون های صندوقه ای:** فونداسیون های صندوقه ای معمولاً از یک ستون توخالی قطور از جنس بتن مسلح ساخته شده و با روشهای مختلف در زمین نصب می شوند. در عمل از این نوع پی ها برای سازه های دریایی استفاده شده و بصورت پیش ساخته می باشند به نحویکه بتوان آنها را بصورت شناور به محل مورد نظر حمل و سپس آنرا تثبیت نمود. تثبیت صندوقه در محل با پر کردن آن از آب و یا مصالح وزین دیگر انجام می شود.

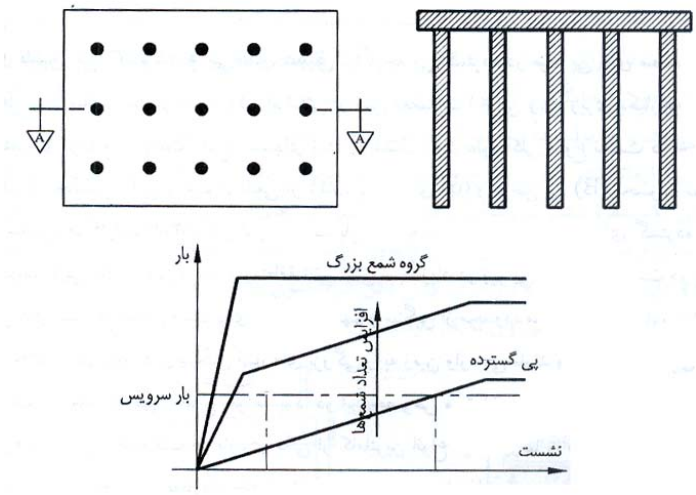
---
[1] Cellular or Shell Foundations
[2] Attached single Foundations
[3] Poulos, 1980



شکل ۱–۱۱ چند نمونه از پی های گسترده خاص

۱–۵ ضوابط کلی و ملاحظات دیگر در طراحی فونداسیون ها:

ابعاد و اجزاء پی می بایستی بنحوی طرح شوند که هم تنش تماس با خاک در حد ایمن باشد و هم نشستها را به یک مقدار قابل قبول محدود نماید اما مشکلات نشست اضافی عمومی بوده وتا حدووی مخفی باقی مانده اند زیرا تنها موارد بسیار دیدنی انتشار یافته اند . تعداد اندکی ساختمانهای مدرن در اثر نشستهای اضافی فرو می ریزند . اما وقوع فروریختگی ها جزئی یا گسیختگی موضعی در یک عضو سازه ای چندان غیر معمول نیست، بیشتر آسیبهائی که روی می دهند شامل ترکهای نا خوشایند در دیوار و کف، کف های ناهموار (خیز هاوشیب ها) درهاوپنجره های چفت شده و غیره می باشند. تغییرپذیری خاک همراه بابارهای پیش بینی نشده یا حرکت های بعدی خاک (نظیرزلزله ها) می توانند به مشکلاتی از نشست منجر شوند که مهندس، کنترل اندکی برآنهادارد. بعبارت دیگر آخرین روشهای موجود طراحی ممکن است احتمال مشکلات نشست (ضریب خطر) رابه مقدار زیادی کاهش دهند، اما عموماً یک پروژه خالی از خطر بدست نمی دهند. بااین همه بطور منطقی برخی مشکلات نتیجه مستقیم طراحی ضعیف یا بی دقتیهای ساده یا عدم توانائی مهندسی می باشند . یک عامل عمده که کارطراحی پی را مشکل می سازد آن است که پارامترهای خاک مورد استفاده در طراحی قبل از شروع پروژه بدست می آیند. بعداً هنگام اجرائی برخاکی بنا می شود که خواص آن به مقدار زیادی نسبت به حالت اولیه اصلاح شده است که این اصلاح یا بواسطه روند اجرا یا احداث پی ایجاد می گردد این بدان معنی است که خاک ممکن است حفاری ویا جایگزین گشته و متراکم گردد. حفاری درجهت برداشتن بار از روی خاک زیرین بوده وسبب انبساط آن رافراهم می نماید کوبش شمع معمولاً خاک رامتراکم تر می نماید. هریک از این وقایع یا مستقیماً خواص خاک راتغییر داده (جایگزین خاک) یا پارامترهای مقاومتی برآورد شده اولیه را اصلاح می نمایند.



شکل ۱–۱۲ اثرات توام افزایش توان باربری و کاهش نشست با تلفیق پی گسترده و شمع

به طور کلی ضوابط زیر در طراحی پی ها باید مد نظر قرار گیرند:

۱- عمق پی ها می بایست به قدر کافی زیاد باشد تا از بیرون زدگی جانبی مصالح از زیر پی برای شالوده ها وپی های گسترده جلوگیری شود. بطور مشابه در گود برداری پی می بایست این نکته مد نظر باشد که مشکل بیرون زدگی مصالح پی می تواند برای شالوده های ساختمان موجود در نواحی مجاور گود اتفاق بیفتد و ضرورت دارد که تدابیر مقتضی در نظر گرفته شود. تعداد ترکهای ناشی از نشست که به هنگام گود برداری برای سازه های مجاور مالکین ساختمانهای موجود یافت می شوند بسیار قابل توجه می باشد.

۲- عمق شالوده ها می بایست زیربخشی از خاک باشد که دارای تغییرات حجمی فصلی ناشی از یخ زدگی، ذوب شدن یخ و رشد گیاهان می باشد. اکثر آیین نامه های ساختمانی محلی مقررات مربوط به حداقل عمق پی را در بردارد.

۳- در پی ممکن است لازم شود شرایط خاک منبسط شونده در نظر گرفته شود در چنین شرایطی بنای ساختمان در جهت حبس بخار آب موجود در خاک است که به طرف بالا حرکت می نماید. این بخار آب به تدریج فشرده شده و خاک واقع در بخش درونی زیر دال کف وپی ساختمان را حتی در شرایطی که تغییر محیطی به طور عادی روی می دهد اشباع می نماید.

۴- علاوه بر ملاحظات مربوط به مقاومت فشاری، سیستم پی می بایست در برابر واژگونی، لغزش وهر نوع بالا زدگی (شناوری) ایمن باشد.

۵- سیستم پی باید در برابر خوردگی یا تخریب ناشی از تماس با مواد مضر موجود در خاک محافظت گردد.

۶- سیستم پی باید بتواند تغییرات بعدی را در ناحیه یا هندسه ساختمان را تحمل کند و در صورت لزوم به ایجاد تغییرات در سازه فوقانی و بارگذاری به سادگی قابل اصلاح باشد.

۷- پی می بایست توسط نیروی انسانی موجود در محل قابل ساخت باشد.

۸- اجرا وتوسعه محل می بایست مطابق با استاندارهای محیط زیستی محل باشد از جمله اینکه می بایست تعیین شود که آیا ساختمان از طریق تماس با زمین در معرض آلودگی است یا خیر.

۱-۶ شمع

شمع چیزی جز یک ستون مستقر شده در زمین برای تحمل بارهای وارده از طرف سازه و انتقال آن به لایهٔ مقاوم تر زمین که در عمق زیاد قرار دارد نیست. اجرای شمع زیر انواع فونداسیون در موردی که خاک زیر پی برای تحمل بارهای وارده توان کافی نداشته باشد، استفاده می شود. شمع بارهای وارده از پی و بنا را در عمق خاک عبور داده و آنرا به خاک مقاومتر (در عمق بیشتر) منتقل می کند. شمع ها را ممکن است از لحاظ نوع جنس آنها یا بر اساس نحوهٔ انتقال بار به زمین و یا روش ساخت دسته بندی کرد. از نظر نوع جنس آن ها را به شمع های چوبی، بتنی و فلزی تقسیم می کنند. از لحاظ نحوهٔ انتقال بار به زمین شمع ها به شمع های مقاومتی و شمع های اصطکاکی تقسیم بندی می شوند. و بالاخره از نظر روش ساخت شمع ها را می توان به شمع های پیش ساخته و ساخته شده در محل تقسیم کرد. شمع های پیش ساخته و ساخته شده در محل از لحاظ جنس و یا نحوهٔ ساخت دارای انواع مختلفی می باشند.

از لحاظ نحوهٔ انتقال بار به زمین، گاهی شمع مانند یک ستون بارهای وارده را از سرتاسر لایه های غیر مقاوم زمین عبور داده و از طریق سر خود که به زمین مقاوم رسیده است به زمین انتقال می دهد که این شمع ها را مقاومتی می نامند. در مواقعی که زمین خوب در اعماق زیاد و دور از دسترس باشد ممکن است شمع ها مقاومت خود را از طریق نیروی اصطکاکی که بین سطوح جانبی آنها و زمین به وجود می آید کسب می کنند. این نوع شمع ها را شمع های اصطکاکی می نامند. در واقع تقریباً در تمام حالات مقاومت، ترکیبی از مقاومت اصطکاکی و مقاومت انتهایی است.

انواع شمع ها:

بر حسب شرایط تحت الارضی، سطح آب زیرزمینی و نوع باری که باید حمل شود، انواع مختلفی از شمع ها در کارهای ساختمانی مورد استفاده قرار می گیرد. شمع ها بر حسب مصالحی که از آن ساخته می شوند دارای انواع زیر هستند:

۱. شمع های فولادی
۲. شمعی های بتنی
۳. شمع های چوبی
۴. شمع های مرکب

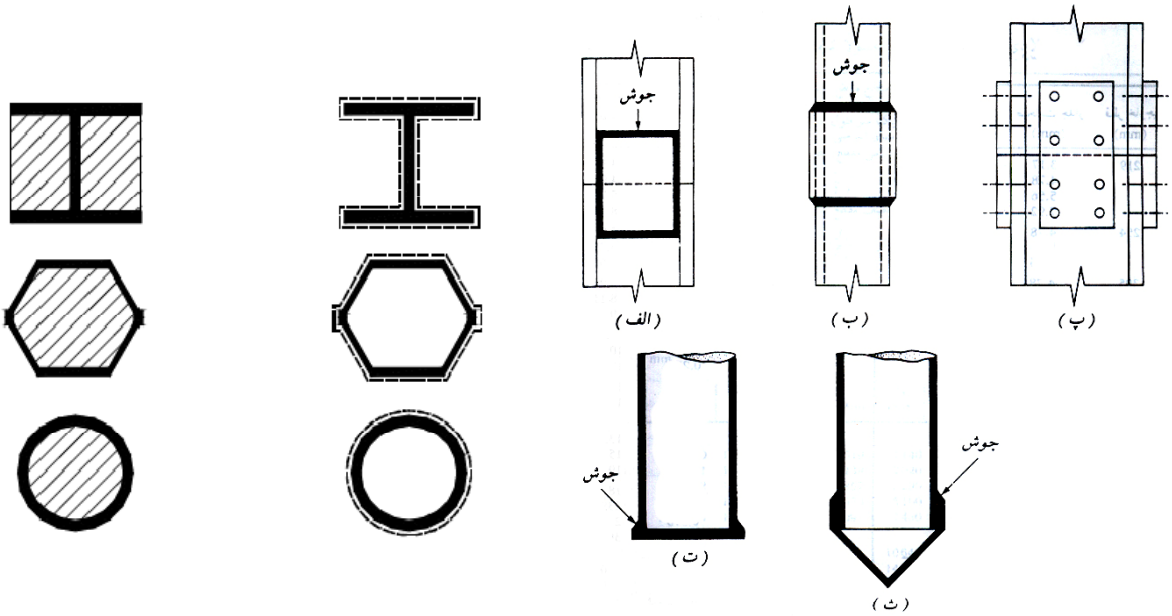
۱-۶-۱ شمع های فولادی

انواع معمول شمع های فولادی، شمع های لوله ای و شمع های **H** می باشند. شمع های لوله ای نیز در دو حالت انتهای بسته و انتهای باز به زمین کوبیده می شوند. هرچند که از تیرآهنهای **I** و بال بهن نیز می توان برای شمعکوبی استفاده کرد، لیکن تیرآهن ها با نیمرخ **H** به علت مساوی بودن ضخامت بال و جان معمولاً ترجیح داده می شوند.

در صورتی که طول مورد نیاز برای شمع بزرگتر از طول یک شاخه شود، شمع های فولادی را به وسیله جوش و یا پرچ به یکدیگر وصله می کنند. در شکل ۱-۱۳-الف جزییات یک وصله جوشی برای شمع های **H** نشان داده شده است. در شکل ۱-۱۳-ب نیز جزییات یک وصله جوشی برای شمع های لوله ای مشاهده می شود. در صورت استفاده از پرچ، از جزئیاتی مثل ۱-۱۳-پ برای وصله شمع های **H** استفاده می شود.

وقتی که انتظار لایه ای سخت نظیر شن متراکم، شیل و سنگ نرم می رود در نوک شمع فولادی از کفشک[1] استفاده می شود. در اشکال ۱-۱۳-ت و ث دو حالت تخت و مخروطی برای کفشک نوک شمع های لوله ای نشان داده شده است.

در زمین های باتلاقی، خاک های نباتی، مناطق ساحلی و سایر خاک های خورنده، املاح خاک و آب می توانند شمع های فولادی را تحت حملات شیمیایی قرار داده و خرودگی ایجاد نمایند. خاک هایی که **pH** آن ها بزرگتر از ۷ است خورنده نیستند. برای جبران کردن کاهش ضخامت به علت خوردگی بر ضخامت محاسباتی، معمولاً یک ضخامت اضافی در نظر گرفته می شود. برای جلوگیری از خوردگی، در روی شمع ها می توان از یک لایهٔ پوشش اپوکسی استفاده کرد. این پوشش که در کارخانه روی شمع ها زده می شود، در هنگام حمل و نقل و کوبیدن شمع، به سختی آسیب پذیر است. گاهی مواقع برای جلوگیری از خوردگی شمع فولادی، از پوشش بتنی استفاده می شود. استفاده از حفاظت کاتود یک روش مطمئنی برای جلوگیری از خوردگی شمع است.



(ب) **(الف)**

شکل ۱–۱۳ شمع های فولادی

۱–۶–۲ شمع های بتنی

این نوع شمع ها به دو دسته تقسیم می شوند . شمع های بتنی پیش ساخته و شمع های ساخته شده در محل که در زیر به شرح هر یک از انها می پردازیم:

شمع های بتنی پیش ساخته:

شمع های بتنی پیش ساخته را می توان تقزیبا به هر شکل و اندازه ای در کارخانه ساخت.مقاطع معمول این نوع شمع ها مربع، دایره و چند ضلعی است. شمع های بتنی پیش ساخته معمولا با طول ۱۸ متر که می توانند باری را در حدود ۱۰۰۰ را

[1] Driving point or shoe

تحمل کنند. محدودیتی از نظر خمش داشته و لذا در موقع حمل انها باید دقت کافی برای جلوگیری از شکستن آنها به کار برد. در سر شمع های بتنی پیش ساخته برای جلوگیری از تخریب شمع در موقع کوبیده شدن کلاهک فلزی نصب می کنند.

مزایای استفاده از شمع های بتنی:

(الف) بر خلاف شمع های چوبی که بهتر است همیشه در زیر آب قرار داشته باشد استفاده از شمع های بتنی در داخل و خارج آب تقریبا یکسان است.

(ب) محاسبهٔ آنها آسان و نسبتاً دقیق می باشد.

(پ) شمع های بتنی پیش ساخته را قبل از کوبیدن می توان مورد بررسی و معاینه قرار داد.

(ت) قابلیت تحمل شمع های بتنی به مراتب بیشتر از شمع های چوبی است.

(ج) خطر خوردگی به وسیلهٔ حشرات و حیوانات کوچک در شمع های بتنی وجود ندارد.

معایب استفاده از شمع های بتنی:

(الف) قطع قسمت انتهایی اضافی ا نها به اسانی میسر نیست.

(ب) برای گرفتن و سخت شدن بتن مدت نسبتازیادی لازم است.

(پ) اگر در موقع کوبیدن به مانع سختی نظیر سنگ برخورد کند خواهد شکست.

(ج) کوبیدن انها احتیاج به وسایل مخصوصی با وزنه های سنگین دارد.بعلاوه لرزش زمین در اثر کوبیدن شمع ها ممکن است به ساختمان های مجاور اسیب وارد کند.

(د) اضافه کردن و اتصال شمع های بتنی به همدیگر تقریبا غیر ممکن است.

(ه) وجود مواد و املاح مخصوص در اب گاهی باعث خرابی بتن و خوردگی فولادهای مصرفی در انها می شود.

شمع های بتنی ساخته شده در محل

معایب شمع های پیش ساخته شده باعث شده است که استفاده از انها به میزان قابل توجهی کاهش یابد و به جای انها از شمع های بتنی ساخته شده در محل که به انواع زیر ساخته می شود استفاده شوند.

(الف) شمع های چند قسمتی

(ب) شمع های بتنی ریخته شده در محل با استفاده از جدار ه ی فلزی

(ج) شمع های بتنی ریخته شده در محل بدون استفاده از جدار هی فلزی

۱-۶-۳ شمع های چوبی

از جمله پر مصرف ترین نوع شمع ها هستند.مقطع آنها معمولاً به شکل مربع و به ابعاد $22.5\times22.5cm$ تا $65\times65cm$ به طول ۱۲ متر ساخته می شود. این شمع ها از تنهٔ درختی با چوب سخت نظیر کاج و بلوط درست شده است و دو سر آنها برای جلو گیری از خوردگی شن در موقع کوبیدن با کلاهک فلزی مسلح می سازند.

شمع های چوبی از جمله مقطع دایره ای را معمولاً بدون کندن پوست بکار می برند تا نیروی اصطکاک حاصله بین سطح جانبی شمع و زمین به حداکثر مقدار ممکنه افزایش یافته و شمع قابلیت تحمل فشار زیادی داشته باشد. قطر شمع

های چوبی استوانه ای ۲۰ تا ۲۵ سانتی متر است. شمع های چوبی نسبت به شمع های دیگر ارزانتر و از لحاظ برش و اتصال آسانتر و حمل و نقل و اجرای آنها نیز نسبتا راحت است. حداکثر طول شمع ها را به فواصل ۸۰ تا ۱۲۰ سانتی متر از همدیگر و به صورت یک در میان می کوبند. پس از آنکه شمع به اندازه کافی در زمین فرو رفت انتهای آن را با ارهٔ مخصوص قطع می کنند به طوریکه همگی در یک سطح قرار می گیرند. برای آنکه فشار یکنواختی به شمع ها وارد آید می توان آنها را با با چوب های افقی بهم وصل کرد و روی آنها قرار داد. امروزه روش های مختلفی برای جلوگیری از پوسیدگی چوب در آب و یا در خشکی وجود دارد که با استفاده از آنها به میزان قابل توجهی از خطر پوسیدگی و حملهٔ حشرات کاسته می شود.

۱-۶-۴ شمع های مرکب

در شمع های مرکب، قسمت فوقانی و تحتانی شمع از دو مصالح مختلف ساخته می شوند. به عنوان مثال، شمع های مرکب ممکن است از فولاد و بتن و یا چوب و بتن ساخته شوند. شمع های مختلط فولاد و بتن مرکب از قسمت تحتانی فولاد و قسمت فوقانی بتن درجا می باشند. از نوع شمع وقتی مورد استفاده قرار می گیرد که طول شمع لازم برای تامین ظرفیت باربری از ظرفیت باربری بتن درجای ساده تجاوز کند. شمع های مختلط چوب و بتن دارای قسمت تحتانی چوبی می باشند که به طور دائم در سفرهٔ آب زیرزمینی قرار دارد و قسمت فوقانی آن ها از بتن است. در هر صورت ایجاد وصله در محل تلاقی دو مصالح مشکل بوده و به همین علت است که شمع های مختلط دارای کاربرد وسیعی نمی باشند.

شکل ۱-۱۴ شمع های چوبی شناور مربوط به یک ساختمان صنعتی کوچک (Kemfert, 2006)

۱-۷ اجرای فونداسیون ها، گودبرداری و مخاطرات اجرایی

چطور خطرات گودبرداری ساختمانی را کاهش دهیم؟ سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران مطلبی درباره چگونگی گودبرداری ایمن و بدون خطر، تلفات و خسارات برای همسایگان و کارگران منتشر کرده است که در ادامه می‌خوانید:

اندازه کوچک قطعات زمین و فاصله عرضی صفر ساختمان‌ها از یکدیگر در بسیاری از نقاط تهران باعث شده گودبرداری امری دلهره‌آور و نگران کننده برای مالکان ساختمان‌ها و همسایگان شود. در سال‌های اخیر با افزایش تراکم و تعداد طبقات و نیاز به تأمین پارکینگ و سایر سطوح خدماتی در ساختمان‌ها، عمق گودبرداری نیز بیشتر شده است. اما در بیشتر موارد از همان روش‌های سنتی که در گودهای کم عمق گذشته استفاده می‌شود. متأسفانه بسیاری هنوز فکر می‌کنند که به کارگیری تمهیدات ایمنی لازم در گودبرداری هزینه و زمان بیهوده‌ای را به کار تحمیل می‌کند، در حالیکه گودبرداری اصولاً جزو کارهای پیچیده و بسیار خطرناک مهندسی محسوب می‌شود و به ویژه در گودهای با عمق زیادتر نیازمند بررسی‌های همه جانبه، دقت و نظارت و در نهایت صرف وقت و هزینه قابل ملاحظه‌ای است تا جان و مال مردم از این طریق به خطر نیافتد. با این حال عدم آشنایی به اصول فنی، سهل‌انگاری و یا سودجویی غیرمسئولانه منجر به ایجاد حادثه می‌شود. در ادامه نشانه‌های یک گودبرداری سالم و یا خطرناک را می‌خوانید.

۱-۷-۱ خطرهای ناشی از گود برداری

موارد ایمنی مربوط به گودبرداری را می‌توان در سه دسته عمده زیر قرار داد:

۱. ایمنی کارکنان داخل و اطراف گود و عابران و وسایل نقلیه در مقابل حوادث احتمالی به ویژه خطر ریزش گود.
۲. خطر آسیب‌دیدگی و تخریب ساختمان‌های مجاور گود در اثر گودبرداری یا ریزش گود.
۳. خطر آسیب‌دیدگی تاسیسات و شریان‌های شهری در اثر گودبرداری یا ریزش گود.

۱-۷-۲ نشانه‌های خطرناک بودن گود

موارد زیر علامت خطرناک بودن گود بوده و بررسی‌ها و احتیاط های همه جانبه بیشتری را ضروری می‌کنند:

(الف) ضعیف و یا حساس بودن ساختمان مجاور: مواردی نظیر عدم وجود اسکلت، ضعیف بودن ملات دیوارها و علائم ضعف اجرایی ساختمان، وجود ترک و شکستگی یا نشست و شکم‌دادگی دیوارها، از این جمله‌اند. وجود دیوار مشترک بین ساختمان مورد نظر برای تخریب و ساختمان مجاور آن نیز غالباً می‌تواند منبع ایجاد مشکل باشد. در پاره‌ای موارد ساختمان مجاور دارای ارزش تاریخی و فرهنگی بوده و هر گونه نشست می‌تواند باعث خسارات جبران‌ناپذیر به آن شود. در بعضی موارد دیوار مجاور به ساختمان مورد نظر برای تخریب تکیه داده است و با انجام تخریب ممکن است بدون هرگونه خاکبرداری ساختمان مجاور ریزش کند.

به خاطر داشته باشید که ضعیف بودن ساختمان مجاور تنها دردسرها و بررسی‌ها و احتیاط‌های لازم از طرف صاحب‌کار و افرادی که در مراحل مختلف طرح و اجرای ساختمان کار می‌کنند را بیشتر می‌کند و هیچ عذری برای خراب شدن آن به دست نمی‌دهد. به عبارت دیگر در دادگاه‌هایی که برای رسیدگی به تخریب ساختمان‌های مجاور در اثر فعالیت‌های ساختمانی انجام می‌شود، مسئول اجرای ساختمان نمی‌تواند به بهانه اینکه ساختمان مجاور، خود ضعیف بوده از زیر مسئولیت‌های ریزش و خرابی ایجاد شده شانه خالی کند و جواب قاضی در این گونه موارد این است که شما باید به تناسب ضعف ساختمان مجاور اقدامات حفاظتی و احتیاطی بیشتری به کار می‌بستید.

(ب) ضعیف بودن خاک: معمولاً هر چه خاک محل ضعیف‌تر باشد خطر بیشتری برای ریزش گود و تخریب ساختمان‌های مجاور وجود دارد. خاک‌های دستی بارزترین نمونه خاک‌های ضعیف هستند. توضیح آنکه در گذشته بسیاری از نقاطی که اکنون در داخل شهر تهران هستند، خارج از شهر محسوب می‌شده‌اند و کامیون‌های حامل خاک و نخاله بار خود را در آنجا تخلیه می‌کرده‌اند. بعدها با ضمیمه شدن این محل‌ها به داخل شهر، اغلب این خاک‌ها و نخاله‌ها در همان جا بدون تراکم مهندسی تسطیح شده‌اند و اکنون خاک دستی را تشکیل می‌دهند.

همچنین در بسیاری از موارد محل به صورت تپه و ماهور و یا بستر مسیل بوده و با خاک یا نخاله به صورت غیرمهندسی تسطیح شده است. همچنین در بعضی بخش‌های جنوبی تهران به ویژه مناطق ۱۲و ۱۶ در گذشته گودهایی بعضاً عمیق به منظور تهیه مواد اولیه ساخت آجر وجود داشته که بسیاری از آنها اکنون با خاک دستی پر شده‌اند. رسوبات سست جوان که غالباً در اطراف مسیل‌ها و پای دامنه‌ها وجود دارند نیز از جمله خاک‌های ضعیف محسوب می‌شوند.

امکان زیادی وجود دارد که سازنده ساختمانی که در مجاورت زمین محل احداث پروژه قرار دارد، در زمان ساخت، خاک ضعیف را جا به جا نکرده و پی ساختمان را برروی همان خاک سست قرار داده باشد. در این صورت ساختمان مجاور تا هنگامی‌که گودی در کنار آن ایجاد نشده استوار است اما به محض اینکه با گودبرداری و لو کم‌عمق اطراف آن خالی شد، خاک ضعیف موجود در زیر پی آن ریزش کرده و باعث خرابی ساختمان مجاور خواهد شد.

(ج) عمیق بودن گود: معمولاً هرچه عمق گود بیشتر شود خطر بیشتری کارکنان و ساختمان‌های مجاور را تهدید می‌کند. در سال‌های اخیر با افزایش تراکم ساختمانی، نیاز به پارکینگ و انباری و سطوح مشاع دیگر افزایش یافته و باعث افزایش تعداد طبقات زیرزمین شده است. باید توجه شود که با افزایش عمق گود، خطر ریزش آن به مراتب افزایش می‌یابد و اگر در گذشته می‌شد که در گودهای کم عمق بدون بررسی‌های همه‌جانبه و طرح‌های مهندسی دقیق، تنها با عقد قراردادی با مباشر ماشین‌آلات خاکبرداری و با حضور چند کارگر و بنا اقدام به گودبرداری نمود، اکنون با افزایش عمق گودها و افزایش ارزش ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور، گودبرداری غیرفنی بسیار خطرناک بوده و خسارات جانی و مالی جبران‌ناپذیری را در پی دارد.

(د) مدت بازماندن گود: معمولاً با افزایش زمان بازماندن گود حتی اگر بارندگی یا تغییرات جوی مطرح نباشد خطر ریزش گود بیشتر می‌شود، اما افزایش زمان بازماندن گود به ویژه در فصل های بارندگی و رطوبت (زمستان و بهار)، با وقوع بارش‌هایی گاه سنگین و سیل‌آسا همراه است که با اشباع خاک و یا جاری شدن آب‌های سطحی خطر ریزش گود را به مراتب افزایش می دهد. به طوری که بسیاری از ریزش‌های گود در گذشته به فاصله چند ساعت تا چند روز بعد از شروع بارندگی روی داده است.

(و) آب‌های سطحی و زیرسطحی: بالا بودن سطح عمومی آب‌های زیرزمینی در منطقه معمولاً عملیات آبکشی جهت پایین انداختن سطح آب زیرزمینی را ضروری می‌سازد. معمولاً وجود سطح آب زیرزمینی بالا خطر ریزش گود را افزایش می‌دهد به ویژه بعد از چند روز از انجام عملیات گودبرداری و رسیدن سطح آب زیرزمینی به تعادل. همچنین وجود جریان‌های آب زیرزمینی از طرقی نظیر نهرهای مدفون یا قنات‌ها می‌تواند در افزایش خطر ریزش گود بسیار مؤثر باشد. جریان‌های آب‌های سطحی نیز از عواملی هستند که می‌توانند باعث فرسایش خاک گود و اشباع شدن آن شده و به افزایش خطر ریزش گود کمک کنند. دور نگه‌داشتن جریان آب‌های سطحی موجود یا محتمل (مثلاً در اثر بارندگی) از مهم‌ترین و اصلی‌ترین قدم‌های اولیه حفاظت گود است.

۱-۷-۳ اقدامات قابل انجام برای کاهش خطر گودبرداری‌ها:

۱. اگر سرمایه گذار و یا صاحب‌کار ساختمان در حال ساخت هستید:

حتماً بررسی های مکانیک خاک را از طریق شرکت‌های معتبر و به صورت کامل و دقیق انجام دهید. از مهندس محاسب خود بخواهید که طرح گودبرداری و حفاظت گود را با استفاده از اطلاعات گزارش مکانیک خاک و با دقت زیاد انجام دهد. همچنین از وی بخواهید که ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور گود مورد نظر را دقیقاً بررسی کند و در صورت نیاز اقدامات حفاظتی برای آنها را پیشنهاد کند.

از مهندس‌ناظر و مجری خود بخواهید که حتماً گزارش مکانیک خاک و نیز نقشه‌های اجرایی طراحی گود را کنترل کرده و در صورت وجود نقص، اشکال یا ابهام در آنها از تهیه‌کنندگان آنها بخواهید که موارد را برطرف کنند.

نقشه‌ها و طراحی‌های گود باید براساس گزارش بررسی‌های مکانیک خاک و توصیه‌های مشاور ژئوتکنیک تهیه شده باشند و مراحل کار، روش انجام گودبرداری (دستی، ماشینی) و مشخصات سازه‌های نگهبان و دیگر اقدامات حفاظتی شیب را به خوبی نشان دهند. بهتر است که قبل از اجرای کار جلسه مشترکی با حضور مهندسین ناظر و مجری و محاسب و نماینده شرکت تهیه کننده گزارش مکانیک خاک برگزار کنید و مراحل و اشکالات و خطرات را مرور کنید. بهتر است در این جلسه پیمانکار یا مسئول فنی خاک برداری و مسئول اجرای سازه نگهبان نیز حضور داشته باشد.

۲. اگر در مجاورت ساختمان شما قرار است تخریب و گودبرداری انجام شود:

قبل از صدور پروانه و شروع گودبرداری باید بررسی‌های مکانیک خاک مناسبی انجام شده باشد. ساختمان شما باید مورد بررسی قرار گرفته و مهندس محاسب و یا ناظر با توجه به نوع بنا و عمق قرارگیری پی ساختمان شما نسبت به کف پی مورد نظر راجع به نیاز و نحوهٔ حفاظت و مقاوم‌سازی آن اظهار نظر کرده و در صورت نیاز طرح‌های لازم را ارائه کرده باشد. در نقشه‌های اجرایی، نحوهٔ گودبرداری و حفاظت از گود و یا سازه نگهبان باید به خوبی نشان داده شده باشد و این اقدامات برای محافظت از گود و ساختمان‌های مجاور کافی باشند.

دوره باز بودن گود باید زمانبندی مشخصی داشته باشد (زمان شروع گودبرداری، زمان برپایی سازه نگهبان، زمان خاتمه گودبرداری). مهندس ناظر و در صورت لزوم نماینده شرکت مکانیک خاک باید بر عملیات گودبرداری نظارت کافی اعمال کنند.

گودبرداری و اجرای سازه نگهبان باید مطابق نقشه‌های اجرایی و مشخصات اجرایی (دستی، ماشینی) و اصول فنی پیش انجام شود. در صورت مشاهده هر گونه اقدام خطرناک مراتب را به مسئولین گزارش نمایید. در جریان انجام کار گودبرداری سعی کنید همه چیز را به خوبی زیر نظر داشته باشید و به ویژه با در نظر داشتن وضعیت ساختمان خود ایجاد هرگونه ترک، صدای غیرعادی ساختمان، نشست و غیره را بررسی نمایید و در صورت بروز اینگونه موارد فوراً اقدامات لازم را انجام بدهید. این اقدامات حسب شرایط می‌تواند به صورت تخلیه فوری ساختمان، انعکاس موضوع به مسئولین پروژه و شهرداری جهت انجام اقدامات اصلاحی باشد. در صورتی که عملیات گودبرداری تأسیسات و لوله‌های شهری گاز، آب، برق و...را به خطر انداخته مراتب را به مراجع مربوطه اطلاع دهید.

مراقب باشید که گودبرداری بیش از حد مجاز به ساختمان شما نزدیک نشود. گاه بعضی با بی‌دقتی و یا به خاطر سهولت کار خود، زیر ملک شما را نیز خالی می‌کنند.

در صورتی که نقصی در انجام کارها مشاهده کردید، ابتدا از طریق مراجعه به مسئولین فنی ساختمان نظیر مهندس ناظر، مجری یا مالک موضوع را به آرامی و محترمانه در میان بگذارید. در صورت نیاز می‌توانید به ناحیه و منطقه شهرداری و یا دیگر مراجع ذیصلاح مراجعه نمایید.

به یاد داشته باشید که یکی از بهترین راه‌های کاهش خطرات گودبرداری، اتمام زودتر عملیات داخل گود و ایمن و پرکردن مجدد آن است. بنابراین مراقب باشید دخالت‌های شما موجب توقف و یا طولانی شدن زیاد و بیهوده کار نشود.

۳. در صورتی که داخل گود کار می‌کنید:

به خاطر داشته باشید که ریزش دیواره‌های گود می‌تواند ظرف چند ثانیه شما را به دام انداخته و در عرض چند دقیقه هلاک کند. وزن هرمتر مکعب خاک ۱/۶ تا ۲ تن است. اگر در زیر خاک ریزش کرده مدفون شوید در عرض کمتر از ۳ دقیقه خفه می‌شوید و حتی اگر زنده بیرون آیید، احتمالاً بار خاک صدمات داخلی شدیدی به بدن شما وارد آورده است. ریزش گود تنها خطر گودبرداری نیست و کمبود اکسیژن، هوای سمی، گازهای قابل انفجار و خطوط برق مدفون نیز ممکن است جزء خطرات باشند.

در داخل گود به ویژه در محل‌هایی که خطر سقوط اشیاء وجود دارد:

- حتماً از کلاه ایمنی استفاده کنید.
- در صورتی که در معرض برخورد با ترافیک عبوری هستید از پوشش‌های براق و شبرنگ استفاده کنید.
- مواظب خطر سقوط قطعات سست خاک یا سنگ باشید.
- در زیر بارهای آویزان نایستید و یا کار نکنید.
- از ماشین‌آلات خاکبرداری فاصله بگیرید.
- در صورتی که کارگرانی در پایین‌دست گود حضور دارند، بر روی دیوارها و یا سطوح مشرف به گود کار نکنید.
- وارد گودی که نشانهٔ تجمع آب دارد نشوید؛ مگر آنکه به خوبی محافظت شده باشد.
- در صورتی که داخل گود مشغول کندن دیواره یا پای آن هستید، حتماً باید فردی مطلع در بیرون از محوطه خطر، مراقب وضعیت پایداری گود و کار شما باشد.
- حتی‌المقدور از بریدن داخل پای دیوار یا شیب و ایجاد شیب منفی (نیم طاقی) جهت اجرای پی‌ها جداً خودداری کنید. در صورتی که مجبور به این کار هستید اولاً سعی کنید این طول حداقل بوده و ثانیاً در حین کار باید فردی مطلع (ترجیحاً مهندس ناظر) مراقب وضعیت پایداری دیواره و کار شما باشد. حتماً از کلاه و دیگر وسایل ایمنی استفاده کنید و سعی کنید کار را در زیر یک میز محافظ فلزی مقاوم انجام دهید.

۴. در صورتی که از طرف شهرداری یا دیگر نهادها، مسئول کنترل طرح و اجرای ساختمان هستید:

- برای گودبرداری‌های عمده (گودبرداری‌های با عمق بیشتر از عمق دیوارها یا پی‌های ساختمان مجاور و به فاصله نزدیکتر از عمق گودبرداری از مرز زمین) بهتر است که سازنده ساختمان حداقل ۳۰ روز قبل از شروع گودبرداری موضوع را به طور کتبی به مالکین اطلاع داده و رونوشت آن را به شهرداری ارائه نماید.
- قبل از صدور پروانه ارائه نقشه‌های سازه نگهبان و کنترل آن‌ها توسط شهرداری ضروری است. کنترل سازه نگهبان طرف معابر عمومی بهتر است توسط معاونت فنی و عمرانی انجام شود.
- در گودهای با عمق بیش از ۳ متر قبل از صدور پروانه، ارائه گزارش بررسی‌های مکانیک خاک انجام شده از طریق شرکت‌های معتبر توسط مالک و کنترل آن‌ها توسط شهرداری منطقه ضروری است.
- سازنده ساختمان را موظف کنید که در نزدیکی محل کارگاه تابلویی با فرم یکسان برای اعلام مشخصات عمومی گودبرداری نصب کند که شامل اطلاعات زیر باشد:

تاریخ شروع گودبرداری(هفته)، تاریخ تکمیل گودبرداری(هفته)، تاریخ تکمیل ایمن‌سازی گود(هفته)، تاریخ خاتمه دوره باز بودن گود (هفته)، عمق گودبرداری، روش گودبرداری، روش حفاظت گود، نام مهندس ناظر پروژه، نام مهندس طراح پروژه، نام مشاور ژئوتکنیک پروژه، نام مهندس طراح گود، نام پیمانکار اجرای گود، نام مهندس ناظر گودبرداری.

- در صورتی که برای حفاظت گود یا ساختمان مجاور نیاز به انجام کارهای ساختمانی عمده در زمین یا ساختمان مجاور باشد، نیاز به اخذ رضایت از مالک آن و یا صدور پروانه جداگانه‌ای خواهد بود.

۱-۷-۴ بازرسی‌ها:

گود و محل‌های اطراف آن و نیز سیستم‌های حفاظتی باید هر روزه توسط فردی مجرب از نظر وجود هرگونه شواهد خطرناک نظیر گسیختگی گود، گسیختگی سیستم‌های حفاظتی و یا سازه نگهبان گود یا جریان آب، بازرسی شوند. بازرسی باید قبل از شروع شیفت کار و در صورت نیاز در تمام ساعات کار انجام شود. همچنین بعد از هر بارندگی یا شرایط خطرناک دیگر نیز الزامی است. این بازرسی‌ها فقط هنگامی مورد نیازند که خطری افراد شاغل در گود و ساختمان‌های مجاور را تهدید کند.

۱-۷-۵ بررسی‌های مکانیک خاک چیست؟

بررسی‌های مکانیک خاک انجام بررسی های محلی در مورد زمین‌شناسی عمومی، مشخصات خاک محل و سطح آب‌های زیرزمینی می باشد و به ویژه باید وجود و عمق خاک‌های مسئله‌داری نظیر خاک‌های دستی را مشخص نمایند. توصیه‌های فنی در مورد نوع پی، مقاومت مجاز خاک زیر پی و نشست‌های مورد انتظار و پارامترهای طراحی دیوارهای حایل دیگر بخش‌های ضروری گزارش مکانیک خاک را تشکیل می‌دهند. همچنین با توجه به عمق گودبرداری مورد نیاز و مشخصات ساختمان‌ها و دیگر تأسیسات مجاور نظیر معابر، خطوط گاز، فاضلاب ... باید خطر گودبرداری ارزیابی شده و روش گودبرداری، شیب ایمنی گودبرداری، مراحل گودبرداری، نیاز به سازه نگهبان، نوع سازه نگهبان و روش طراحی و اجرای آن به تفصیل بیان شود. برای این کار لازم است که مشخصات ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور به تفصیل برداشت شده و در گزارش ارائه گردد.

البته گاه می‌توان مشخصات ساختمان‌ها و تأسیسات مجاور را در این مرحله به صورت تخمینی تعیین کرد و تعیین دقیق آنها را به مرحله طراحی گودبرداری واگذار نمود که در این صورت مشاور باید این موضوع را به روشنی در گزارش بیان

نماید. همچنین خطرات احتمالی نظیر چاه‌ها، قنات و حفره‌های زیرزمینی دیگر باید شناسایی شده و عمق، موقعیت و تأثیر آنها بر ساختمان و نحوه مقاوم‌سازی آنها جهت رفع خطر به تفصیل بیان گردد. از موارد دیگری که در گزارش بیان می‌شود تعیین نوع زمین جهت برآورد تأثیر آن بر نیروهای زلزله طراحی ساختمان است که تأثیر زیادی در ایمنی لرزه‌ای و هزینه‌های ساختمان دارد.

مشاور باید با توجه به شیب زمین و مشخصات زمین‌شناسی محل اسکان بروز ناپایداری‌هایی نظیر رانش زمین، ریزش سنگ، جریان گل و نظایر آنها را به طور اجمالی بررسی نموده و در صورتی که خطرات فوق در محل مطرح باشند، به تفصیل این موارد را بررسی نموده و توصیه‌های اجرایی در مورد رفع خطرات آنها بر ساختمان ارائه نماید. همچنین مشاور باید با توجه به بررسی کلی و اجمالی عکس‌های هوایی و نقشه‌های پایه امکان وجود خطراتی نظیر گسل فعال و روانگرایی حین زلزله را بررسی نموده و در صورت نیاز بررسی‌های تفصیلی‌تری را در مورد آنها انجام دهد.

در حال حاضر شهرداری فقط برای ساختمان های ۶ طبقه و بیشتر (در تهران) انجام بررسی‌های مکانیک خاک را الزامی کرده ولی بهتر است که شما اگر ساختن ساختمانی با تعداد طبقات کمتری (۳ طبقه به بالا) را هم در نظر دارید، به ویژه اگر عمق گودبرداری بیش از ۱/۵ متر باشد، حتماً بررسی های مکانیک خاک را انجام دهید زیرا این بررسی ها اگر به درستی انجام شوند، ایمنی ساختمان و عملیات ساختمانی را تضمین کرده و حتی می‌توانند از طریق تعیین دقیق مقاومت خاک و نوع زمین تأثیر زیادی در بهینه کردن و جلوگیری از افزایش هزینه‌ها در موارد غیرضروری داشته باشند.

- سعی کنید شرکت انجام دهنده بررسی ها را از میان شرکت های معتبر انتخاب کنید و مراقب باشید که بررسی ها به طور کامل و دقیق انجام شده و صوری برگزار نشود.
- معمولاً برای انجام بررسی های مکانیک خاک، شرکت انجام دهنده بررسی‌ها بعد از بررسی عکس‌های هوایی و نقشه‌های پایه محل و بازدید و بررسی محلی، گمانه یا گمانه هایی را حفر و از خاک نمونه‌برداری می‌کند و نمونه‌ها را برای انجام آزمایش به آزمایشگاه می‌فرستد. همچنین همراه با حفاری، آزمایش هایی نیز در محل انجام می شود.
- حتماً باید فرد متخصصی از شرکت در هنگام حفاری ها و انجام آزمایش‌های محلی حاضر باشد و شرایط حفاری، آزمایشهای محلی و نمونه برداری را کنترل کند. بعد از انجام آزمایش های آزمایشگاهی شرکت باید گزارش بررسی‌ها را تهیه و ارائه کند.
- دقت کنید که گزارش به طور کامل تهیه شده باشد و در صورت لزوم گزارش را جهت کنترل به فردی متخصص ارائه دهید و رفع نواقص آن را از شرکت بخواهید. به ویژه باید توصیه‌های کاملی در مورد انجام گودبرداری و حفاظت گود از ارائه شده باشد. به خاطر داشته باشید که هرگونه نقص در این قسمت می‌تواند مخارج زیادی را در جریان گودبرداری به شما تحمیل کرده و یا باعث ریزش گود و ایجاد خسارت شود. مهندس محاسب ساختمان باید این گزارش را در طراحی پی و نحوه گودبرداری مورد استفاده قرار دهد. بنابراین از وی بخواهید که در حد موارد استفاده خود از گزارش، کیفیت و محتویات آن را کنترل کند و در صورتیکه اشکال یا ابهامی به نظر وی رسید جهت برطرف کردن به شرکت مکانیک خاک اعلام کند. بنابراین بهتر است تصفیه حساب با شرکت مکانیک خاک را به کنترل کیفیت آن توسط مهندس محاسب، مأمورین کنترل شهرداری و یا متخصصین دیگر موکول کنید.
- باید توجه شود گاه قسمت‌های ضعیفی در خاک وجود دارند که با حفر گمانه‌ها به خوبی وجود آنها مشخص نمی‌شود. تغییرات ضخامت خاک دستی و یا نهرها و مسیل‌های پر شده از این دسته هستند. در این گونه موارد بررسی عکس‌های

هوایی قدیمی که پستی و بلندی‌ها یا مسیل‌های قدیمی را نشان می‌دهند می‌تواند در شناسایی قسمت‌های ضعیف مؤثر باشد. همچنین نظارت یا کنترل یک زمین‌شناس یا متخصص خاک بعد از عملیات گودبرداری و ترجیحاً در زمان گودبرداری برای تشخیص این نقاط ضعف مؤثر خواهد بود.

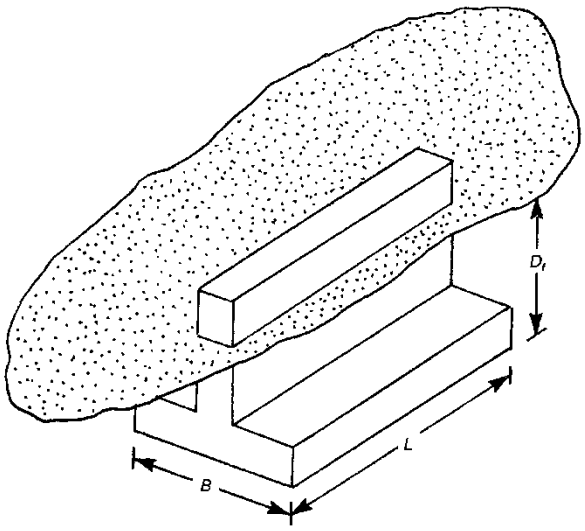
منابع

۱. پی های گسترده، تحلیل، طراحی و عملکرد.، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلامی، دکتر ملک محمد رنجبر، مهندس طه ریاضی، مهندس مهدی ویس کرمی.، انتشارات دانشگاه گیلان، ۱۳۸۵.
۲. اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم: مهندسی پی. مولف: براجا ام. داس.، ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم بهار ۱۳۸۲.
۳. مهندسی پی نگارش دکتر محمد علی روشن ضمیر
۴. مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان
۵. اجزای ساختمان سیاوش کباری
۶. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست.، تالیف: براجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش، رحمان محسنی آستانی، مقداد رمضانزاده بادلی.
۷. طراحی ساختمان های بتنی مسلح، تالیف: شاپور طاحونی.، انتشارات دانشگاه تهران.، چاپ چهارم، ۱۳۷۹.
۸. روزنامه همشهری - 1387/05/16 به نقل از www.omran.net
۹. پروژه کلاسی خانم مریم رحیمی، دانشجوی کارشناسی عمران موسسه شمس گنبد. نیمسال دوم ۸۸-۸۹
۱۰. سایت های تخصصی عمران:

- http//:www.pishtaz-group.com/rahsazi/shamkub.htm
- https//:www.iran-far.com/showthread.php?t=18612&page=3
- http://civil10.blogfa.com

فصل ۲:

ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی بدون خروج از مرکزیت



جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir Email: a_matin_s@yahoo.com

ویرایش آبان ۹۰ (ویرایش سوم)

فهرست مطالب فصل دوم:

۲-۱	مقدمه
۲-۲	انواع گسیختگی های خاک در بار نهایی
۲-۳	نشست در بار نهایی
۲-۴	ظرفیت باربری نهایی و مجاز
۲-۵	نظریه ظرفیت باربری ترزاقی
۲-۶	نظریه ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی موضعی
۲-۷	نظریه ظرفیت باربری مایرهوف
۲-۸	کلیاتی در رابطه با معادلات ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی
۲-۹	دیگر نظریه های ظرفیت باربری
۲-۱۰	تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری
۲-۱۱	تاثیر سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی
۲-۱۲	معادله عمومی ظرفیت باربری
۲-۱۳	ظرفیت باربری مجاز نسبت به گسیختگی
۲-۱۴	منابع و مراجع

۲–۱ مقدمه

در طی پنجاه سال گذشته تئوری های ظرفیت باربری متعددی برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی پیشنهاد شده است. در این فصل بعضی از نتایج مهم توسعه یافته تا به امروز به طور مختصر مورد بحث قرار می گیرند. همچنین فرض می شود که خاک زیر فونداسیون تا عمق بسیار زیادی امتداد یافته و فونداسیون در معرض بار قائمی قرار دارد که بر مرکز سطح آن وارد شده و هیچ گونه خروج از مرکزیتی ایجاد نمی نماید. ترزاقی[1] فونداسیون های سطحی را فونداسیونی تعریف نمود که عمق استقرار آن یا همان D_f کوچکتر یا مساوی عرض آن B باشد $(D_f/B \leq 1)$. البته تحقیقات بعدی نشان دادند که نسبت D_f/B در فونداسیون های سطحی می تواند به بزرگی ۳ تا ۴ باشد.

۲–۲ انواع گسیختگی های خاک در بار نهایی

بسته به عوامل متعددی که مهمترین آنها تراکم یا سفتی و عمق استقرار فونداسیون هستند، سه نوع گسیختگی برشی در خاک فونداسیون می تواند رخ دهد که عبارتند از:

1. **گسیختگی برشی کلی[2]**
2. **گسیختگی برشی موضعی[3]**
3. **گسیختگی برشی سوراخ کننده[4]**

آشنایی با طبیعت گسیختگی برشی خاک فونداسیون برای ما دارای اهمیت زیادی است زیرا بسته به وضعیت و نوع گسیختگی برشی خاک، روابط مورد استفاده برای تخمین ظرفیت باربری خاک متفاوت خواهد بود. در این بخش هر یک از این نوع گسیختگی ها را مورد بررسی قرار می دهیم.

۲–۲–الف: گسیختگی برشی کلی

شکل ۲-۱-الف فونداسیونی سطحی با عرض B را نشان می دهد که در عمق D_f نسبت به سطح زمین بر روی ماسه متراکم (یا خاک رسی سخت) قرار گرفته است. اگر این فونداسیون در معرض بار Q که به تدریج افزایش می یابد قرار گیرد، بار واحد سطح $q = Q/A$ (که A برابر مساحت فونداسیون می باشد) افزایش یافته و فونداسیون متحمل نشست های بیشتری خواهد شد. اگر در نشستی برابر با $S = S_u$ مقدار بار q برابر q_u گردد خاک زیر فونداسیون دچار گسیختگی برشی نهایی خواهد شد. سطح گسیختگی خاک در شکل ۲-۱-الف و دیاگرام q در برابر S در شکل ۲-۱-ب نشان داده شده است. این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی کلی و q_u ظرفیت باربری نهایی[5] نامیده می شود. توجه شود که در این نوع گسیختگی، مقدار حداکثر (پیک) $q = q_u$ را به طور واضح در دیاگرام بار – نشست می توان مشاهده نمود.

---

[1] Karl Von Terzaghi (1883-1963)
[2] General shear failure
[3] Local shear failure
[4] Punching shear failure
[5] Ultimate bearing capacity

بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی عمومی فونداسیون عبارتند از:

- یک سطح گسیختگی ممتد و مشخص بین لبه فونداسیون و سطح زمین تشکیل می شود.
- خاک های متراکم و سفت (صفت متراکم معمولاً برای خاک های دانه ای و سفت برای خاک های ریزدانه به کار گرفته می شود) که تراکم پذیری کمی دارند متحمل این گونه گسیختگی می شوند.
- برآمدگی (تورم) ناشی از توده خاک برش خورده در مجاورت فونداسیون قابل مشاهده است.
- گسیختگی با کج شدن فونداسیون همراه است.
- گسیختگی ناگهانی و فاجعه بار است.
- ابتدا در لبه فونداسیون حالت تعادل پلاستیک به وقوع پیوسته و به تدریج به سمت پایین و بیرون گسترش می یابد.
- در خاک های با زاویه اصطکاک داخلی بالا $(\varphi > 36^\circ)$ و عدد نفوذ استاندارد بزرگ $(N > 30)$ و تراکم نسبی بزرگ $(D_r > 70\%)$ گسیختگی برشی کلی در کرنش های کوچک $(< 5\%)$ رخ می دهد.
- مقدار حداکثر (پیک) در روی منحنی فشار-نشست $(q - s)$ به راحتی قابل مشاهده است.

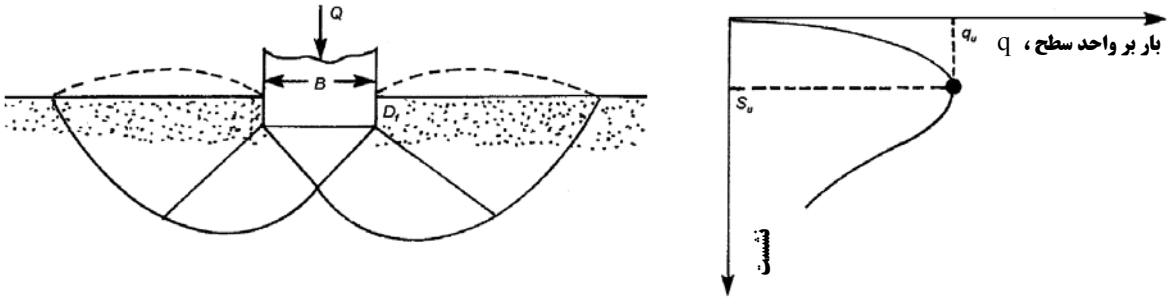
۲-۲-ب: گسیختگی برشی موضعی

اگر فونداسیون نشان داده شده در شکل ۲-۱-الف بر روی لایه ای ماسه ای با تراکم متوسط یا خاک رسی با قوام متوسط قرار گرفته باشد (شکل ۲-۲-الف) دیاگرام q در برابر s مشابه شکل ۲-۲-ب خواهد بود. توجه شود که مقدار q به همراه نشست تا مقدار $q = q'_u$ افزایش می یابد که این بار، بار گسیختگی اولیه[1] نامیده می شود. در این زمان سطح گسیختگی توسعه یافته، مشابه سطح نشان داده شده توسط خطوط ممتد در شکل ۲-۲-الف خواهد بود. اگر بار فونداسیون باز هم افزایش یابد، شیب دیاگرام بار - نشست تند تر و نامنظم تر شده و به تدریج سطح گسیختگی خاک به سمت بیرون و بالا (که در شکل ۲-۲-ب با خط چین نشان داده شده است) پیشرفت می نماید. هنگامی که q برابر با q_u می شود (ظرفیت باربری نهایی) سطح گسیختگی به سطح زمین می رسد. پس از این بار، دیاگرام q در برابر s تقریباً شکل خطی به خود می- گیرد و بار حداکثر هرگز مشاهده نمی شود. این نوع گسیختگی ظرفیت باربری، گسیختگی برشی موضعی نامیده می شود.

بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی موضعی عبارتند از:

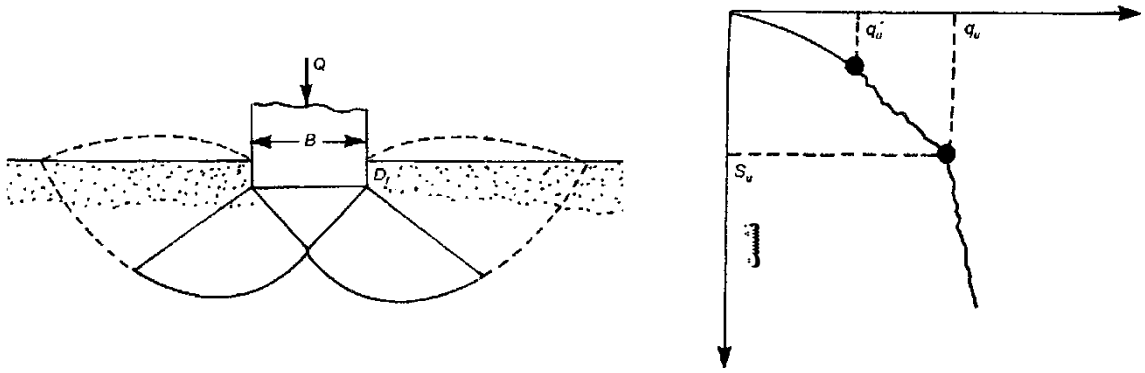
- فشردگی قابل ملاحظه در زیر فونداسیون و توسعه جزئی تعادل پلاستیک قابل مشاهده است.
- گسیختگی ناگهانی نبوده و فونداسیون کج نمی شود.
- سطح گسیختگی به سطح زمین نمی رسد و تورم اندکی در خاک اطراف فونداسیون مشاهده می شود.
- سطح گسیختگی به خوبی قابل تشخیص نیست.
- گسیختگی با نشست زیاد همراه است.
- در روی منحنی فشار-نشست $(q - s)$ مقدار حداکثر وجود ندارد.
- در خاک های با زاویه اصطکاک داخلی متوسط $(\varphi < 28^\circ)$ و عدد نفوذ استاندارد کم $(N < 25)$ و تراکم نسبی پایین $(D_r > 20\%)$ گسیختگی برشی کلی در کرنش های نسبتاً بزرگ (20% تا 10%) رخ می دهد.

[1] First failure load



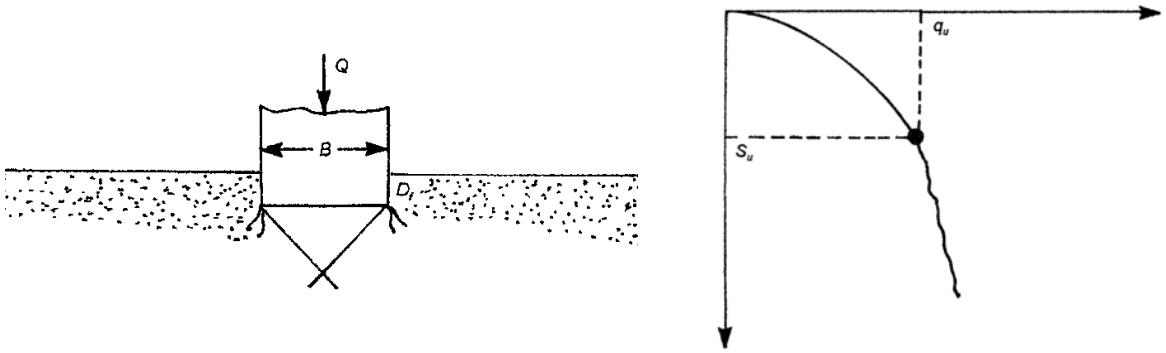
(الف) (ب)

شکل ۲–۱ گسیختگی برشی کلی در خاک



(الف) (ب)

شکل ۲–۲ گسیختگی برشی موضعی در خاک



(الف) (ب)

شکل ۲–۳ گسیختگی برشی سوراخ کننده در خاک

۲–۲–پ: گسیختگی برشی سوراخ کننده

شکل ۲-۳-الف همان فونداسیون را بر روی ماسه شل یا خاک رسی نرم نشان می دهد. در این حالت، دیاگرام بار- نشست مشابه شکل ۲-۳-ب خواهد بود و مقدار حداکثر بار بر واحد سطح، q هرگز مشاهده نمی شود. ظرفیت باربری نهایی q_u به عنوان نقطه ای تعریف می شود که در آن نسبت $\Delta S/\Delta q$ بیشترین مقدار را اختیار نموده و پس از آن ثابت می ماند. این نوع گسیختگی خاک، گسیختگی برشی سوراخ کننده نامیده می شود. در این حالت سطح گسیختگی هرگز تا سطح زمین امتداد نمی یابد.

بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی سوراخ کننده عبارتند از:

- این نوع گسیختگی درخاک های با تراکم پذیری بالا رخ می دهد.
- تورم خاک در اطراف فونداسیون وجود ندارد.
- گسیختگی با نشست بسیار زیاد همراه است.
- در منحنی $q-s$، نشست پیوسته بدون افزایش در میزان فشار q رخ می دهد.

تفاوت های پایه بین گسیختگی برشی عمومی و گسیختگی برشی سوراخ کننده و موضعی در جدول ۲-۱ فهرست شده اند.

جدول ۲–۱ تفاوت بین گسیختگی برشی عمومی و سوراخ کننده

گسیختگی برشی عمومی	گسیختگی برشی موضعی و سوراخ کننده
در خاک های متراکم و سفت رخ می دهد	در خاک های شل و نرم رخ می دهد
$\varphi > 36^\circ, N > 30, D_r > 70\%, C_u > 100kPa$	$\varphi > 28^\circ, N < 5, D_r < 20\%, C_u < 50kPa$
در کرنش های کوچک ایجاد می شود $(< 5\%)$	در کرنش های بزرگ ایجاد می شود $(> 20\%)$
مقدار حداکثر در منحنی $q-s$ وجود دارد	در منحنی $q-s$ مقدار حداکثر وجود ندارد
در همسایگی فونداسیون خاک متورم می شود.	در همسایگی فونداسیون خاک متروم شده و بالاآمدگی مشاهده نمی شود.
محدوده گسترش دستخوردگی در سطح زمین وسیع است.	محدوده گسترش دستخوردگی در سطح زمین بسیار کوچک است.
در شالوده های سطح مشاهده می شود.	در شالوده های عمیق مشاهده می شود.
نشست کم وجود دارد ولی فونداسیون کج می شود.	نشست قابل ملاحظه ای ایجاد می شود.

طبیعت گسیختگی خاک در بار نهایی تابعی از عوامل متعددی از جمله مقاومت و تراکم پذیری نسبی خاک، نسبت عمق (D_f) به عرض فونداسیون (B) و نسبت عرض به طول (B/L) فونداسیون می باشد. این مسئله به طور صریح توسط وسیک که آزمایش های گسترده ای بر روی مدل های آزمایشگاهی در ماسه به انجام رسانده، توضیح داده شده است. خلاصه ای از یافته های وسیک با اندکی تفاوت در شکل ۲-۴ نشان داده شده است. در این شکل D_r تراکم نسبی ماسه بوده و شعاع هیدرولیکی فونداسیون R به صورت زیر تعریف می شود:

$$R = \frac{A}{P} \qquad (۱-۲)$$

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

$A =$ مساحت فونداسیون $= B \times L$

$P =$ محیط فونداسیون $= 2(B+L)$

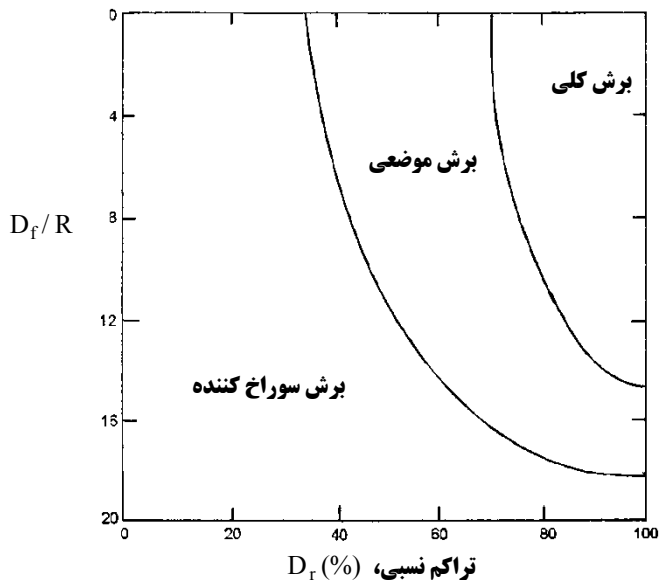
بنابراین ،

$$R = \frac{BL}{2(B+L)} \qquad (۲-۲)$$

در یک فونداسیون مربع شکل داریم $B = L$ ، بنابراین:

$$R = \frac{B}{4} \qquad (۳-۲)$$

با توجه به شکل ۲–۴ می توان مشاهده نمود که زمانی که تقریباً $D_f / R \geq 18$ ، گسیختگی برشی سوراخ کننده در تمام موارد بدون توجه به تراکم نسبی ماسه رخ خواهد داد.



شکل ۲-۴ طبیعت گسیختگی در خاک با توجه به تراکم نسبی ماسه (D_r) و نسبت D_f/R

۲-۳ نشست در بار نهایی

میزان نشست فونداسیون در بار نهایی S_u، کاملاً متغییر بوده و به عوامل متعددی بستگی دارد. با استفاده از نتایج آزمایشات انجام یافته بر روی مدل های آزمایشگاهی فونداسیون های سطحی $(D_f/B=0)$ در خاک ماسه ای که توسط وسیک ارائه شده و در قالب شکل ۲-۵ نمایش داده شده اند، می توان درک بهتری از این مسئله داشت. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که برای یک فونداسیون مشخص، کاهش تراکم نسبی ماسه باعث افزایش نشست در بار نهایی می گردد.

بر مبنای نتایج آزمایشات آزمایشگاهی و محلی، محدودهٔ تقریبی مقادیر S_u در انواع مختلف خاک ها در جدول زیر ارائه شده است.

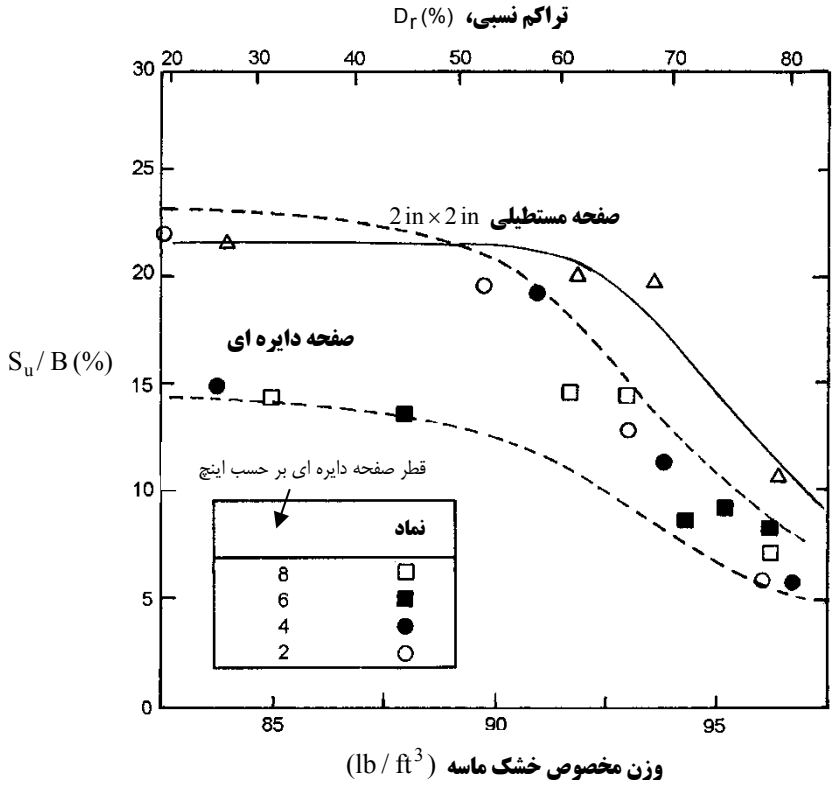
خاک	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{S_u}{B}$ (%)
ماسه	**صفر**	**۵ تا ۱۲**
ماسه	**بزرگ**	**۲۵ تا ۲۸**
رس	**صفر**	**۴ تا ۸**
رس	**بزرگ**	**۱۵ تا ۲۰**

۲-۴ ظرفیت باربری نهایی و مجاز

برای اینکه فونداسیون عملکرد مطلوبی داشته باشد، باید مطمئن شد که بار واحد سطح فونداسیون از یک مقدار حدی تجاوز ننموده و باعث گسیختگی برشی در خاک نمی شود. این مقدار حدی ظرفیت باربری مجاز، q_{all} می باشد. با در نظر گرفتن ظرفیت باربری نهایی و عدم قطعیت های موجود در تخمین و ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی خاک، ظرفیت باربری مجاز، q_{all} را می توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \qquad (۲-۴)$$

معمولاً ضریب اطمینانی در محدوده ۳ تا ۴ اختیار می گردد. البته بر مبنای شرایط نشست حدی، عوامل دیگری نیز وجود دارند که باید در محاسبه ظرفیت باربری مجاز در نظر گرفته شوند. نشست کل فونداسیون، S_t مجموع نشست های زیر می باشد:



شکل ۲–۵ تغییرات S_u/B برای فونداسیون سطحی در روی ماسه (وسیک)

۱ نشست آنی یا الاستیک[1]، S و

۲ نشست تحکیمی اولیه و ثانویه لایه رسی[2]، S_c (قرار گرفته در زیر سطح آب زیر زمینی) در صورتی که این لایه در عمق نزدیک به فونداسیون قرار داشته باشد.

اکثر آیین نامه های ساختمانی، محدوده نشست های مجازی برای ساختمان تعیین می نمایند که ممکن است بسیار کمتر از نشست بدست آمده متناظر با q_{all} طبق رابطه (۲-۴) باشد. بنابراین ظرفیت باربری متناظر با نشست مجاز نیز باید در نظر گرفته شود.

۲–۵ نظریه ظرفیت باربری ترزاقی

در سال ۱۹۲۱پراندل نتایج مطالعات خود را در ارتباط با نفوذ یک جسم صلب در داخل یک مصالح نرمتر منتشر ساخت .تزراقی در سال ۱۹۴۸ تئوری گسیختگی خمیری پراندل را توسعه داده و نظریه معروفی برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی یک فونداسیون نواری صلب با سطح زبر بر روی خاک همگن که تا عمق بسیار زیاد امتداد می یابد پیشنهاد نمود که تا به

[1] Elastic or immediate settlement
[2] Primary and secondary consolidation settlement

امروز مقبولیت بسیاری یافته است. همانطور که بیان شد، ترزاقی فونداسیون سطحی را فونداسیونی تعریف نمود که عمق استقرار آن D_f برابر یا کوچکتر از عرض آن B باشد. سطح گسیختگی در خاک تحت بار نهایی (یعنی q_u، در واحد سطح فونداسیون) چنانکه در این روش توسط ترزاقی فرض شده در شکل ۲-۶ نشان داده شده است. با مراجعه به شکل ۲-۶ نواحی گسیختگی خاک زیر فونداسیون را می توان به **سه ناحیه اصلی** تقسیم نمود که عبارتند از:

۱. ناحیه abc. ناحیه مثلثی الاستیک بلافاصله در زیر فونداسیون. زاویه وجوه ac و bc گوه با افق برابر است با $\alpha = \varphi$ (زاویه اصطکاک خاک).
۲. ناحیه bcf. این ناحیه، ناحیه برشی شعاعی پرانتل نامیده می شود.
۳. ناحیه bfg. این ناحیه، ناحیه مقاوم (پاسیو) رانکین نام دارد. سطوح لغزش در این ناحیه زوایای $\pm(45-\frac{1}{2}\varphi)$ با افق می سازد.

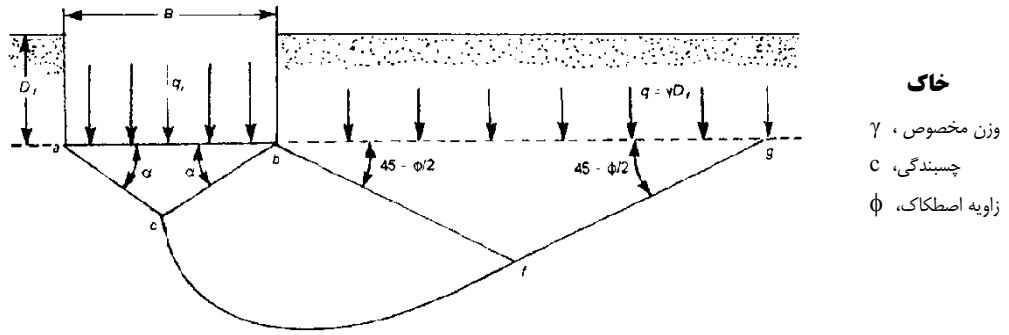
توجه نمایید که ناحیه برشی شعاعی پرانتل و ناحیه مقاوم رانکین در سمت چپ ناحیه الاستیک مثلثی abc نیز وجود دارد ولی در شکل ۲.۱ نشان داده نشده است. خط cf کمان اسپیرال لگاریتمی است که توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$r = r_o e^{\theta \tan\varphi} \qquad (۵-۲)$$

خطوط bf و fg خطوطی مستقیم می باشند. خط fg در واقع تا سطح زمین امتداد می یابد ولی ترزاقی فرض نمود که خاک قرار گرفته در بالای تراز کف فونداسیون را می توان با سرباری به بزرگی $q = \gamma D_f$ جایگزین نمود.

با استفاده از اصول تعادل، ترزاقی بار نهایی واحد سطح فونداسیون نواری (یعنی همان ظرفیت باربری نهایی q_u) برای خاکی با چسبندگی، اصطکاک و وزن مشخص را به صورت زیر پیشنهاد نمود:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \qquad (۶-۲)$$



شکل ۲-۶ سطح گسیختگی در بار نهایی در فونداسیون نواری صلب زبر چنانکه توسط ترزاقی فرض شده است

که در رابطه فوق N_c، N_q و N_γ = ضرایب ظرفیت باربری هستند و

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)} \qquad (۷-۲)$$

$$N_c = \cot\varphi\,(N_q - 1) \qquad (۸-۲)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}K_{p\gamma}\tan^2\varphi - \frac{\tan\varphi}{2} \qquad (۹-۲)$$

به طور نظری هنگامی که نسبت B/L برابر صفر است (یعنی هنگامی که $L=\infty$) خاک زیر فونداسیون حالت کرنش مسطح خواهد داشت ولی در اکثر موارد عملی هنگامی که $B/L=1/6$ تا $B/L\leq 1/5$ می باشد، تئوری کرنش مسطح نتایج نسبتاً خوبی به دست می دهد.

آشنایی با فرضیات به کار رفته در هر یک از نظریه های ظرفیت باربری برای ما دارای اهمیت است زیرا در عمل باید با محدودیت های هر رابطه آشنا باشیم تا با توجه به شرایط موجود و قضاوت مهندسی از مناسب ترین رابطه استفاده نماییم. بعضی از فرضیات به کار رفته در نظریه ظرفیت برابری ترزاقی عبارتند از:

- خاک همگن و همسانگرد و متراکم است (گسیختگی از نوع برشی عمومی است)
- مقاومت برشی خاک توسط معیار موهر کولمب بیان می شود.
- فونداسیون نواری بوده و دارای سطح زبر است. به عبارت دیگر مسئله از نوع دو بعدی بوده و حالت کرنش صفحه ای وجود دارد.
- ناحیه مثلثی الاستیک دارای وجوه صاف بوده که زاویه φ نسبت به افق می سازد.
- خاک بالای تراز کف فونداسیون با سرباری به بزرگی $q=\gamma D_f$ جایگزین شده و از مقاومت برشی خاک در این سطح صرف نظر شده است.
- روش برهمنهی معتبر است.
- تراز آب زیرزمینی وجود ندارد.
- بار به صورت قائم و بر مرکز سطح فونداسیون وارد می شود (خروج از مرکزیت وجود ندارد).
- فونداسیون و زمین افقی هستند.
- تعادل حدی به طور همزمان در تمام نقاط خاک به جود می آید به عبارت دیگر مقاومت برشی کامل در یک زمان در تمام نقاط بوجود می آید.
- فشار مقاوم (پاسیو) سه مولفه دارد: P_{PC} ایجاد شده در اثر چسبندگی، P_{Pq} ایجاد شده در اثر سربار و $P_{P\gamma}$ ایجاد شده در اثر وزن ناحیه برشی.

تغییرات ضرایب ظرفیت باربری با زاویه اصطکاک خاک ϕ که توسط معادلات (۲-۷)، (۲-۸) و (۲-۹) بیان شدند در جدول ۲-۲ ارائه شده است. مقادیر مربوط به N_γ توسط کومبوژکار بدست آمده اند.

جدول ۲-۲ ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی – معادلات (۲.۳۲)، (۲.۳۳) و (۲.۳۴)

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

کریزک (Krizek) روابط تجربی ساده ای برای تخمین ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی N_c، N_q و N_γ با حداکثر اختلاف ۱۵٪ ارائه داده است که عبارتند از:

$$N_c = \frac{228 + 4.3\,\varphi}{40 - \varphi} \qquad \text{(۲-۱۰-الف)}$$

$$N_q = \frac{40 + 5\varphi}{40 - \varphi} \qquad \text{(۲-۱۰-ب)}$$

$$N_\gamma = \frac{6\varphi}{40 - \varphi} \qquad \text{(۲-۱۰-ج)}$$

که در این رابطه ϕ زاویه اصطکاک خاک بر حسب درجه می باشد.

معادلات (۲-۱۰-الف)، (۲-۱۰-ب) و (۲-۱۰-ج) برای ϕهای بین ۰ تا ۳۵ درجه معتبر می باشد. بنابراین با جایگزینی معادلات (۲-۱۰) در (۲-۶) نتیجه می شود:

$$q_u = \frac{(228 + 4.3\,\varphi)\,c + (40 + 5\varphi)\;q + 3\varphi\,\gamma\,B}{40 - \varphi} \qquad (\varphi = 35^\circ \text{ تا } \varphi = 0^\circ \text{ برای}) \qquad \text{(۲-۱۱)}$$

۲-۵-الف: اثر شکل فونداسیون

یکی از عواملی که بر ظرفیت باربری فونداسیون ها تاثیر گذار است، شکل فونداسیون است. رابطه ظرفیت باربری ترزاقی برمبنای شکل فونداسیون نواری ارائه شده است. به عبارت دیگر از این رابطه تنها می توان برای تعیین ظرفیت برابری فونداسیون های نواری استفاده نمود. برای فونداسیون هایی که در پلان شکلی مستطیلی یا دایره ای دارند در بار نهایی حالت کرنش مسطح در خاک وجود نخواهد داشت. ترزاقی و دیگر محققین بر مبنای یافته های تجربی، روابط زیر را برای تعیین ظرفیت باربری فونداسیون های دایره ای، مربع و مستطیلی ارائه نمودند:

$$q_u = 1.3\,cN_c + qN_q + 0.4\,\gamma\,BN_\gamma \qquad \text{فونداسیون مربعی } (B \times B) \qquad \text{(۲-۱۲)}$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\,\gamma\,BN_\gamma \qquad \text{فونداسیون دایره ای } (B = \text{قطر}) \qquad \text{(۲-۱۳)}$$

$$q_u = (1 + 0.3\frac{B}{L})cN_c + qN_q + (1 - 0.2\frac{B}{L}) \times 0.5\,\gamma\,BN_\gamma \qquad \text{فونداسیون مستطیلی } (B \times L) \qquad \text{(۲-۱۴)}$$

۲-۶ نظریه ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی موضعی

همانطور که می دانیم رابطه ظرفیت باربری ترزاقی با فرض گسیختگی برشی کلی در خاک بدست آمده است در صورتی که خاک های نسبتاً شل و نرم معمولاً متحمل گسیختگی برشی موضعی یا سوراخ شونده می شوند. برای گسیختگی برشی موضعی در خاک، ترزاقی روابط زیر را پیشنهاد نمود:

$$q'_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma\,BN'_\gamma \qquad \text{فونداسیون های نواری } (B/L = 0) \qquad \text{(۲-۱۵)}$$

$$q'_u = 1.3c'N'_c + qN'_q + 0.4\,\gamma\,BN'_\gamma \qquad \text{فونداسیون مربعی } (B \times B) \qquad \text{(۲-۱۶)}$$

$$q'_u = 1.3c'N'_c + q\,N'_q + 0.3\,\gamma\,BN'_\gamma \qquad \text{فونداسیون دایره ای } (B = \text{قطر}) \qquad \text{(۲-۱۷)}$$

$$q_u = (1 + 0.3\frac{B}{L})c'N'_c + qN'_q + (1 - 0.2\frac{B}{L}) \times 0.5\,\gamma\,BN'_\gamma \qquad \text{فونداسیون مستطیلی } (B \times L) \qquad \text{(۲-۱۸)}$$

به طوریکه N'_c ، N'_q و $N'_\gamma =$ ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده و $c' = \frac{2}{3}c$ می باشد.

ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده را می توان با جایگزینی $\varphi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\varphi)$ به جای φ در معادلات (۲-۷)، (۲-۸) و (۲-۹) بدست آورد. تغییرات N'_c ، N'_q و N'_γ با φ در جدول ۲-۳ نشان داده شده اند.

وسیک روش زیر را برای محاسبه φ' جهت تخمین N'_c و N'_q برای فونداسیون های قرار گرفته بر روی ماسه پیشنهاد نموده است:

$$\varphi' = \tan^{-1}(k\tan\varphi) \qquad (۱۹-۲)$$

$$k = 0.67 + D_r - 0.75D_r^2 \qquad \text{برای} \quad (0 \le D_r \le 0.67) \qquad (۲۰-۲)$$

در این رابطه D_r تراکم نسبی ماسه می باشد. به عبارت دیگر در روش وسیک نوع گسیختگی برشی تابعی از تراکم نسبی است.

جدول ۲-۳ ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده ترزاقی – N'_c ، N'_q و N'_γ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.31	65.60	85.75

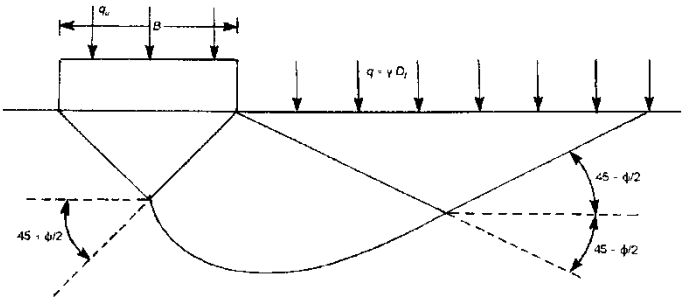
با توجه به اینکه روش پیشنهادی ترزاقی محافظه کارانه بوده و از طرف دیگر روش وسیک حاشیه اطمینان کمی در نظر گرفته است، چنانچه زاویه اصطکاک داخلی خاک $28^\circ \le \varphi \le 36^\circ$ باشد، می توان از درون یابی خطی برای تعیین مقادیر ضرایب ظرفیت باربری استفاده نمود. حالت های مختلف ضرایب ظرفیت باربری در جدول ۲-۴ نشان داده شده است. به این محدوده تغییرات زاویه اصطکاک خاک ناحیه مختلط نیز می گویند زیرا نوع گسیختگی برشی خاک در این حالت مشخص نیست.

جدول ۲-۴ ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون برای شرایط گسیختگی برشی عمومی، برشی و مختلط

گسیختگی برشی موضعی	ناحیه مختلط	گسیختگی برشی عمومی
$\varphi < 28^\circ$	$28^\circ \le \varphi \le 36^\circ$	$\varphi > 36^\circ$
N'_c, N'_q, N'_γ	N^m_c, N^m_q, N^m_γ	N_c, N_q, N_γ

۲–۷ نظریه ظرفیت باربری مایرهوف

از زمان یافته های بنیادی ترزاقی تا به امروز مطالعات تجربی بسیاری برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی به انجام رسیده است. بر مبنای این مطالعات مشخص شده است که فرض ترزاقی در رابطه با سطح گسیختگی در خاک در بار نهایی اساساً صحیح است اما زاویه α که وجوه ac و bc در گوه شکل ۲-۶ با افق می سازد به زاویه $45+\varphi/2$ نزدیک تر است تا به ϕ. در این حالت طبیعت سطح گسیختگی در خاک همانند شکل ۲-۷ خواهد بود.



شکل ۲–۷ سطح گسیختگی اصلاح شده خاک در بار نهایی برای فونداسیون سطحی

مایرهوف در سال ۱۹۵۱ با اصلاح بعضی از فرضیات ترزاقی، نظریه ای برای تخمین ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی زبر و فونداسیون های عمیق پیشنهاد نمود که در آن اثر شکل و عمق فونداسیون در افزایش ظرفیت باربری نهایی در نظر گرفته شده است. این رابطه که معادله عمومی ظرفیت باربری نامیده می شود به صورت زیر است:

$$q_u = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + q\,N_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d} \qquad (۲۱-۲)$$

چنانکه داریم:

N_c، N_q و N_γ = ضرایب ظرفیت باربری

B = عرض فونداسیون

$\lambda_{\gamma s}, \lambda_{qs}, \lambda_{cs}$ = ضرایب شکل

$\lambda_{\gamma d}, \lambda_{qd}, \lambda_{cd}$ = ضرایب عمق

در حال حاضر برای طراحی فونداسیون های سطحی از رابطه ظرفیت باربری نهایی ارائه شده توسط معادله (۲-۲۱) استفاده می شود. ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف را می توان به صورت زیر تقریب زد:

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \qquad (۲۲-۲)$$

$$N_q = e^{\pi\tan\varphi}\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right) = \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)e^{\pi\tan\varphi} \qquad (۲۳-۲)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\,\varphi) \qquad (۲۴-۲)$$

مقادیر N_c و N_q و N_γ که به ترتیب از معادلات (۲-۲۲) ، (۲-۲۳) و (۲-۲۴) بدست آمده اند در جدول ۲-۵ ارائه شده است.

ضرایب شکل و عمق مایرهوف را می توان با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود:

شکل

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (۲۵-۲)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (۲۶-۲)$$

عمق

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (۲۷-۲)$$

$$\lambda_{cd} = \lambda_{qd} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (۲۸-۲)$$

جدول ۲–۵ ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف– N_c، N_q و N_γ [معادلات (۲–۲۲)، (۲–۲۳) و (۲–۲۴)]

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.73
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

۲–۸ کلیاتی در رابطه با معادلات ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی

تا به این لحظه مهندسین ژئوتکنیک، روش برهمنهی را به عنوان ابزاری مناسب برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های زبر سطحی پذیرفته اند. برای فونداسیون های نواری زبر، طبیعت گسیختگی خاک چنانچه در شکل ۲-۸ نشان داده شده است نیز مقبولیت زیادی یافته است. همچنین معادلات رایسنر و پرانتل برای محاسبه N_c و N_q که همانند روابط ارائه شده توسط مایرهوف می باشند نیز تا به امروز به طور گسترده ای برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی مورد استفاده قرار گرفته اند. ولی تا کنون اختلاف نظرها و مباحثات زیادی در رابطه با مقادیر N_γ وجود داشته است. هانسن رابطه ای تقریبی برای N_γ به صورت زیر پیشنهاد نموده است:

$$N_\gamma = 1.5\, N_c \tan^2\varphi = 1.5(N_q - 1)\tan\varphi \quad (۲۹-۲)$$

در معادله پیشین، رابطهٔ ارائه شده برای N_c و N_q همان روابطی هستند که با استفاده از راه حل پرانتل بدست می آیند [معادلات (۲-۲۲) و (۲-۲۳)]. کاکوت و کریزل[1] فرض نمودند که گوه خاک مثلثی الاستیک در زیر یک فونداسیون زبر نواری همانند شکل ۲-۸ می باشد. با انتگرال گیری از معادله دیفرانسیل بوزینسک این محققین مقادیر عددی مختلفی برای N_γ متناظر با مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاک φ ارائه نمودند. وسیک مقادیر ارائه شده توسط این محققین را با استفاده از رابطه زیر تقریب زده است:

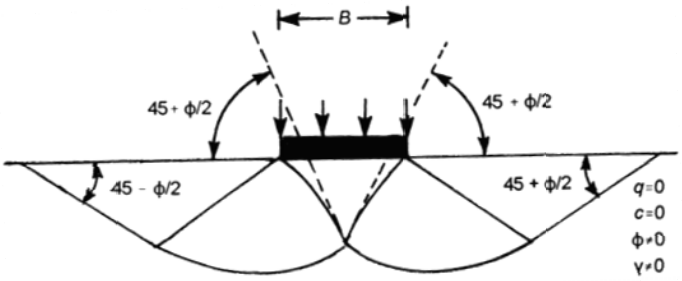
$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi \qquad (۳۰-۲)$$

چنانکه N_q توسط معادله (۲-۲۱) بدست می آید.

معادله (۲-۳۰) خطایی کمتر از ۵ درصد به ازاء $20^\circ < \varphi < 40^\circ$ در مقایسه با حل دقیق حاصل می نماید. لوندگرن و مورتنسن برای بعضی موارد خاص، روش هایی عددی (با استفاده از تئوری پلاستیسیته) برای محاسبه دقیق خطوط گسیختگی و همچنین ضریب ظرفیت باربری (N_γ) ارائه نمودند. شکل ۲-۸ طبیعت خطوط گسیختگی برای این حالت را نشان می دهد. چن نیز راه حلی برای محاسبه N_γ ارائه داد که در آن از قضیه حد بالای تحلیل حدی پیشنهاد شده توسط دراگر و پراگر استفاده نمود. بیارز و همکاران نیز رابطه زیر را برای N_γ پیشنهاد نمودند:

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1)\tan\varphi \qquad (۳۱-۲)$$

مقایسه ای از مقادیر N_γ که توسط مایرهوف، ترزاقی، کاکوت و کریزل و هانسن پیشنهاد شده اند در جدول ۲-۶ نشان داده شده است. در شکل ۲-۹ نیز مقادیر N_γ بدست آمده از نظریه های مختلف با یکدیگر مقایسه شده اند.



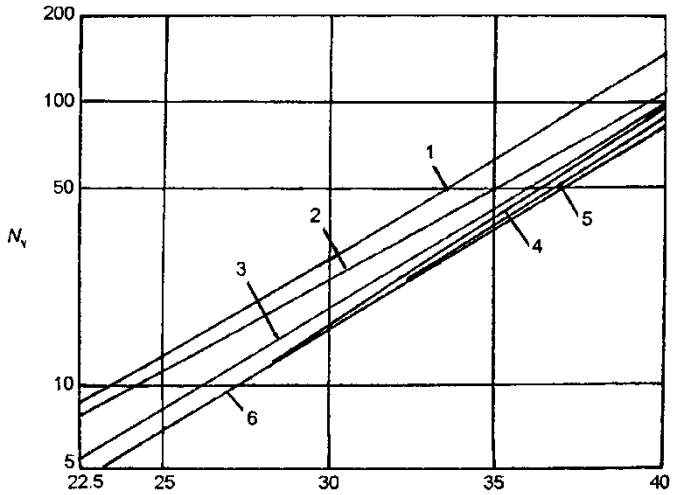
شکل ۲-۸ طبیعت خطوط گسیختگی در خاک زیر فونداسیون نواری - استفاده از تئوری پلاستیسیته برای محاسبه N_γ

دلیل اصلی این مسئله که نظریه های مختلفی برای محاسبه N_γ مطرح شده اند و همچنین فقدان همبستگی این تئوری ها با مقادیر تجربی، مشکل بودن انتخاب یک مقدار مشخصه برای زاویه اصطکاک خاک به منظور محاسبه ظرفیت باربری می باشد. پارامتر φ بستگی به عوامل بسیاری دارد که بعضی از آن ها عبارتند از حالت تنش اصلی میانگین، ناهمسانگردی زاویه اصطکاک و انحناء پوش گسیختگی موهر-کولمب. اینگرا و باچر[2] روش های نظری محاسبه N_γ را با نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام یافته توسط محققین مختلف برای فونداسیون های با نسبت عرض به طول $L/B = 1$ و $L/B = 6$ [B = عرض و L = طول فونداسیون] مقایسه نمودند. طبق این تحقیق مشخص شد زمانیکه زاویه اصطکاک های بدست آمده در دستگاه سه محوری برای محاسبه مقادیر تجربی N_γ به کار گرفته می شوند، مقدار آن ها به میزان قابل توجهی بزرگتر از مقادیر بدست آمده نظری می باشد.

[1] Caquot and Kerisel
[2] Ingra and Baecher

جدول ۲–۶ مقایسه مقادیر N_γ

زاویه اصطکاک خاک (درجه) ϕ	N_γ			
	ترزاقی [معادله (۲–۹)]	مایرهوف [معادله (۲–۲۲)]	وسیک [معادله (۲–۲۴)]	هانسن [معادله (۲–۲۳)]
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.01	0.002	0.07	0.00
2	0.04	0.01	0.15	0.01
3	0.06	0.02	0.24	0.02
4	0.10	0.04	0.34	0.05
5	0.14	0.07	0.45	0.07
6	0.20	0.11	0.57	0.11
7	0.27	0.15	0.71	0.16
8	0.35	0.21	0.86	0.22
9	0.44	0.28	1.03	0.30
10	0.56	0.37	1.22	0.39
11	0.69	0.47	1.44	0.50
12	0.85	0.60	1.69	0.63
13	1.04	0.74	1.97	0.78
14	1.26	0.92	2.29	0.97
15	1.52	1.13	2.65	1.18
16	1.82	1.38	3.06	1.43
17	2.18	1.66	3.53	1.73
18	2.59	2.00	4.07	2.08
19	3.07	2.40	4.68	2.48
20	3.64	2.87	5.39	2.95
21	4.31	3.42	6.20	3.50
22	5.09	4.07	7.13	4.13
23	6.00	4.82	8.20	4.88
24	7.08	5.72	9.44	5.75
25	8.34	6.77	10.88	6.76
26	9.84	8.00	12.54	7.94
27	11.60	9.46	14.47	9.32
28	13.70	11.19	16.72	10.94
29	16.18	13.24	19.34	12.84
30	19.13	15.67	22.40	15.07
31	22.65	18.56	25.99	17.69
32	26.87	22.02	30.22	20.79
33	31.94	26.17	35.19	24.44
34	38.04	31.15	41.06	28.77
35	45.41	37.15	48.03	33.92
36	54.36	44.43	56.31	40.05
37	65.27	53.27	66.19	47.38
38	78.61	64.07	78.03	56.17
39	95.03	77.73	92.25	66.75
40	115.31	93.69	109.41	79.54
41	140.51	113.99	130.22	95.05
42	171.99	139.32	155.55	113.95
43	211.56	171.14	186.54	137.10
44	261.60	211.41	224.64	165.58
45	325.34	262.74	271.76	200.81



زاویه اصطکاک خاک، φ (درجه)

شکل ۲–۹ مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_γ (توجه: منحنی ۱ – چن ، منحنی ۲ – وسیک ، منحنی ۳ – ترزاقی ، منحنی ۴ – مایرهوف ، منحنی ۵ – لوندگرن و مورتنسن، منحنی ۶ – هانسن)

در قسمت قبل پیشنهاد شد که از زاویه اصطکاک بدست آمده تحت شرایط کرنش مسطح φ_p به جای φ_t برای محاسبه ظرفیت باربری استفاده شود. با استفاده از این یافته، وسیک این مسئله را مطرح نمود که احتمالاً این موضوع می تواند توجیهی برای اختلاف بین نتایج نظری و تجربی در فونداسیون های مستطیلی طویل فراهم نماید. البته این یافته کمکی در تفسیر نتایج بدست آمده در فونداسیون های مربعی و دایره ای نمی نماید. کو و داویدسون[1] نیز بیان نمود که در صورت استفاده از زوایای اصطکاک بدست آمده از شرایط کرنش مسطح در روابط معمول محاسبه ظرفیت باربری، مقادیر ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی زبر در ماسه متراکم می تواند تا مقدار بسیار زیادی دست بالا بدست آید. برای جلوگیری از مباحثه بیشتر مایرهوف رابطه زیر را پیشنهاد نمود:

$$\varphi = \left[1.1 - 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\right]\varphi_t \qquad (۳۲-۲)$$

ϕ_t = زاویه اصطکاک در آزمایش سه محوری

۲–۹ دیگر نظریه های ظرفیت باربری

هو نظریه ای پیشنهاد نمود که مطابق آن، زاویه α در گوه مثلثی زیر فونداسیون (شکل ۲-۶ را ببینید) تابعی از پارامترهای مختلف می باشد. به عبارت دیگر:

$$\alpha = f\,(\gamma, \varphi, q) \qquad (۳۲-۲)$$

مقادیر حداقل و حداکثر α را می توان به صورت زیر بدست آورد:

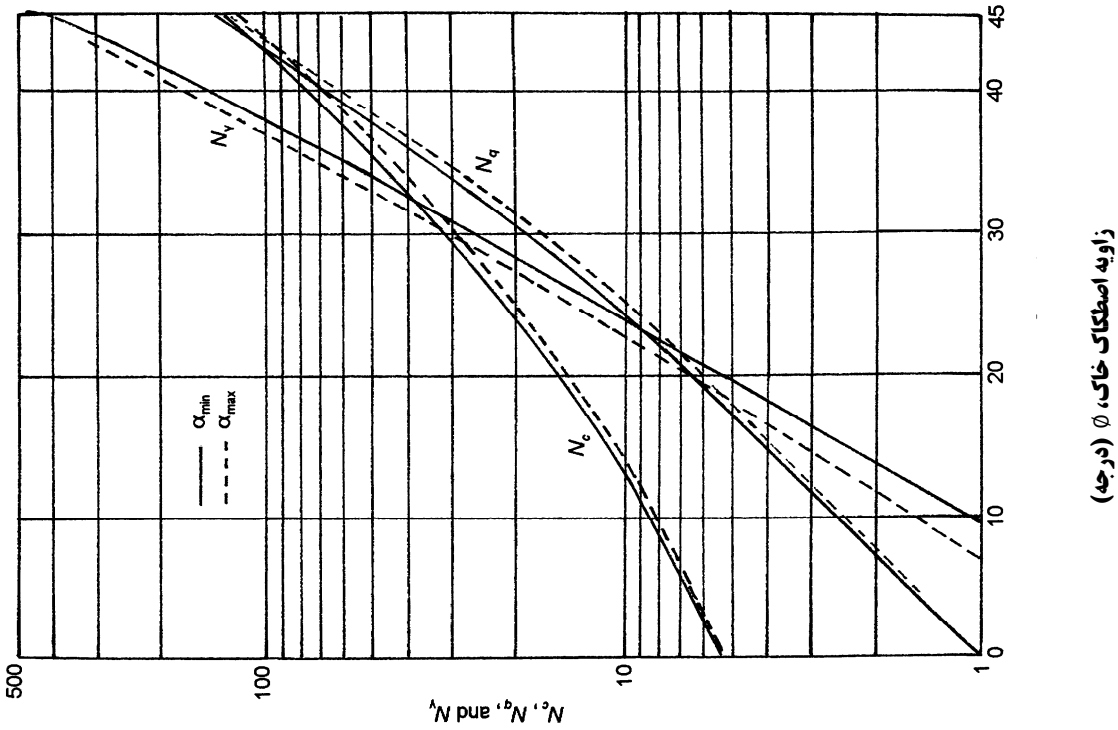
$$\varphi < \alpha_{min} < 45 + \frac{\varphi}{2}$$

و

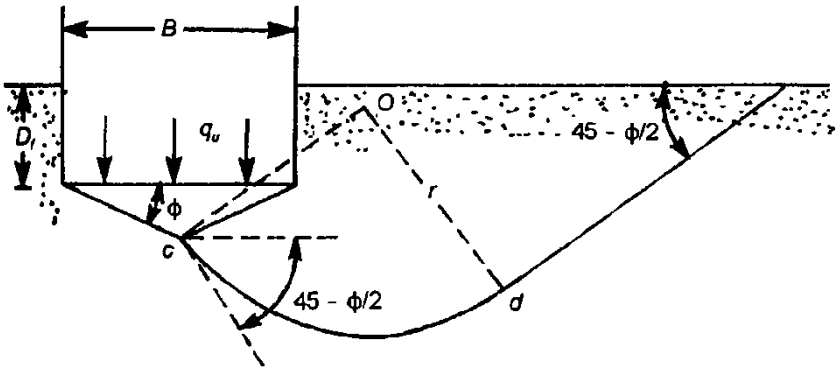
$$\alpha_{max} = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

[1] Ko and Davidson

مقادیر N_c، N_q و N_γ بدست آمده به این روش در شکل ۲-۱۰ نشان داده شده اند.



شکل ۲-۱۰ ضرایب ظرفیت باربری هو



شکل ۲-۱۱ طبیعت سطح گسیختگی در نظریه ظرفیت باربری بالا

بالا[1] نظریه ای برای محاسبه ظرفیت باربری پیشنهاد نمود که برای یک سطح گسیختگی فرضی در خاک به کار گرفته می شود (شکل ۲-۱۱). در این سطح گسیختگی، منحنی cd کمانی از دایره ای با شعاع r فرض شده است. در این روش حل معادله ظرفیت باربری با استفاده از معادله کوتر[2] با هدف محاسبه توزیع تنش های قائم و مماسی در روی سطح لغزش به دست آمده است. طبق این روش رابطه ظرفیت باربری برای یک فونداسیون نواری به صورت زیر می باشد:

$$q_u = cN_c + q\,N_q + \frac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma \qquad (۳۳-۲)$$

[1] Balla
[2] Kotter's equation

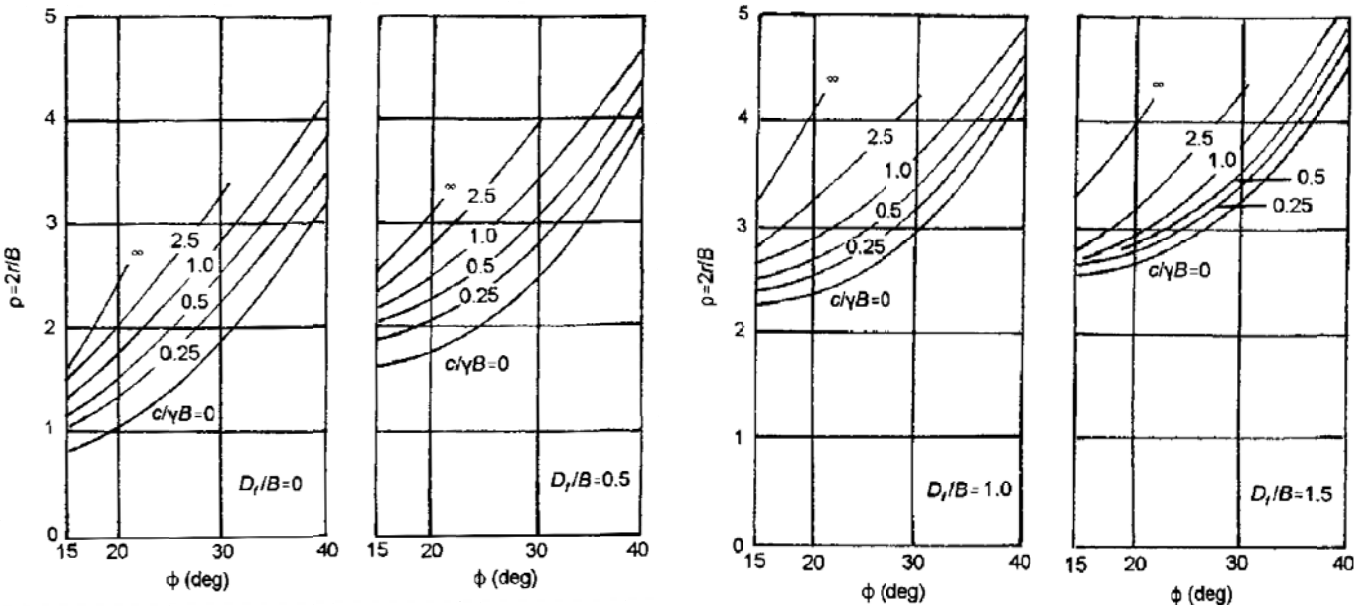
ضرایب ظرفیت باربری را می توان به صورت زیر بدست آورد:

۱. مقادیر $c/B\gamma$ و D_f/B را بدست آورید.
۲. با استفاده از مقادیر بدست آمده در گام ۱، به شکل ۲-۱۲ رجوع نموده و مقدار $\rho = 2r/B$ را استخراج نمایید.
۳. با استفاده از مقادیر مشخص ρ، با رجوع به شکل های ۲-۱۳، ۲-۱۴ و ۲-۱۵، مقادیر N_c، N_q و N_γ را بدست آورید.

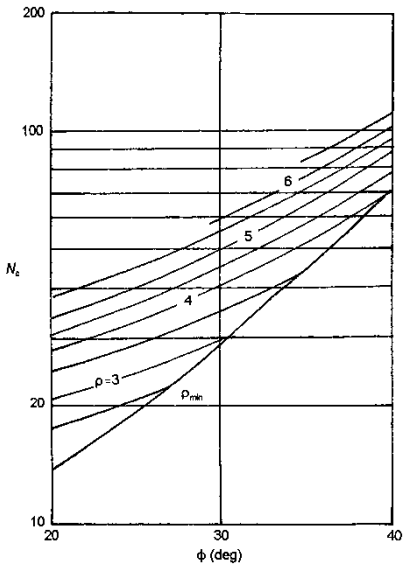
۲-۱۰ تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری

مسئله تخمین ظرفیت باربری نهایی چنانچه اثرات مقیاسی را نیز در نظر بگیریم باز هم پیچیده تر خواهد شد. نظریه اثرات مقیاسی که در سال های اخیر مورد توجه زیادی قرار گرفته است بیان می دارد که با افزایش ابعاد فونداسیون، ظرفیت باربری نهایی کاهش می یابد. این مسئله در خاک های درشت دانه بارز تر است. طبیعت عمومی کاهش N_γ با افزایش عرض فونداسیون B در شکل ۲-۱۶ نشان داده شده است. مقدار N_γ در ابتدا با افزایش B کاهش یافته و در مقادیر بزرگتر B تقریباً ثابت می ماند. کاهش N_γ در فونداسیون های بزرگتر در نهایت می تواند باعث کاهش چشمگیر ظرفیت باربری نهایی شود که می تواند به یکی از دلایل زیر باشد:

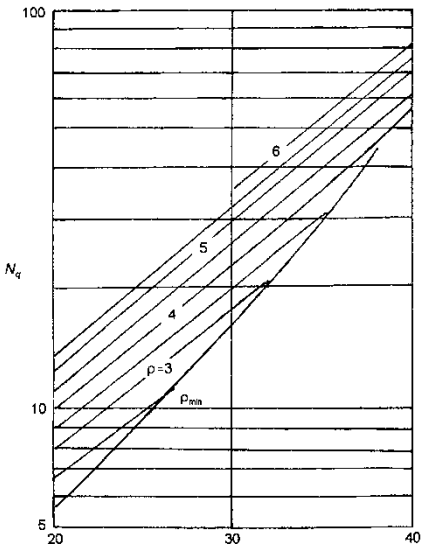
۱. برای فونداسیون های با ابعاد بزرگ، گسیختگی در راستای خطوط لغزش در خاک پیشرونده است و مقاومت برشی بسیج شده متوسط (و همچنین ϕ) در راستای خط لغزش با افزایش B کاهش می یابد.
۲. نواحی ضعیفی در خاک زیر فونداسیون وجود دارند.
۳. انحناء پوش موهر-کولمب



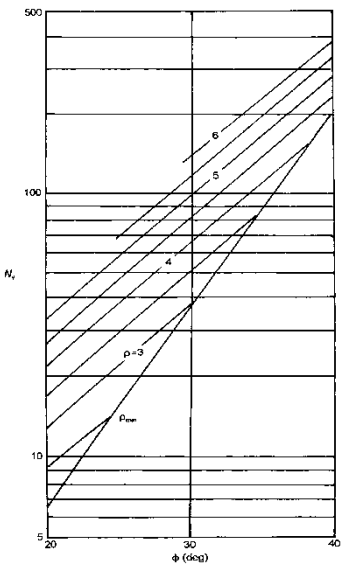
شکل ۲-۱۲ تغییرات ρ با زاویه اصطکاک خاک برای محاسبه ضرایب ظرفیت باربری بالا



شکل ۲–۱۳ ضریب ظرفیت باربری بالا N_c



شکل ۲–۱۴ ضریب ظرفیت باربری بالا N_q



شکل ۲–۱۵ ضریب ظرفیت باربری N_γ

۲–۱۱ تاثیر سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی

در بخش های پیشین فرض بر این بود که سفره آب زیر زمینی در زیر سطح گسیختگی قرار دارد ولی اگر سفره آب زیر زمینی در نزدیکی فونداسیون باشد، جملات q و γ در معادلات (۲-۶) ، (۲-۱۲)، (۲-۱۳)، (۲-۱۴) تا (۲-۱۶) و (۲-۱۹) باید اصلاح شوند. این پدیده را می توان با رجوع به شکل ۲-۱۷ که در آن سفره آب زیر زمینی در عمق d در زیر سطح زمین قرار دارد توصیف نمود.

حالت $\boxed{\text{I}}$ $d = 0$

در حالت $d=0$، جمله $q=\gamma D_f$ باید به $q=\gamma' D_f$ (γ' = وزن واحد حجم موثر خاک) تغییر داده شود. همچنین γ در جمله سوم باید با γ' جایگزین گردد.

حالت $\boxed{\text{II}}$ $0 < d \le D_f$

در این حالت q برابر خواهد بود با $\gamma d + (D_f - d)\gamma'$ و γ در جمله سوم باید به γ' تغییر داده شود.

حالت $\boxed{\text{III}}$ $D_f < d \le B + D_f$

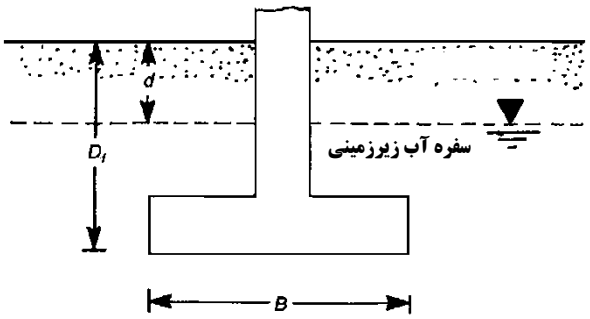
در این حالت سفره آب در زیر فونداسیون قرار دارد. در چنین حالتی $q=\gamma D_f$ و γ در جمله سوم باید با وزن واحد حجم میانگین خاک $\bar{\gamma}$ جایگزین شود به عبارتی ،

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \left(\frac{d - D_f}{B}\right)(\gamma - \gamma') \qquad (۳۴-۲)$$

حالت $\boxed{\text{IV}}$ $d > B + D_f$

برای حالت $d > D_f + B$، $q=\gamma D_f$ و γ در جمله سوم تغییر نمی نماید و این بدین معنی است که سفره آب زیرزمینی تأثیری در ظرفیت باربری نهایی ندارد.

شکل ۲–۱۶ طبیعت تغییرات N_γ با B



شکل ۲–۱۷ تأثیر سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری نهایی

۲–۱۲ معادله عمومی ظرفیت باربری

اکثر ضرایب شکل و عمق موجود در کتاب های فنی، تجربی یا نیمه تجربی هستند. تعدادی از این ضرایب در جدول ۲-۷ ارائه شده اند. توصیه می شود که اگر از معادلات (۲-۲۲)، (۲-۲۳) و (۲-۲۴) به ترتیب برای محاسبه N_c، N_q و N_γ استفاده شود، ضرایب شکل و عمق مایرهوف به کار گرفته شود ولی اگر از معادلات (۲-۲۲)، (۲-۲۳) و (۲-۳۰) به ترتیب برای محاسبه N_c، N_q و N_γ استفاده شود آنگاه استفاده از ضرایب شکل دبیر و ضرایب عمق هانسن توصیه می شود.

جدول ۲–۷ خلاصه ای از ضرایب شکل و عمق

مرجع	رابطه	ضریب
مایرهوف	$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\,(B/L)\tan^2(45+\varphi/2)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\,(B/L)\tan^2(45+\varphi/2)$	شکل
دبیر	$\lambda_{cs} = 1 + (N_q/N_c)\,(B/L)$ توجه: برای محاسبه مقادیر N_c و N_q به ترتیب از معادلات (۲–۲۲) و (۲–۲۳) و یا جدول ۲–۵ استفاده نمایید $\lambda_{qs} = 1 + (B/L)\tan\varphi$ $\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4(B/L)$	
مایرهوف	$\lambda_{cd} = 1 + 0.2\,(D_f/B)\tan(45+\varphi/B)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\,(D_f/B)\tan(\varphi/2)$	عمق
هانسن	برای $D_f/B \le 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.4\,(D_f/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\varphi\,(1-\sin\varphi)^2\,(D_f/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ برای $D_f/B > 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.4\tan^{-1}(D_f/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\varphi\,(1-\sin\varphi)^2\tan^{-1}(D_f/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ توجه: $\tan^{-1}(D_f/B)$ بر حسب رادیان می باشد	

مثال ۲-۱

فونداسیون سطحی دارای عرض $0.6\,m$ و طول $1.2m$ می باشد. عمق استقرار فونداسیون برابر است با $D_f = 0.6\,m$. پارامترهای خاک زیر فونداسیون عبارتند از: $\varphi = 25^\circ$، $c = 48\,kN/m^2$، $\gamma = 18\,kN/m^3$. با استفاده از معادلات خواسته شده ، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون را محاسبه نمایید.

۱. N_c پیشنهادی پرانتل، N_q پیشنهادی رایسنر، N_γ پیشنهادی وسیک و ضرایب شکل و عمق پیشنهادی دبیر و هانسن (جدول ۲-۷)

۲. N_c، N_q و N_γ پیشنهادی مایرهوف و ضرایب شکل و عمق پیشنهادی مایرهوف ارائه شده در جدول ۲-۷.

حل مسئله

با استفاده از معادله (۲-۳۰) داریم:

$$q_u = c\,N_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + q\,N_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

(۱) با استفاده از جدول ۲-۵ به ازاء $\varphi = 25^\circ$، $N_c = 20.72$ و $N_q = 10.66$ بدست می آیند. همچنین با استفاده از جدول ۲-۷ برای $\phi = 25^\circ$، مقدار N_γ وسیک برابر 10.88 بدست آمده و ضرایب شکل دبیر به صورت زیر محاسبه می گردند:

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + \left(\frac{10.66}{20.72}\right)\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 1.257$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\varphi = 1 + \left(\frac{0.6}{1.2}\right)\tan 25 = 1.233$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 0.8$$

ضرایب عمق هانسن به صورت زیر می باشند:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.4$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\varphi\,(1 - \sin\varphi)^2\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 2\,(\tan 25)\,(1 - \sin 25)^2\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.155$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

بنابراین:

$$q_u = (48)(20.72)(1.257)(1.4) + (0.6)(18)(10.66)(1.233)(1.155) + \frac{1}{2}(18)(0.6)(10.88)(0.8)(1)$$

$$= 1750.2 + 163.96 + 47 \approx 1961\,kN/m^2$$

(۲) با رجوع به جدول ۲-۵ به ازاء $\varphi = 25^\circ$، $N_c = 20.72$ و $N_q = 10.66$ و $N_\gamma = 6.77$ بدست می آیند. حال با رجوع به جدول ۲-۷ ضرایب شکل و عمق مایرهوف به صورت زیر خواهند بود:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{0.6}{1.2}\right)\tan^2\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 1.246$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.1\left(\frac{0.6}{1.2}\right)\tan^2\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 1.123$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{0.6}{0.6}\right)\tan\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 1.314$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.1\left(\frac{0.6}{0.6}\right)\tan\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 1.157$$

بنابراین:

$$q_u = 48 \times 20.72 \times 1.246 \times 1.314 + 0.6 \times 18 \times 10.66 \times 1.123 \times 1.157$$
$$+ \frac{1}{2} \times 18 \times 0.6 \times 6.77 \times 1.123 \times 1.157 = 1628.3 + 149.6 + 47.7 = 1825.6 kN/m^2$$

۲-۱۳ ظرفیت باربری مجاز نسبت به گسیختگی

ظرفیت باربری مجاز یک فونداسیون مشخص (الف) فونداسیون را در برابر گسیختگی ظرفیت باربری محافظت نموده و (ب) اطمینان حاصل می نماید که فونداسیون متحمل نشست های نامطلوب نمی شود. سه تعریف برای ظرفیت باربری مجاز نسبت به گسیختگی ظرفیت باربری وجود دارد که عبارتند از:

- **ظرفیت باربری مجاز کل:**

ظرفیت باربری مجاز کل به صورت زیر تعریف می شود:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \qquad (۳۵-۲)$$

به طوری که

q_{all} = ظرفیت باربری مجاز کل

FS = ضریب ایمنی

در اکثر مواقع ضریب اطمینان ۳ تا ۴ قابل قبول خواهد بود.

- **ظرفیت باربری مجاز خالص:**

ظرفیت باربری مجاز خالص، بار نهایی واحد سطح فونداسیون است که خاک می تواند علاوه بر وزن فونداسیون و فشار ناشی از خاک های اطراف تحمل نماید. اگر اختلاف بین وزن واحد حجم بتن فونداسیون و وزن واحد حجم خاک اطراف را در نظر نگیریم، آنگاه:

$$q_{u(net)} = q_u - q \qquad (۳۶-۲)$$

چنان که:

$q = \gamma D_f$

$q_{u(net)}$ = ظرفیت باربری نهایی خالص

حال ظرفیت باربری مجاز خالص را به صورت زیر می توان تعریف نمود:

$$q_{all\,(net)} = \frac{q_{u\,(net)}}{FS} \qquad (۳۷-۲)$$

استفاده از ضریب اطمینان ۳ تا ۴ در معادله پیشین به طور کلی رضایت بخش خواهد بود.

- **ظرفیت باربری مجاز نسبت به گسیختگی برشی،** $q_{all\,(shear)}$

در این حالت یک ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی $FS_{(shear)}$ که می تواند در محدوده ۱/۳ تا ۱/۶ باشد انتخاب می گردد. برای محاسبه $q_{all\,(shear)}$ می توان به صورت زیر عمل نمود:

۱. چسبندگی تعدیل یافته، c_d و زاویه اصطکاک تعدیل یافته ϕ_d را به صورت زیر بدست آورید:

$$c_d = \frac{c}{FS_{(shear)}} \qquad (۳۸-۲)$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}\left[\frac{\tan\varphi}{FS_{(shear)}}\right] \qquad (۳۹-۲)$$

۲. حال می توان ظرفیت باربری های نهایی کل و خالص را نسبت به گسیختگی برشی به صورت زیر محاسبه نمود:

$$q_{all\,(shear)-gross} = c_d N_c \lambda_{cs}\lambda_{cd} + q\,N_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d} \qquad (۴۰-۲)$$

$$q_{all\,(shear)-net} = q_{all\,(shear)-gross} - q = c_d N_c \lambda_{cs}\lambda_{cd} + q\,(N_q - 1)\lambda_{qs}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d} \qquad (۴۱-۲)$$

به طوری که N_c، N_q و N_γ = ضرایب ظرفیت باربری هستند که با استفاده از زاویه اصطکاک تعدیل یافته ϕ_d بدست آمده اند.

مثال ۲-۲

با رجوع به مسأله ۲-۱-الف موارد زیر را بدست آورید:

الف. ظرفیت باربری مجاز کل. فرض نمایید $FS = 4$

ب. ظرفیت باربری مجاز خالص. فرض نمایید $FS = 4$

ج. ظرفیت باربری مجاز کل و خالص نسبت به گسیختگی برشی. فرض نمایید $FS_{(shear)} = 1.5$

حل مسئله

الف. با توجه به مثال ۲-۱-الف، $q_u = 1961\,kN/m^2$.

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1961}{4} \approx 490\,kN/m^2$$

ب.

$$q_{all\,(net)} = \frac{q_u - q}{FS} = \frac{1961 - 0.6\times 18}{4} \approx 488\,kN/m^2$$

ج.

$$c_d = \frac{c}{FS_{(shear)}} = \frac{48}{1.5} = 32\,kN/m^2$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}\left[\frac{\tan\varphi}{FS_{(shear)}}\right] = \tan^{-1}\left(\frac{\tan 25}{1.5}\right) = 17.3^\circ$$

به ازاء $\varphi = 17.3^\circ$، $N_c = 12.5$، $N_q = 4.8$ (جدول ۲-۵) و $N_\gamma = 3.6$ (جدول ۲-۶) ،

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + \left(\frac{4.8}{12.5}\right)\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 1.192$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi_d = 1 + \left(\frac{0.6}{1.2}\right)\tan 17.3 = 1.156$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 0.8$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.4$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\phi\,(1 - \sin\phi)^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + (2)(\tan 17.3)(1 - \sin 17.3)\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.308$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

با استفاده از معادله (۲-۴۰) ،

$$q_{all(shear)-gross} = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q\, N_q\, \lambda_{qs}\, \lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$= (32)(12.5)(1.192)(1.4) + (0.6)(18)(4.8)(1.156) \times (1.308) + \frac{1}{2}(18)(0.6)(3.6)(0.8)(1)$$

$$667.5 + 78.4 + 15.6 = 761.5\ \text{kN/m}^2$$

با استفاده از معادله (۲-۴۱)

$$q_{all\,(shear)-net} = 761.5 - q = 761.5 - (0.6)(18) \approx 750.7\ \text{kN/m}^2$$

مثال :

نشان دهید که در فونداسیون های نواری قرار گرفته در روی رس اشباع، ظرفیت باربری مجاز خالص تقریباً برابر با مقاومت فشاری تک محوره رس است. (در ضرایب شکل و عمق مایرهوف استفاده نمایید)

حل مسئله:

در رس اشباع داریم:

$$c = c_u$$

$$\varphi = \varphi_u = 0 \rightarrow \begin{cases} N_c = 5.14 \\ N_q = 1 \\ N_\gamma = 0 \end{cases}$$

با جایگزینی ضرایب فوق در معادله عمومی ظرفیت باربری مایرهوف داریم:

$$q_u = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d} = 5.14c_u\lambda_{cs}\lambda_{cd} + q\lambda_{qs}\lambda_{qd}$$

در فونداسیون های نواری ضرایب شکل برابر یک بوده و ضرایب عمق مایرهوف نیز برابر است با:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2\frac{D_f}{B}$$

بنابراین معادله اصلاح شده ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های نواری قرار گرفته در روی رس اشباع به صورت زیر خواهد بود:

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f$$

با توجه به رابطه ضرفیت باربری خالص داریم:

$$q_{net} = q_u - \gamma D_f = 5.14c_u\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right)$$

چنانچه ظریب اطمینان را ۳ در نظر بگیریم و همچنین با توجه به اینکه $c_u = \frac{S_u}{2}$ (S_u مقاومت تک محوری رس اشباع) می باشد داریم:

$$q_{net(all)} = \frac{5.14}{3} \times \frac{S_u}{2}\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right)$$

در اکثر فونداسیون های نواری عمق استقرار فونداسیون کمتر از عرض آن است به عبارت دیگر $\frac{D_f}{B} \le 1$. چنانچه $\frac{D_f}{B} = 1$ در نظر بگیریم آنگاه با جایگزاری در معادله فوق داریم:

$$q_{net(all)} = \frac{5.14 \times 1.2}{6} S_u \approx S_u$$

مثال :

برای یک فونداسیون نواری با پارامترهای زیر، ظرفیت باربری مجاز q_{all} برای واحد سطح فونداسیون را با استفاده از نظریه ظرفیت باربری ترزاقی و ضریب اطمینان ۳ محاسبه نمایید. برای تمام حالات فرض کنید که گسیختگی برشی کلی رخ می دهد.

(الف)	$B = 0.8m$	$D_f = 0.7m$	$\varphi = 28^\circ$	$c = 14kN/m^2$	$\gamma = 16.8kN/m^3$
(ب)	$B = 1.2m$	$D_f = 0.5m$	$\varphi = 20^\circ$	$c = 14.2kN/m^2$	$\gamma = 18.2kN/m^3$
(پ)	$B = 9.62m$	$D_f = 0.62m$	$\varphi = 0^\circ$	$c_u = 35.9kN/m^2$	$\gamma = 16.98kN/m^3$
(ت)	$B = 3.5m$	$D_f = 3m$	$\varphi = 40^\circ$	$c = 0$	$\gamma = 19.2kN/m^3$
(ث)	$B = 0.8m$	$D_f = 0.6m$	$\varphi = 0$	$c_u = 48kN/m^2$	$\gamma = 18kN/m^3$

حل مسئله:

با توجه به رابطه ظرفیت باربری ترزاقی $q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\lambda BN_\gamma$ داریم:

(الف)

$$\varphi = 28^\circ \rightarrow N_c = 31.61, N_q = 17.81, N_\gamma = 13.7$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3}\left[(14)(31.61) + (0.7\times 16.8)(17.81) + \frac{1}{2}(16)(0.8)(13.7)\right] = 248 kN/m^2$$

(ب)

$$\varphi = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.69, N_q = 7.44, N_\gamma = 3.64$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3}\left[(14.2)(17.69) + (0.5\times 18.2)(7.44) + \frac{1}{2}(18.2)(1.2)(3.64)\right] = 119.6 kN/m^2$$

(پ)

$$\varphi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{FS}\left[c_u N_c + q\right] = \frac{1}{3}\left[35.9\times 5.7 + 0.62\times 16.98\right] = 71.72 kN/m^2$$

(ت)

$$\varphi = 40 \rightarrow N_q = 81.27, N_\gamma = 115.31$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3}\left[(3\times 19.2)(81.27) + \frac{1}{2}(19.2)(3.5)(115.31)\right] = 2851.856 kN/m^2$$

(ث)

$$\varphi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

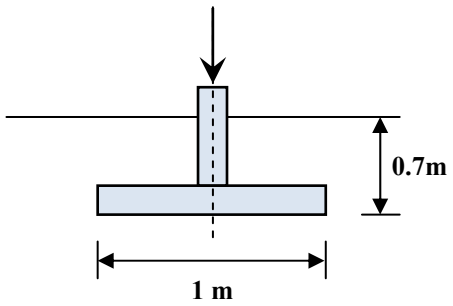
$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3}\left[(48)(5.7) + (0.6)(18)\right] = 94.8 kN/m^2$$

مثال:

یک فونداسیون نواری صلب به عرض ۱ متر در عمق ۰/۷ متر نسبت به سطح زمین قرار گرفته است. ظرفیت باربری مجاز خاک را با استفاده از نظریه ظرفیت باربری ترزاقی با در نظر داشتن ضریب اطمینان ۳ برای حالات زیر محاسبه نمایید.

(الف) ماسه با تراکم متوسط و زاویه اصطکاک زهکشی شده $\varphi = 30^o$

(ب) ماسه متراکم با زاویه اصطکاک زهکشی شده $\varphi = 38^o$



حل (الف)

در این حالت گسیختگی از نوع برشی کلی یا عمومی خواهد بود.

$$c = 0 \rightarrow q_u = qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\varphi = 0 \rightarrow N_q = 61.55, N_\gamma = 78.61$$

$$q_u = 0.7\times 18.6\times 61.55 + 0.5\times 18.6\times 1\times 78.61 = 1532.454 kN/m^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1532.454}{3} = 510.8kN/m^2 = 5.1kg/cm^2$$

حل (ب) ماسه با تراکم متوسط

در این حالت چون ماسه غیر متراکم است گسیختگی از نوع موضعی خواهد بود.

$$q'_u = qN'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma$$

با استفاده از جدول مربوط به ضرایب اصلاح شده یا با استفاده از رابطه $\varphi' = \arctan(0.67\varphi)$ داریم:

$$N'_q = 8.31$$

$$N'_\gamma = 4.39$$

$$q'_u = 0.7\times18.6\times8.31 + 0.5\times18.6\times1\times4.39 = 149kN/m^2 \rightarrow q_{all} = \frac{149}{3} = 49.67 = 0.49kg/cm^2$$

با توجه به ظرفیت باربری های بدست آمده در حالت های (الف) و (ب) می توان مشاهده نمود که تعیین صحیح پارامترهای مقاومت برشی خاک و تشخیص نوع گسیختگی تاثیر قابل ملاحظه ای در مقدار ظرفیت باربری تخمین زده شده خاک دارد.

$$\frac{q_u}{q'_u} = \frac{510.8}{49.67} = 10.28$$

مثال:

فونداسیونی نواری به عرض $B = 1.4m$ در سطح خاکی ماسه ای با زاویه اصطکاک $\varphi = 36^o$ قرار گرفته است. مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری خاک با استفاده از نظریه های ظرفیت باربری ترزاقی و مایرهوف. $\gamma = 19kN/m^3$

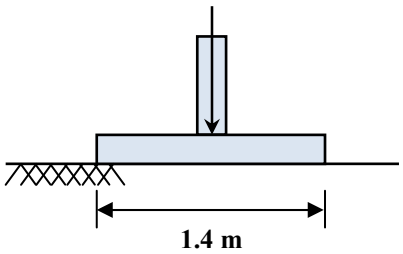
حل: با توجه به رابطه ظرفیت باربری ترزاقی داریم:

$$q_u = CN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$c = 0, q = 0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\varphi = 36^\circ \rightarrow N_\gamma = 54.36$$

$$q_u = 0.5\gamma BN_\gamma = 0.5\times19\times1.4\times54.36 = 723kN/m^2$$



رابطه عمومی ظرفیت باربری مایرهوف به صورت زیر است:

$$q_u = CN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

$$c = 0, q = 0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

فونداسیون نواری $\rightarrow \lambda_{\gamma s=1}$

فونداسیون قرار گرفته در سطح $D_f = 0 \rightarrow \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1$

$$\rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\varphi = 36^\circ = 44.43 \rightarrow q_u = 0.5\times19\times1.4\times44.43 = 591kN/m^2 = 5.91kg/cm^2$$

مثال :

مسئله قبل را برای حالتی حل نمایید که عمق استقرار فونداسیون $D_f = 1m$ می باشد.

حل:

برای رابطه ترزاقی داریم:

$$\varphi = 36^\circ \rightarrow N_q = 47.16, N_\gamma = 54.36$$

$$q_u = qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma = 1\times 19\times 47.16 + 0.5\times 19\times 1.4\times 54.36 = 1619kN/m^2 = 16.19kg/cm^2$$

ظرفیت باربری مایرهوف:

$$q_u = qN_q\lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma d}$$

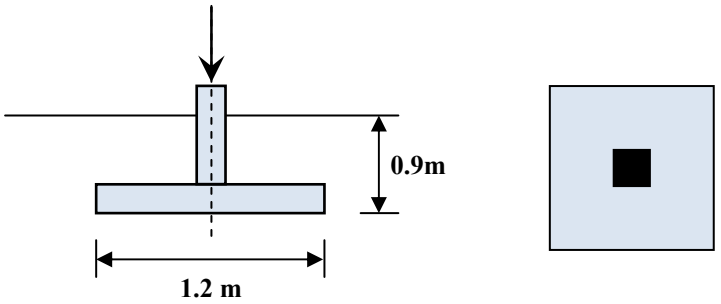
$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45+\frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.1\left(\frac{1}{1.4}\right)\tan\left(45+\frac{36}{2}\right) = 1.14$$

$$\varphi = 36^\circ \rightarrow N_q = 37.75, N_\gamma = 44.43$$

$$q_u = 1\times 19\times 37.75\times 1.14 + 0.5\times 19\times 1.4\times 44.43\times 1.14 = 817.66 + 673.67 = 1491.33kN/m^2 = 14.91kg/cm^2$$

مثال :

نمای یک فونداسیون مربع به ابعاد $1.2m\times 1.2m$ در شکل زیر نشان داده شده است. مطلوب است تعیین بار مجاز کلی Q_{all} قابل حمل توسط فونداسیون با استفاده از رابطه ظرفیت باربری ترزاقی. $FS = 3$



$\gamma = 17.6kN/m^3$

$\varphi = 20^\circ$

$c = 9.8kN/m^3$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$\varphi = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.96, N_q = 7.44, N_\gamma = 3.64$$

$$q_u = (1.3)(9.8)(17.96) + (0.9)(17.6)(7.44) + (0.4)(17.6)(1.2)(3.64) = 374kN/m^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{374}{3} = 124.67kN/m^2$$

$$Q_{all} = q_{all}\times A = 124.67\times 1.2\times 1.2 = 179.52kN$$

مثال :

مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری نهایی خالص یک فونداسیون مستطیل شکل به ابعاد $2m\times 4m$ در عمق ۲ متری در خاک رس اشباع با $c_u = 15kPa$. از رابطه ظرفیت باربری مایرهوف استفاده نمایید.

حل:

$$q_u = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$

$$\varphi = 0 \rightarrow N_c = 5.14, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right) + q$$

$$q_{net} = q_u - q = 5.14c_u\left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)\left(1 + 0.2\frac{D_f}{B}\right) = (5.14)(15)\left(1 + 0.2\times\frac{2}{4}\right)\left(1 + 0.2\times\frac{2}{2}\right) = 101.772\,kN/m^2 \approx 1kg/cm^2$$

۲-۱۴ منابع و مراجع

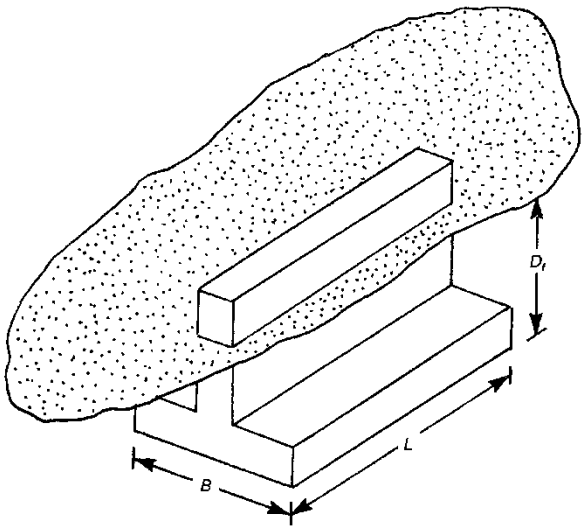
۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست.، تالیف: براجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش، رحمان محسنی آستانی، مقداد رمضانزاده بادلی.

۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا.، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلام.، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول.، ۱۳۸۵.

3. Bearing capacity of soils, S. K. Prasad., S. J. College of Engineering, Mysore
4. Bowles, J. E. (1977) “Foundation Analysis and Design”, Mc Graw Hill Publications, New York.
5. Das, B. M. (2007) “Principles of Foundation Engineering”, Thomson India Edition, New Delhi.

فصل ۳:

ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی تحت بارهای مایل و برون محور



جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.AMS.ir. Email: a_matin_s@yahoo.com

ویرایش اردیبهشت ۹۰ (ویرایش اول)

۳-۱ مقدمه

به خاطر لنگرهای خمشی و نیروهای افقی که از روسازه به فونداسیون انتقال می یابد، فونداسیون های سطحی در اکثر مواقع در معرض بارهای مایل و برون محور قرار دارند. در چنین شرایطی لازم است که اصلاحاتی در تئوری های ظرفیت باربری نهایی ارائه شده در فصل ۲ انجام گیرد که این مسأله موضوع بحث ما در این فصل خواهد بود.

۳-۲ فشار تماسی بین خاک و فونداسیون

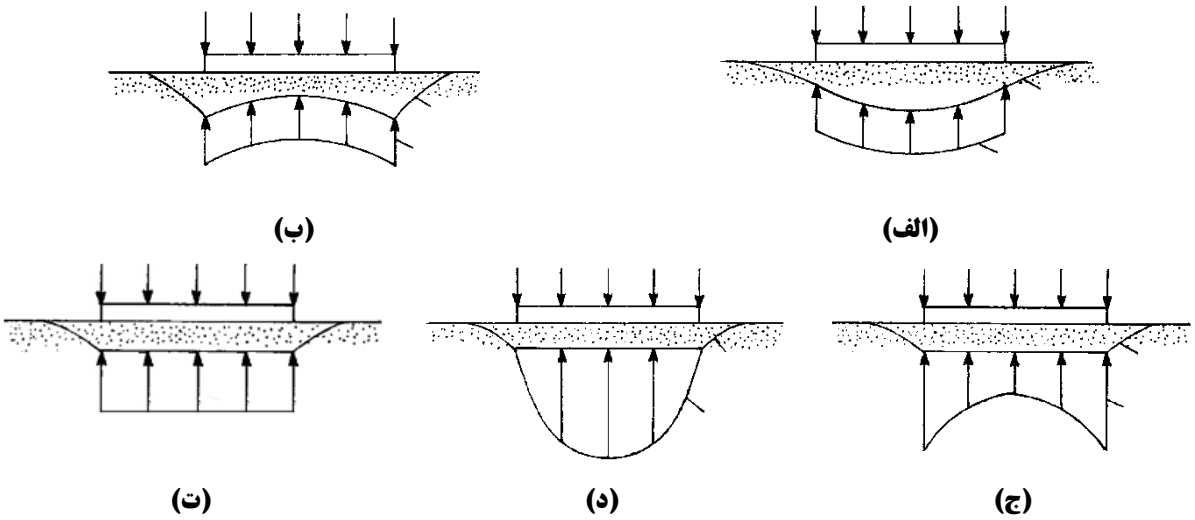
یکی از مهمترین پارامترهایی که اندرکنش پی سطحی و خاک زیر آن را تعریف می کند فشار تماسی بین خاک و پی می باشد. اگرچه جمع فشار تماسی در کف پی سطحی باید معادل نیروی وارده از پی به خاک باشد، ولی ضرورتاً توزیع فشار تماسی نباید یکنواخت باشد. مطالعات تحلیلی و اندازه گیری های محلی دلالت بر این دارند که توزیع واقعی فشار تماسی به پارامترهای زیادی از جمله موارد زیر بستگی دارد:

- خروج از مرکزییت بار (در صورت وجود بار خارج از مرکز و یا لنگر روی پی)
- صلبیت سازه ای پی
- ویژگی های تنش کرنش خاک
- زبری کف و اطراف پی

شکل ۳-۱ توزیع فشار تماسی را در کف پی های سطحی تحت بار قائم مرکزی را نشان می دهد. پی های انعطاف پذیر کامل به گونه ای خم شده تا فشار یکنواختی در زیر آن ها حاصل گردد (اشکال ۳-۱-الف و ۳-۱-ب) در حالی که پی های صلب کامل به طور یکنواخت نشست نموده ولی توزیع غیر یکنواخت تنش را به همراه دارند (اشکال ۳-۱-ج، ۳-۱-د). پی های منفرد سطحی خیلی نزدیک به حالت صلب عمل نموده، و در این صورت توزیع تنش فشاری در زیر آن ها یکنواخت نیست. اما تحلیل باربری و نیز نشست بر اساس توزیع تنش واقعی خیلی پیچیده بوده و بنابراین توزیع تنش را معمولاً در محاسبات جهت سهولت، یکنواخت در نظر گرفته (شکل ۳-۱-ت) کما اینکه در مجموع تغییر چندانی در مقادیر انتقالی پارامترهای طراحی در مقاطع بحرانی جهت طراحی به وجود نیامده و خطاهای حاصل از این ساده سازی چندان بزرگ نیست.

پی های گسترده دارای نسبت خیلی کوچک ضخامت به عرض بوده و بنابراین خیلی انعطاف پذیرتر از پی های منفرد و یا مرکب سطحی می باشند. از آنجا که برای پی های گسترده نیاز به ارزیابی مفصل تر تنش ها و نیز جزئیات کامل تر میلگردگذاری می باشد. بنابراین لزوم یافتن توزیع واقعی تر و دقیق تر تنش در زیر پس گسترده مطرح است.

معمولاً در تحلیل پی های سطحی از اصطکاک جداری در اطراف پی صرف نظر شده و تمامی بار به کف منتقل شده که در نتیجه تحلیل پی های سطحی و عمیق را از یکدیگر متمایز می سازد.



شکل ۳–۱ توزیع تنش در زیر فونداسیون های سطحی تحت بار قائم مرکزی (الف) پی انعطاف پذیر بر روی رس (ب) پی انعطاف پذیر در ماسه (ج) پس صلب در رس (د) پس صلب در ماسه (ت) حالت ساده شده

(الف) فشار تماسی در حالت بار قائم مرکزی

فشار تماسی یا لهیدگی در کف پس سطحی در بارگذاری قائم بدون خروج از مرکزیت به صورت زیر بدست می آید:

$$q = \frac{Q + W_f}{A} \qquad (۱-۳)$$

q = فشار تماسی

Q = بار قائم روی فونداسیون

W_f = وزن فونداسیون و خاک روی آن

A = سطحی کف فونداسیون

(ب) فشار تماسی در حالت بار خروج از مرکز یا لنگر روی پی

در این حالت توزیع فشار قائم کف فونداسیون یکنواخت نیست و با فرض توزیع خطی، مقدار آن را می توان از روابط مقاومت مصالح به صورت زیر محاسبه نمود:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \qquad (۲-۳)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \qquad (۳-۳)$$

که در این روابط:

$Q =$ بار قائم روی فونداسیون

$M =$ لنگر وارد بر فونداسیون

$L, B =$ طول و عرض فونداسیون

مطابق شکل ۳-۲ ، تک نیرو و لنگر را می توان طبق رابطه زیر به یک نیروی تنهای معادل با برون محوری e تبدیل نمود:

$$e = \frac{M}{Q} \qquad (۴-۳)$$

با قرار دادن مقدار فوق در معادلات ۳-۲ و ۳-۳ به دست می آید:

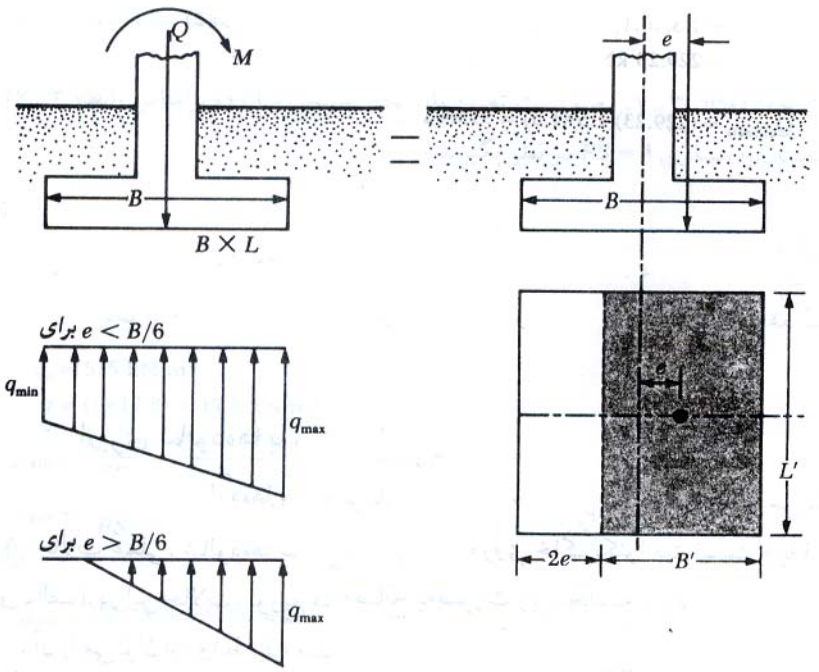
$$q_{max} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad (۵-۳)$$

$$q_{max} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \qquad (۶-۳)$$

در معادلات فوق اگر برون محوری e مساوی $B/6$ شود، مقدار q_{min} مساوی صفر می شود. برای $e > B/6$ مقدار q_{min} منفی می شود که نشان دهنده کشش در سطح تماس است. از آنجایی که در سطح تماس، امکان مقاومت کششی وجود ندارد، بین شالوده و زمین جدایی رخ می دهد که اصطلاحاً به آن منطقه بدون فشار می گویند. برای این حالت با نوشت تعادل نیروها در امتداد قائم، مقدار q_{max} مطابق رابطه زیر به دست می آید:

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \qquad (۷-۳)$$

توجه شود که در صورت وجود لنگر در راستای طولی فونداسیون، در روابط قبلی به جای B از L استفاده می شود.



شکل ۳-۲ شالوده با برون محوری

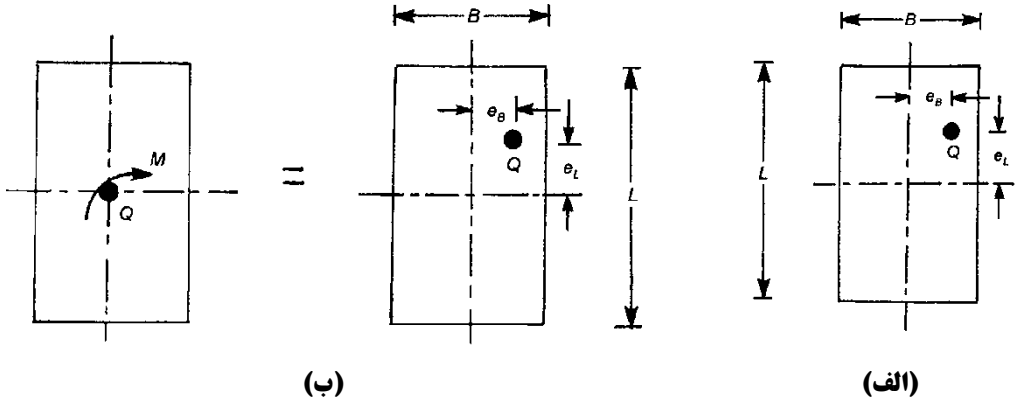
پی تحت لنگر دو طرفه

در بعضی موارد، فونداسیون تحت تاثیر یک بار قائم و لنگر خمشی در دو جهت قرار داشته یا در عمل، ستون نسبت به پلان متقارن نبوده و باعث ایجاد خروج از مرکزیت در دو جهت می شود. در این حالت با توجه به شکل ۳-۳برای فونداسیون مستطیلی داریم:

$$e_L = \frac{M_B}{Q} \quad \text{و} \quad e_B = \frac{M_L}{Q} \qquad (۸-۳)$$

که در این رابطه M_L لنگر حول محور طول و M_B لنگر حول محور عرضی یا محور کوتاه تر فونداسیون می باشد. بدین ترتیب با داشتن خروج از مرکزیت های بدست آمده طبق روابط فوق می توان نوشت:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_B \cdot e_L}{I_B} \pm \frac{M_L \cdot e_B}{I_L} \rightarrow q = \frac{Q}{A}\left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B}\right) \qquad (۹-۳)$$

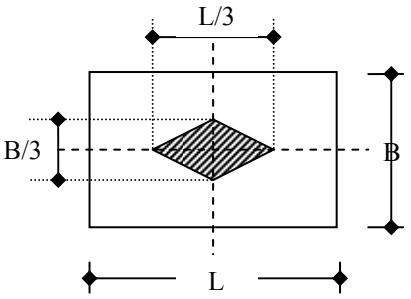


شکل ۳-۳ بار خارج از مرکز بر روی فونداسیون مستطیلی

در این حالت چنانچه بخواهیم تمام نقاط زیر فونداسیون در اثر بارگذاری فشاری قائم خارج از مرکز دو طرفه تحت تنش های فشاری قرار گیرند باید داشته باشیم:

$$\frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \le 1 \qquad (۱۰-۳)$$

ناحیه فوق در روی فونداسیون یک لوزی به ابعاد $B/3$ و $L/3$ است که هسته مقطع (کرن[1]) نامیده می شود (شکل ۳-۴).



شکل ۴-۳ هسته فونداسیون مستطیلی

[1] Kern

۳-۳ فونداسیون تحت بار مایل

معادله عمومی ظرفیت باربری نهایی یک فونداسیون مستطیلی را می توان طوری تعمیم داد که بارهای مایل را نیز شامل شود. در این حالت شکل عمومی این معادله به صورت زیر خواهدبود:

$$q_u = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i} \qquad (۱۱-۳)$$

پارامتر های این رابطه عبارتند از:

$N_c, N_q, N_\gamma =$ ضرایب ظرفیت باربری

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s} =$ ضرایب شکل

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d} =$ ضرایب عمق

$\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i} =$ ضرایب شیب بار

مایرهوف روابط زیر را برای محاسبه ضرایب شیب بار پیشنهاد نمود:

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 \qquad (۱۲-۳)$$

$$\gamma_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2 \qquad (۱۳-۳)$$

۳-۳ فونداسیون تحت بار برون محور

هنگامی که فونداسیونی نواری در معرض یک بار برون محور قرار می گیرد، فرض بر این است که فشار تماسی به صورت خطی از پنجه تا پاشنه تغییر می یابد. البته در بار نهایی، فشار تماسی خطی نیست. در این بخش روابط مختلف تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون ها تحت بار برون محور را مورد بررسی قرار می دهیم.

(الف) روش سطح موثر

مایرهوف سطح مؤثر A' را به این صورت تعریف نمود: **سطح موثر حداقل سطح تماسی است که مرکز سطح آن با محل اعمال بار منطبق است**.

با توجه به مفهوم سطح موثر، عرض مؤثر B' را به صورت زیر تعریف می نماییم (شکل ۳-۵):

$$B' = B - 2e \qquad (۱۴-۳)$$

چنان که e خروج از مرکزیت بار می باشد.

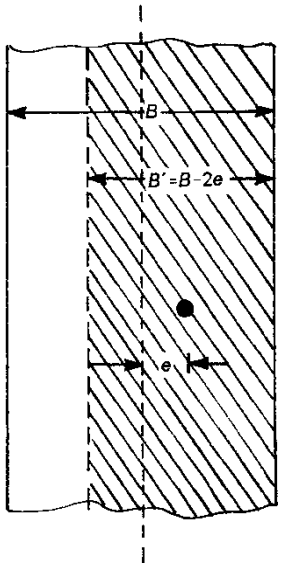
بر طبق این روش، ظرفیت باربری فونداسیون نواری را می توان با این فرض که بار به صورت هم محور بر عرض مؤثر نشان داده شده در شکل ۳-۵ عمل می نماید بدست آورد. بنابراین برای یک فونداسیون نواری با بارگذاری قائم داریم:

$$q_u = cN_c\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma\lambda_{\gamma d} \qquad (۱۵-۳)$$

توجه شود که ضرایب شکل فونداسیون نواری برابر یک هستند. حال می توان بار نهایی بر واحد طول فونداسیون Q_u را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$Q_u = q_u A' \qquad (۱۶-۳)$$

که در رابطه فوق A' سطح مؤثر بوده و به صورت $B' \times 1 = B'$ تعریف می شود.



شکل ۳-۵ عرض مؤثر B'

مثال

فونداسیونی نواری با عرض $2m$ را در نظر بگیرید. اگر $e = 0.2m$ و عمق فونداسیون $D_f = 1m$ باشد، بار نهایی بر واحد طول فونداسیون را با استفاده از روش سطح موثر بدست آورید. پارامترهای خاک عبارتند از $\varphi = 40^\circ$، $\gamma = 17.5\,kN/m^3$ و $c = 0$. از ضرایب ظرفیت باربری و عمق مایرهوف استفاده نمایید.

حل مسئله:

به ازاء $c = 0$ با استفاده از معادله داریم:

$$q_u = qN_q\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma \lambda_{\gamma d}$$

$$B' = B - 2e = 2 - (2)(0.2) = 1.6m$$

با رجوع به جدول ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف، $N_q = 64.2$ و $N_\gamma = 93.69$ بدست می آید. همچنین با توجه به ضرایب عمق مایرهوف داریم:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1 + 0.1\left(\frac{1}{2}\right)\tan\left(45 + \frac{40}{2}\right) = 1.107$$

$$q_u = (1\times 17.5)\ (64.2)\ (1.107) + \frac{1}{2}(17.5)\ (1.6)\ (93.69)\ (1.107) = 2695.9\ \text{kN/m}^2$$

$$Q_u = (B'\times 1)q_u = (1.6)\ (2695.9) \approx 4313\ \text{kN/m}$$

- **بار نهایی فونداسیون مستطیلی**

روش سطح مؤثر مایرهوف که در بخش پیشین به آن پرداختیم را می توان طوری تعمیم داد که بتوان بار نهایی فونداسیون های مستطیلی با خروج از مرکزیت را با استفاده از آن بدست آورد. برای بارگذاری خارج از مرکز فونداسیون های مستطیلی همانطور که قبلاً اشاره شد داریم:

$$e_L = \frac{M_B}{Q} \qquad (۱۷-۳)$$

و

$$e_B = \frac{M_L}{Q} \qquad (۱۸-۳)$$

به طوری که:

e_B = خروج از مرکزیت (برون محوری) بار در راستای عرض فونداسیون

e_L = خروج از مرکزیت بار در راستای طول فونداسیون

M_B = مؤلفه لنگر حول محور کوتاه تر فونداسیون

M_L = مؤلفه لنگر حول محور بلند تر فونداسیون

مطابق نظر مایرهوف ظرفیت باربری نهایی q_u و بار نهایی Q_u یک فونداسیون مستطیلی با بارگذاری خارج از مرکز (بار قائم) را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$q_u = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d} \qquad (۱۹-۳)$$

و

$$Q_u = (q_u)\,A'$$

به طوری که،

A' = سطح مؤثر = $B'L'$

B' = عرض مؤثر

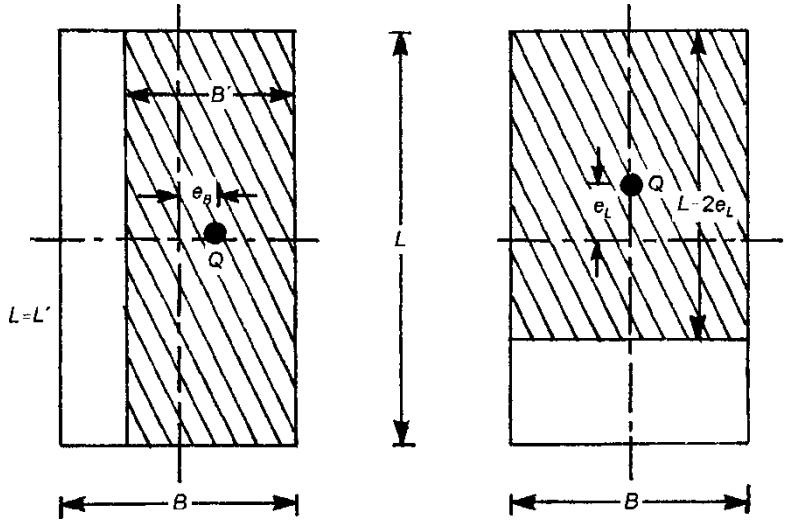
L' = طول مؤثر

توجه شود که در این روش برای محاسبه ضرایب شکل از ابعاد موثر و برای محاسبه ضرایب عمق از ابعاد اصلی استفاده می نماییم.

- **خروج از مرکزیت تک محوره**

برای خروج از مرکزیت تک محوره یعنی اگر $e_L = 0$ (شکل ۳-۶-الف)، آنگاه داریم:

$$B' = B - 2e_B \; ; L' = L \; ; A' = B'L \qquad (۲۰-۳)$$



(الف) **(ب)**

شکل ۳-۶ خروج از مرکزیت تک محوره فونداسیون

البته اگر $e_B = 0$ باشد (شکل ۳-۶-ب) ، آنگاه $L - 2e_L$ را محاسبه می نماییم. بدین ترتیب سطح مؤثر برابر خواهد بود با:

$$A' = B\,(L - 2e_L) \qquad (۲۱-۳)$$

عرض مؤثر B' ، مقدار کوچکتر از بین B یا $L - 2e_L$ خواهد بود.

- **خروج از مرکزیت دو محوره**

برای خروج از مرکزیت دو محوره به دو طریق می توان عمل نمود:

۱. استفاده از ابعاد اصلاح شده در رابطه پایه توان باربری.

در این حالت با محاسبه ابعاد موثر و با استفاده از رابطه پایه توان باربری به صورت زیر ظرفیت باربری را محاسبه می نماییم:

$$q_u = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}$$
$$B' = \min(B - 2e_B, L - 2e_L)$$
$$\Rightarrow Q_u = q_u \times A' = q_u \times B' \times L'$$

۲. استفاده از نمودار های هایتر و آندرس.

در این حالت ابعاد موثر B' و L' را از طریق نمودارهای ارائه شده توسط هایتر و آندرس بدست می آوریم. چنانکه این محققین بیان نموده اند برای فونداسیون مستطیلی با خروج از مرکزیت دو محوره چهار حالت می تواند رخ دهد:

حالت ۱ ($e_B/B \geq 1/6$ و $e_L/L \geq 1/6$)

این حالت در شکل ۳-۷ نشان داده شده است. برای این حالت:

$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{3e_B}{B}\right) \qquad (۲۲-۳)$$

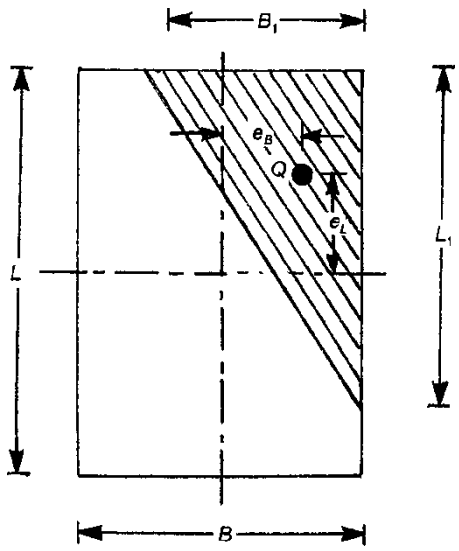
و

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{3e_L}{L}\right) \qquad (۲۳-۳)$$

بنابراین سطح مؤثر برابر است با:

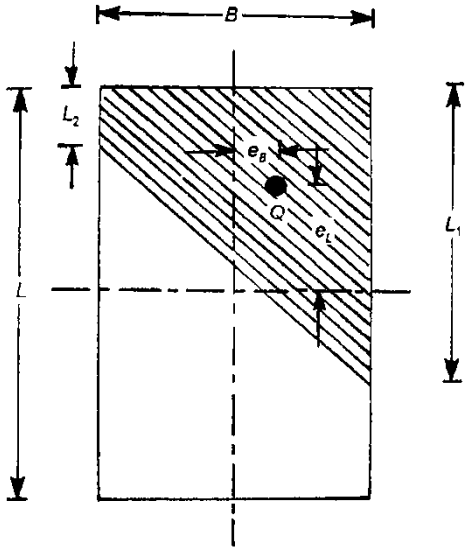
$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \qquad (۲۴-۳)$$

عرض مؤثر B' برابر است با مقدار کوچکتر B_1 یا L_1، به عبارت دیگر $B' = \min(B_1, L_1)$.



شکل ۳-۷ سطح مؤثر در حالت

$e_B/B \geq 1/6$ **و** $e_L/L \geq 1/6$



شکل ۳-۸ سطح مؤثر در حالت

$0 < e_B/B < 1/6$ **و** $e_L/L < 0.5$

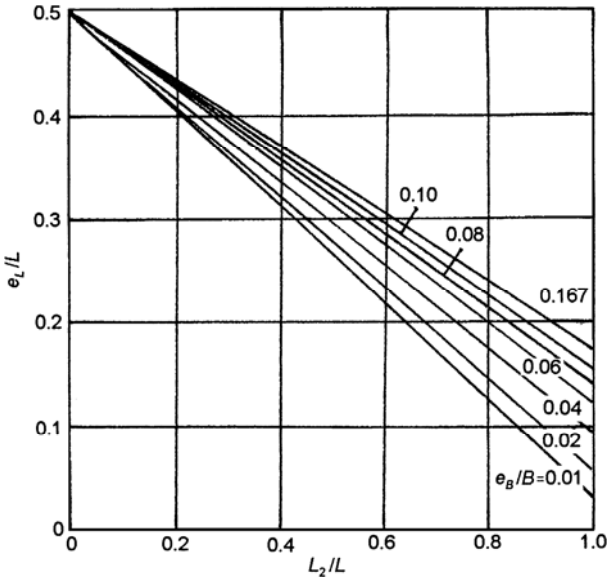
حالت ۲ ($0 < e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 0.5$)

این حالت در شکل ۳-۸ نشان داده شده است با مشخص بودن مقادیر e_L/L و e_B/B ، مقادیر L_1/L و L_2/L (و بنابراین L_1 و L_2) را می توان از طریق شکل های ۳-۹ و ۳-۱۰ بدست آورد. سطح مؤثر به صورت زیر بدست می آید:

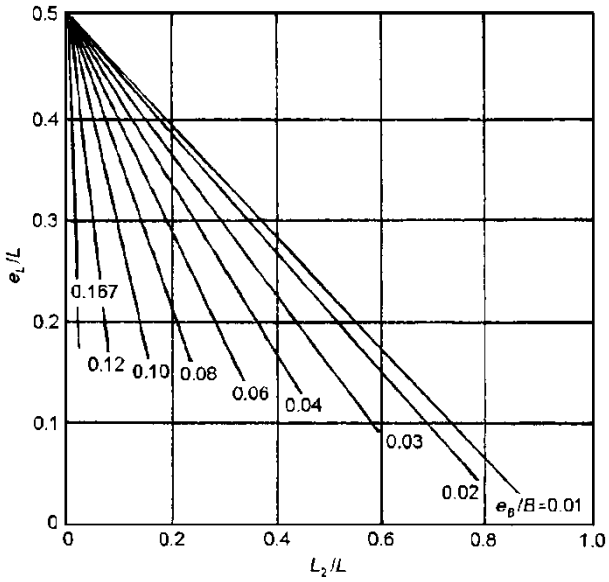
$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)\,B \qquad (۲۵-۳)$$

طول مؤثر L' مقدار بزرگتر از بین L_1 یا L_2 خواهدبود. عرض مؤثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{L'} \qquad (۲۶-۳)$$



شکل ۳–۹ دیاگرام e_L/L **در برابر** L_1/L **برای** $e_L/L < 0.5$ **و** $0 < e_B/B < 1/6$



شکل ۳–۱۰ دیاگرام e_L/L **در برابر** L_2/L **برای** $e_L/L < 0.5$ **و** $0 < e_B/B < 1/6$

حالت ۳ ($0 < e_B/B < 0.5$ و $e_L/L < 1/6$)

حالت مورد بررسی در شکل ۳-۱۱ نشان داده شده است. با مشخص بودن مقادیر e_L/L و e_B/B مقادیر B_1 و B_2 را می توان از طریق اشکال ۳-۱۲ و ۳-۱۳ بدست آورد. بنابراین سطح مؤثر را می توان به صورت زیر بدست آورد:

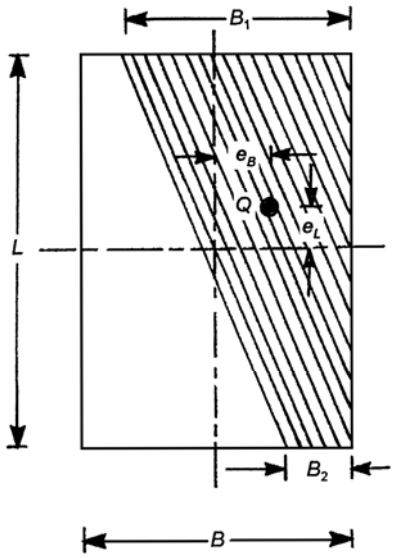
$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \qquad (۳-۲۷)$$

در این حالت طول مؤثر برابر است با:

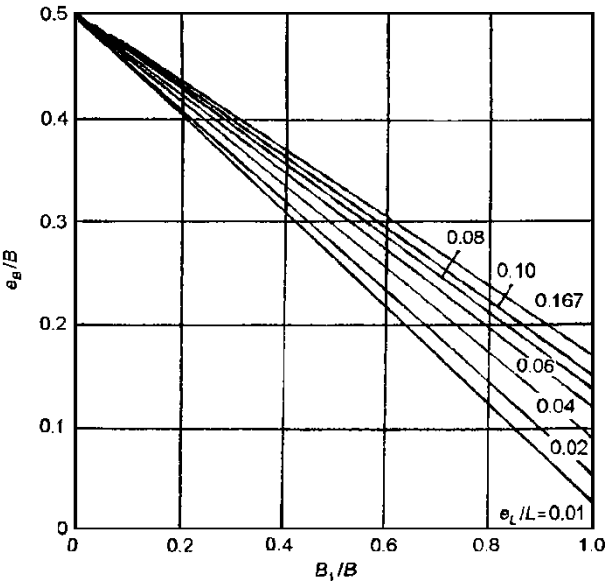
$$L' = L \qquad (۳-۲۸)$$

عرض مؤثر را به صورت زیر می توان بدست آورد:

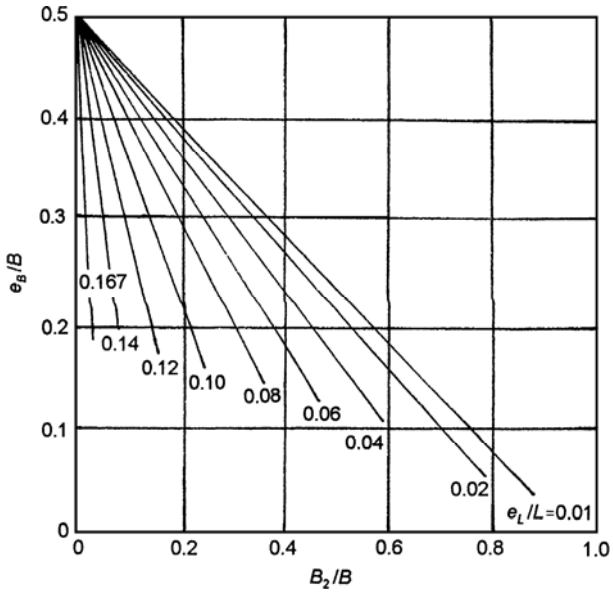
$$B' = \frac{A'}{L} \qquad (۳-۲۹)$$



شکل ۳–۱۱ سطح مؤثر برای حالت $e_L/L < 1/6$ **و** $0 < e_B/B < 0.5$



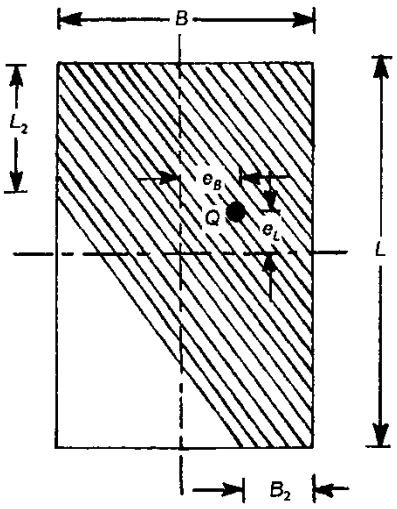
شکل ۳–۱۲ دیاگرام e_B/B **در برابر** B_1/B
برای $e_L/L<1/6$ **و** $0<e_B/B<0.5$



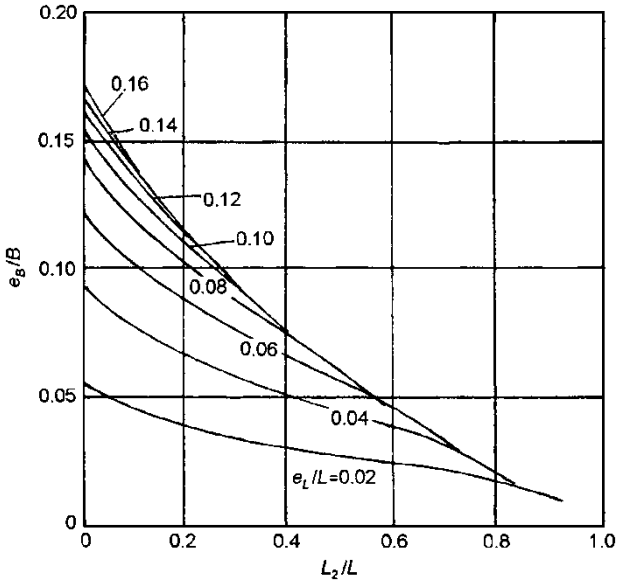
شکل ۳–۱۳ دیاگرام e_B/B **در برابر** B_2/B
برای $e_L/L<1/6$ **و** $0<e_B/B<0.5$

حالت ۴ ($e_B/B<1/6$ و $e_L/L<1/6$)

سطح بارگذاری خارج از مرکز فونداسیون در این حالت در شکل ۳-۱۴ نشان داده شده است. در این حالت، منحنی های e_L/L در شکل ۳-۱۵ مقادیر B_2/B را در روی محور طول بدست می دهند. به طور مشابه در شکل ۳-۱۶ خانواده منحنی های e_L/L که شیب رو به پایین دارند، مقادیر L_2/L را در روی محور طول بدست می دهند. با مشخص بودن B_2 و L_2، سطح مؤثر A' را می توان محاسبه نمود. در این حالت $L'=L$ و $B'=A'/L'$.

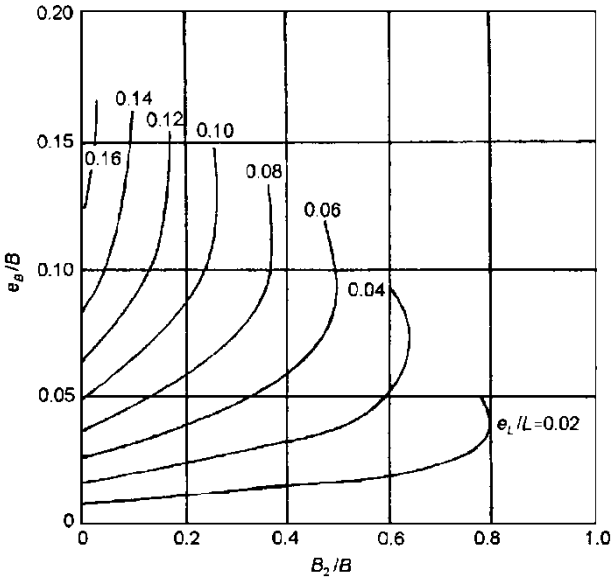


شکل ۳–۱۴ سطح مؤثر برای حالت $e_L/L<1/6$ **و** $e_B/B<1/6$



شکل ۳–۱۶ دیاگرام e_B/B **در برابر** L_2/L

برای حالت $e_L/L<1/6$ **و** $e_B/B<1/6$



شکل ۳–۱۵ دیاگرام e_B/B **در برابر** B_2/B

برای $e_L/L<1/6$ **و** $e_B/B<1/6$

(ب) روش ضریب کاهش

ضریب کاهش به صورت زیر تعریف می شود:

$$R_k = 1 - \frac{q_{u\,(eccentric)}}{q_{u\,(centric)}} \qquad (۳۰-۳)$$

به طوری که،

R_k = ضریب کاهش

$q_{u\,(eccentric)}$ = ظرفیت باربری نهایی فونداسیون نواری با بارگذاری خارج از مرکز

$q_{u\,(centric)}$ = ظرفیت باربری نهایی فونداسیون نواری بدون خروج از مرکزیت

پورکایاستا و چار[1] با استفاده از روش قطعات پیشنهاد شده توسط جانبو پایداری یک فونداسیون نواری با بارگذاری برون محور را مطالعه نموده و رابطه ضریب کاهش را به صورت زیر پیشنهاد نمودند:

$$R_k = \boldsymbol{\alpha}\left(\frac{e}{B}\right)^k \qquad (۳۱-۳)$$

به طوری که $\boldsymbol{\alpha}$ و k توابعی از نسبت عمق مدفون D_f / B (جدول ۳-۱) می باشند.

جدول ۳–۱ تغییرات a **و** k [**معادله (۳–۳۱)**]

D_f / B	$\boldsymbol{\alpha}$	k
0	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.8
1.0	1.820	0.888

[1] Purkayastha and Char

بنابراین با ترکیب معادلات (۳-۳۰) و (۳-۳۱) نتیجه می شود:

$$q_{u\,(eccentric)} = q_{u\,(centric)}(1-R_k) = q_{u\,(centric)}\left[1-a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right] \qquad (۳۲-۳)$$

به طوری که ،

$$q_{u\,(centric)} = cN_c\lambda_{dc} + qN_q\lambda_{dq} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma d} \qquad (۳۳-۳)$$

برای فونداسیون مستطیلی با خروج از مرکزیت یک یا دوطرفه می توان از ضرایب کاهش زیر استفاده نمود:

- خاک چسبنده:

$$R_k = \frac{2e}{B} \qquad (۳۴-۳)$$

- در خاک های دانه ای:

$$R_k = \sqrt{\frac{e}{B}} \qquad (۳۵-۳)$$

دقت شود که ضرایب فوق تنها برای $0 < \frac{e}{B} < 0.3$ کاربرد دارند. چنانچه خروج از مرکزیت تک محوره باشد داریم:

$$q_{u\,(eccentric)} = q_{u\,(centric)}(1-R_k) \qquad (۳۶-۳)$$

اما اگر در هر دو جهت طولی و عرضی خروج از مرکزیت داشته باشیم، ضرایب کاهش را همزمان به صورت زیر به کار می بریم:

$$q_{u\,(eccentric)} = q_{u\,(centric)}(1-R_{kx})(1-R_{ky}) \qquad (۳۷-۳)$$

چنانکه:

R_{kx} = ضریب کاهش طولی (خروج از مرکزیت در راستای طولی، به عبارت دیگر لنگر حول محور کوتاه تر)

R_{ky} = ضریب کاهش عرضی (خروج از مرکزیت در راستای عرضی، به عبارت دیگر لنگر حول محور بلند تر)

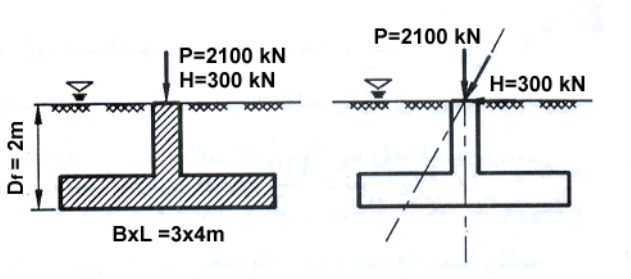
به طور مثال برای یک فونداسیون مستطیلی در روی خاک دانه ای با خروج از مرکزیت دو طرفه داریم:

$$q_{u\,(eccentric)} = q_{u\,(centric)}(1-R_{kx})(1-R_{ky}) = q_{u\,(centric)}\left(1-\sqrt{\frac{e_B}{B}}\right)\left(1-\sqrt{\frac{e_L}{L}}\right)$$

توجه شود که در روش ضریب کاهش، برای محاسبه $q_{u\,(centric)}$ از روش مایرهوف استفاده شود.

مثال :

برای فونداسیون نشان داده شده در شکل زیر مطلوب است محاسبه ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی ظرفیت باربری با استفاده از نظریه ظرفیت باربری مایرهوف.



$P = 2100kN, H = 300kN, D_f = 2m, B \times L = 3 \times 4m$

$\gamma_{sat} = 18.5kN/m^3, \varphi = 34^\circ$

خاک ماسه ای

حل:

$M = 300 \times 2 = 600kN \cdot m$

$Q = 2100kN$

$W_{s+f} = 3 \times 4 \times 20 \times 2 = 480kN$

در رابطه فوق وزن فونداسیون بعلاوه خاک روی آن با در نظر گرفتن وزن مخصوص $20kN/m^3$ برای مجموع آن ها به طور تقریبی محاسبه شده است.

$$e = \frac{M}{Q + W_{s+f}} = \frac{600}{2100 + 480} = 0.23m \rightarrow B' = 3 - 2 \times 0.23 = 2.54m$$

$$i = \arctan\left(\frac{300}{2100 + 480}\right) = 6.63^\circ$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\frac{B'}{L}\tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) = 1 + 0.1\frac{2.54}{4}\tan^2(45 + \frac{34}{2}) = 1.2246$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1[\frac{B}{L}]\tan(45 + \frac{\varphi}{2}) = 1 + 0.1[\frac{3}{4}]\tan(45 + \frac{34}{2}) = 1.141$$

توجه شود که برای محاسبه ضرایب شکل از ابعاد موثر و برای محاسبه ضرایب عمق از ابعاد اصلی استفاده شده است.

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.63}{90}\right)^2 = 0.86$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.63}{34}\right)^2 = 0.65$$

$$q_u = qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi} + 0.5\gamma B'N_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}$$

$$q_u = 2(18.5 - 9.81) \times 29.44 \times 1.2246 \times 1.141 \times 0.86 + 0.5(18.5 - 9.81) \times 2.54 \times 31.15 \times 1.2246 \times 1.141 \times 0.65$$

$$= 931kN/m^2$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \times B' \times L = 931 \times 2.54 \times 4 = 9459kN \rightarrow FS = \frac{Q_{ult}}{Q} = \frac{9459}{2100} = 4.5$$

منابع

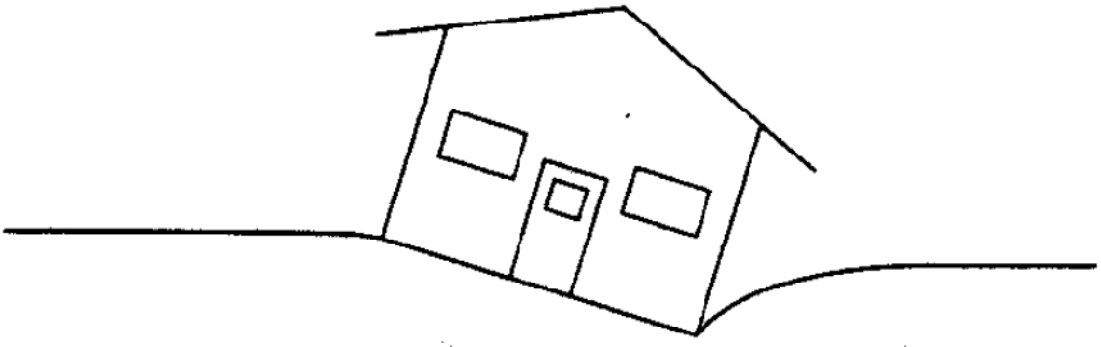
۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست.، تالیف: براجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش، رحمان محسنی آستانی، مقداد رمضانزاده بادلی.

۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا.، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلامی.، چاپ اول ۱۳۸۵.

۳. اصول مهندسی ژئوتکنیک.، جلد دوم: مهندسی پی.، مولف: براجا ام. داس.، ترجمه: شاپور طاحونی، چاپ هفتم.

فصل ۴:

نشست فونداسیون های سطحی



جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir. Email: a_matin_s@yahoo.com

ویرایش اردیبهشت ۹۰

۴-۱ مقدمه

نشست سازه ها بر اثر تغییر شکل و جابجایی زمین، تغییر حجم خاک بستر و یا زیرسازه تحت تنش های حاصل از بارگذاری و باربرداری بوقوع می پیوندد. تغییر شکل تحت تنش موثر ثابت، خزش نامیده می شود در حالی که تغییر شکل تحت افزایش تنش را جابجایی و یا فشردگی می نامند. مجموعه تغییر شکل های فوق در نتیجه تغییر حجم الاستیکی و پلاستیکی دانه ها، تغییر حجم توده خاک در نتیجه خروج آب و هوا از منافذ و جابجایی کلی برشی ذرات و یا توده خاک احداث می شود.

عمدتاً در طراحی پی های سطحی، نشست عامل کنترل کننده در تعیین قابلیت باربری مجاز است. مضافاً اینکه در تعیین توان باربری مجاز عوامل هندسه پی، مقاومت و سختی خاک زیر پی و ملاحظات سرویس پذیری روسازه به دلیل تحمل تغییر شکل ها مطرح بوده و بنابراین موارد، توان باربری و نشست زیر پی در اندرکنش بوده و نمی توان به صورت مجزا به آن ها پرداخت.

خاک ها در محدوده کوچکی از تغییر شکل ها به صورت الاستیک عمل می کنند و در مجموع خاک مصالحی همگن و ایزوتروپ نبوده و عواملی چون تاریخچه تنش، وجود آب و هوا در خاک، تاثیرگذاری بارهای دینامیکی در رفتار دانه های تشکل دهنده خاک، پیچیدگی در تعریف مناسب و دقیق شرایط مرزی باعث می شود که نتوان همانند دیگر مصالح سازه ای تغییر شکل ها و جابجایی های خاک را به سهولت و با روابط ساده، تعیین و محاسبه نمود. تعیین خصوصیات الاستیکی خاک، یعنی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون (E, ν) نیز با مشکلات و ابهاماتی همراه است.

نشست پی در خاک های ریزدانه با دقت کمتری نسبت به توان باربری آن ها به دست می آید زیرا تخمین نشست در آن ها به عوامل متعددی وابسته است که توجیه رفتار آن ها نیازمند به قضاوت مناسب مهندسی است. از مهمترین عوامل در این مورد، شرایط مرزی و درجه اشباع و تخمین میزان فشار پیش تحکیمی بوده که مربوط به حداکثر فشاری است که تا به حال به خاک وارد شده است. در مجموع بنا به دلایل عنوان شده، مقدار نشست حاصل در محاسبات ممکن است تا ۱۰۰٪ توام با خطا باشد. نشست سازه مستقر بر خاک های درشت دانه عموماً با فرمول های تجربی به دست می آید. نشست ها در این خاک ها اغلب به سرعت و در حین ساخت پس از اعمال حداکثر بار اتفاق می افتد. نشست های دراز مدت در مورد این بارها قابل صرف نظر کردن هستند. البته نشست درازمدت ممکن است پس از ساخت در نتیجه عوامل دیگری از قبیل تحمیل بارهای دینامیکی (ترافیک، شمع کوبی، ارتعاشات حاصل از ماشین آلات و ....) تعییر شرایط سطح آب زیرزمینی، وقوع زلزله، انفجار، وجود و یا تشکیل حفره ها و فضاهای خالی در زیرزمین و سیل حادث گردد که در این گونه موارد روابط و فرمول های تجربی کفایت ننموده و باید معیراهای دیگری در طراحی مدنظر قرار گیرند.

برای خاک های ریزدانه اعم از لای و رس نزدیک به اشباع و یا اشباع، ضریب نفوذپذیری کم می باشد. وقوع نشست در آن ها به علت کندی محو اضافه فشار آب منفذی مربوط به بارگذاری و متعاقب آن کاهش تخلخل نیازمند زمان نسبتاً طولانی بوده و در نتیجه پیش بینی مقدار نشست و زمان لازم در محاسبات، از اهمیت زیادی برخوردار است.

۴-۲ عوامل موثر در بروز نشست

عوامل زیر موجب نشست در خاک شده که عبارتند از:

۱. بارگذاری و فشردگی خاک بر اثر تنش های فشاری که نسبتاً سریع و به صورت مجموع تغییر شکل های الاستیکی (ارتجاعی) و پلاستیکی (خمیری) می باشد.

۲. بارگذاری و جابجایی ذرات خاک بر اثر اعمال نیروهای برشی، که مثلاً در ماسه های شل موجب کاهش حجم و در ماسه های متراکم موجب افزایش حجم (اتساع) می گردد.

۳. تحکیم خاک یا تحکیم اولیه، بر اثر اعمال بار و متعاقب افزایش فشار آب منفذی در ساختمان خاک اشباع به مرور بخشی از آب داخل منافذ خاک در نتیجه اختلاف فشار، زهکشی و خارج شده، نتیجتاً ذرات خاک جابجا شده تا بخشی از تخلخل به جا مانده از خروج آب را پر نماید. برای خاک های ریزدانه با نفوذپذیری پایین مثل رس ها، پدیده تحکیم کند و ممکن است سالها و حتی تا پایان عمر مفید سازه به طول انجامد (برای مثال، برج پیزا در ایتالیا). همچنین رس ها با درصد رطوبت بالاتر، بیشتر نسبت به رس های با درصد رطوبت کمتر تحکیم می شوند. به علاوه، رس های دارای پتانسیل تغییرات حجمی بر اثر تغییر درصد رطوبت بوده، پس از خشک شدن منقبض و با افزایش رطوبت انبساط و یا تورم حاصل می کنند. ماسه ها دارای نفوذپذیری بیشتر و درصد رطوبت کمتری نسبت به رس ها می باشند. بنابراین تحکیم ماسه ها نسبت به رس ها خیلی سریع تر و به مراتب کمتر از مقادیر مربوط به رس هاست.

۴. خزش یا تحکیم ثانویه: پس از اتمام پدیده تحکیم اولیه ممکن است تغییرات حجمی در خاک تحت اثر تنش موثر ثابت ادامه یافته که اصطلاحاً تحکیم ثانویه و یا خزش نامیده می شود. توجیه چنین پدیده ای کاملاً روشن نبوده ولی میتوان وقوع آن را به خروج آب از منافذ میکروسکوپیک و یا تغییر شکل لزجی نسبت داد. میزان خزش در خاک های پیش تحکیم یافته عموماً ناچیز بوده، در حالی که برای خاک های عادی تحکیم می تواند جدی باشد. به علاوه مقدار این تغییر شکل برای خاک های آلی و یا خاک ها با قابلیت فشردگی زیاد در مقایسه با نشست تحکیمی اولیه، قابل توجه است.

۵. عدم رعایت ملاحظات فنی در ساخت و اجرای روسازه و زیرسازه که در کوتاه مدت و درازمدت با تغییر شکل های مصالح مصرفی در بنا توام خواهد بود، در صورت ساخت پی بر روی خاکریزها و به خصوص از نوع ریزدانه و غیر متراکم احتمال وقوع نشست های زیاد مطرح می باشد.

۶. اتفاقات در حین حفاری که شامل تورم خاک پس از گودبرداری، نرم شدگی بعضی از خاک ها و سنگ ها بر اثر عوامل محیطی، وقوع پدیده حرکت آب با سرعت زیاد در ماسه و لای، دست خوردگی و حساسیت در رس ها و لایها می باشند.

۷. فعالیت های ساخت و ساز در همسایگی که شامل پایین بردن سطح آب زیرزمینی، گودبرداری، شمع کوبی، انفجار و برقراری سیستم ترافیکی و استقرار کارخانه ها و ماشین آلات ارتعاشی در مجاورت بناست.

۸. عوامل دیگر از قبیل وقوع آب شستگی موضعی و عمومی، تورم و انقباض بر اثر تغییرات رطوبت در خاک و آثار یخ زدگی

از موجبات ذکر شده برای نشست در فوق، موارد ۱ و ۲ را در قالب نشست های آنی و یا الاستیک و مورد ۳ را تحت عنوان نشست تحکیمی و یا وابسته به زمان فرموله نموده و روابطی جهت تعیین آن ها ارائه شده که در ادامه تشریح خواهند شد. برای بقیه اگرچه روابط پراکنده و تجربی ارائه شده است، ولی موارد مشخصی تدوین نگردیده که در این خصوص بیشتر تجارب حاصل و قضاوت مهندسی و نتایج مشاهدات و اندازه گیری های بدست آمده از رفتار سنجی از جنبه های عملی می تواند راهگشا باشد.

۴-۳ نشست و مقاومت مجاز

در فصول قبل، نظریه های متعددی در رابطه با ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی ارائه نمودیم. در طراحی هر فونداسیونی، گسیختگی ظرفیت باربری به همراه نشست باید مد نظر قرار گیرد لیکن در طراحی اکثر فونداسیون ها رواداری هایی برای میزان نشست های مجاز وجود دارد. در شکل ۴-۱ دیاگرام بار بر واحد سطح فونداسیون q در برابر نشست فونداسیون S نشان داده شده است. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که ظرفیت باربری نهایی در نشست S_u رخ می دهد. حال فرض کنید که S_{all} میزان نشست مجاز فونداسیون و $q_{all(s)}$ ظرفیت باربری مجاز متناظر با آن باشد. اگر FS ضریب اطمینان در برابر گسیختگی ظرفیت باربری باشد، آنگاه ظرفیت باربری مجاز برابر خواهد بود با $q_{all(b)} = q_u/FS$ حال آنکه نشست متناظر با $q_{all(b)}$ برابر است با S'. برای فونداسیون های با عرض B کوچکتر، S' می تواند از S_{all} کوچکتر باشد ولی برای مقادیر بزرگتر B، $S_{all} < S'$ است. بنابراین برای فونداسیون های با عرض کوچک، ظرفیت باربری کنترل کننده است و در عرض های بزرگتر نشست مجاز کنترل کننده خواهد بود.

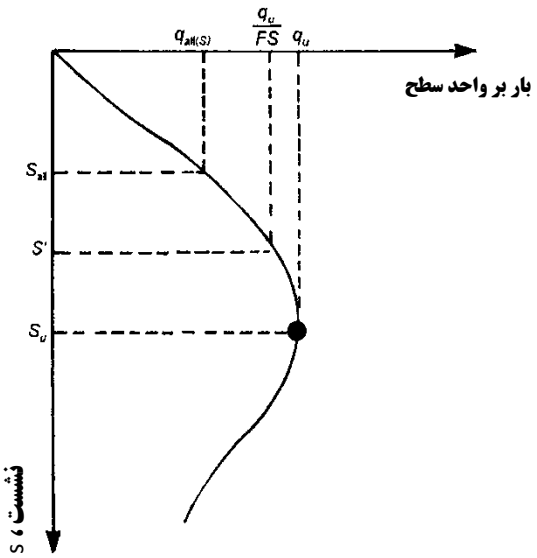
نشست فونداسیون می تواند سه مؤلفه داشته باشد (به نکته ارائه شده آخرین بند صفحه قبل توجه نمایید):

(الف) نشست الاستیک، S_e، (ب) نشست تحکیمی اولیه، S_c، (ج) نشست تحکیمی ثانویه، S_s. بنابراین نشست کل S_t برابر خواهد بود با:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \qquad (۱-۴)$$

در هر فونداسیون، تعدادی از این مؤلفه ها می تواند صفر و یا قابل چشم پوشی باشد.

نشست های الاستیک در اثر تغییر شکل خاک خشک و همچنین خاک مرطوب و اشباع بدون هیچ گونه تغییری در درصد رطوبت حاصل می شود. نشست تحکیمی اولیه فرآیندی وابسته به زمان است که در خاک های رسی قرار گرفته در زیر سفره آب در نتیجه تغییرات حجمی خاک به خاطر خروج آب منفذی رخ می دهد. نشست تحکیمی ثانویه پس از نشست تحکیمی اولیه در خاک های رسی اشباع رخ می دهد و علت آن هم تغییر شکل پلاستیک ساختار خاک می باشد. روش های محاسبه سه نوع نشست فوق در این فصل مورد بحث قرار می گیرند.

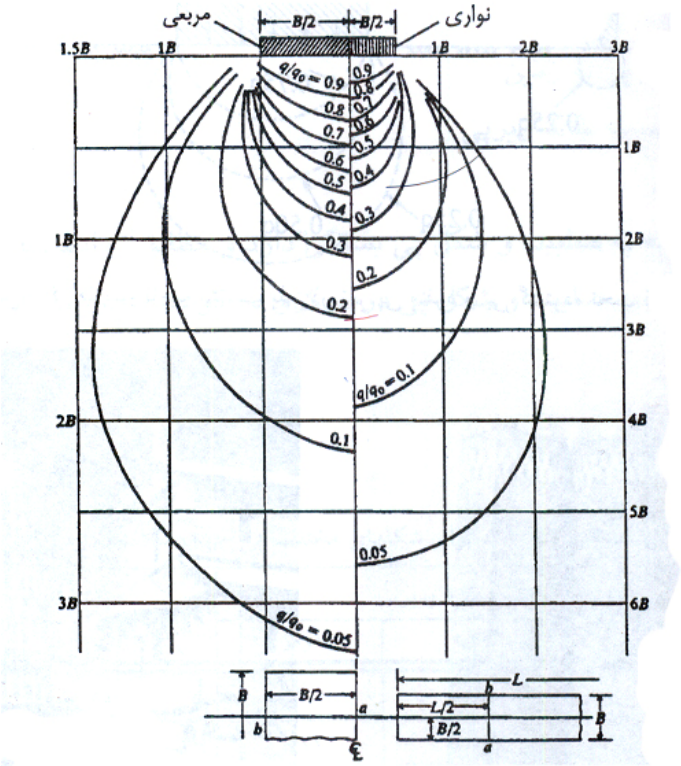


شکل ۴-۱ منحنی بار - نشست فونداسیون سطحی

۴-۴ توزیع تنش در خاک در اثر اعمال بار فونداسیون

تمام انواع نشست ها توابعی از اضافه تنش اعمالی در روی خاک توسط فونداسیون می باشند. بنابراین آشنایی با روابط محاسبه توزیع تنش در خاک در اثر اعمال بار فونداسیون دارای اهمیت خاصی است. روابط متعددی برای یافتن وضعیت تنش ها درعمق بر اثر بارگذاری ارائه شده که معادلات بوزینسک و وسترگارد عمومیت بیشتری داشته که در کتب مکانیک خاک و یا سایر منابع ژئوتکنیک تشریح شده اند. البته ذکر این نکته ضروری است که داشتن توزیع دقیق تنش در عمق شرط لازم جهت تخمین دقیق نشست بوده ولی کافی نیست.

در عمل بارهای متمرکز روی فونداسیون وارد شده و از کف آن بار گسترده q_o در عمق توزیع می گردد. روابط مختلفی برای انواع بارها و شکل های مختلف پی ارائه شده که برای سهولت می توان از نمودارهای ساده شده استفاده نمود. در این خصوص می توان نقاط هم تنش مقطع قائم مرکزی برای پی های مربعی و نواری بر اساس روابط بوزینسک را مورد استفاده قرار داد که در شکل ۴-۲ نمودار مربوط به آن ارائه شده است.



شکل ۴-۲ نقاط هم تنش در عمق و در زیر پی های مربعی و نواری بر اساس روابط بوزینسک

با مشاهده حباب های هم تنش، این نکته مهم را می توان یافت که برای پی های مربع در عمق حدود **2B** تا **3B** و فاصله افقی **B** از مرکز پی، مقدار تنش به ۱۰٪ آن در کف پی رسیده که تنش های کمتر از آن در محاسبات نشست قابل صرف نظر کردن است. از این ابعاد می توان به عنوان الگو در عمق و گسترهٔ مطالعات ژئوتکنیک و همچنین در خصوص مجاور سازی پی و تداخل تنش ها استفاده نمود. (مقادیر عمق و شعاع تاثیر مربوط به تنش قائم کمتر از ۱۰٪ برای پی های نواری به قرار **4B** و **1.5B** از وسط به اطراف است)

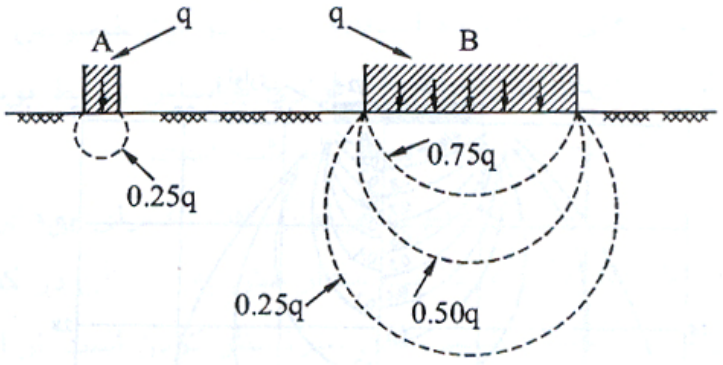
همچنین در محاسبات معمول و طراحی های اولیه می توان از روش تقریبی ۲ به ۱ توزیع تنش در عمق (و یا پاره ای موارد ۱ به ۱) را در نظر گرفت که برای بارگذاری روی پی به ابعاد $B \times L$ در عمق z تنش ها در سطحی برابر $(B+z)\times(L+z)$ توزیع شده و خواهیم داشت:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{A} = \frac{q_\circ \times B \times L}{(B+z)\times(L+z)} \qquad (۲-۴)$$

این رابطه در مقایسه با رابطه بوزینسک از نتایج قابل قبولی برای $z > B$ برخوردار است. همچنین در منابع مربوط به مکانیک خاک و پی سازی برای انواع پی ها و حالت های مختلف بارگذاری، روابطی ارائه شده که در صورت لزوم در حالت های غیر متعارف می توان به آن ها مراجعه نمود.

محدوده خاک بارگذاری شده در زیر پی بزرگ به مراتب حجیم تر از یک پی کوچک تحت همان شدت بار یا فشار می باشد. در نتیجه میزان نشست در زیر پی بزرگتر بیشتر از میزان نشست در زیر پی کوچک تحت فشار یکسان است. با نزدیکی بیش از حد چند پی عملکردی شبیه پی گسترده در وقوع نشست خواهیم داشت. چنین مفهومی در شکل ۴-۳ نشان داده شده است. لذا در مورد پی های گسترده علی رغم نکات مثبت در بهبود باربری و تخفیف تنش های غیر یکنواخت و رفع اشکالات موضعی نسبت به پی منفرد معمولی نشست بیشتری را به دنبال دارد.

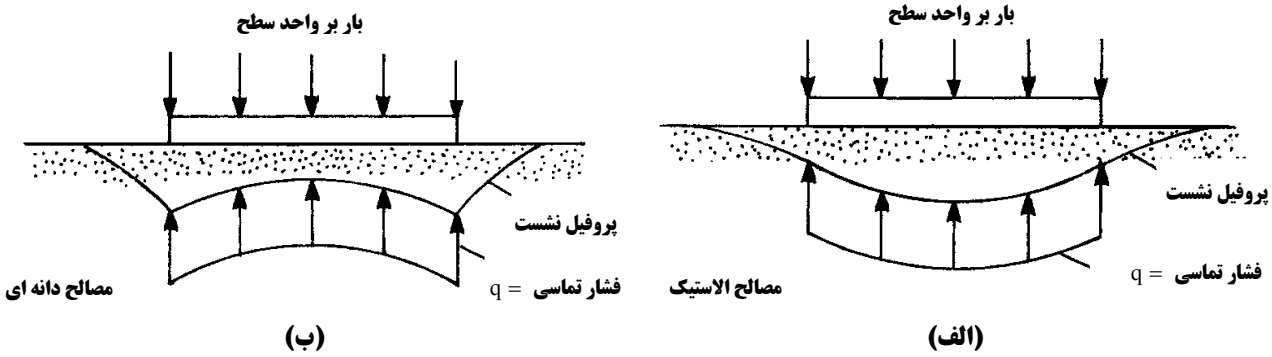
وقوع نشست های غیر یکنواخت که بر اثر لایه بندی و غیر یکنواختی خاک های زیرین، بارگذاری و تنش غیر یکنواخت، اثر همپوشانی تنش های حاصل از چند پی بر یک مقطع در عمق، تفاوت در نوع ساخت و ساز قسمت های مختلف و یا عوامل دیگر ممکن است حاصل شود، باید مورد توجه جدی تری در ارزیابی های نشست پذیری قرار گیرد.



شکل ۴-۳ مقایسه ناحیه نشست پذیر در زیر پی منفرد و پی گسترده تحت فشار یکسان

۴-۵ فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب

قبل از بحث درباره روابط مربوط به نشست الاستیک فونداسیون های سطحی، درک مفاهیم بنیادی و تفاوت های بین فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب از اهمیت زیادی برخوردار است. هنگامی که فونداسیونی انعطاف پذیر در روی محیط الاستیک در معرض باری با توزیع یکنواخت قرار گیرد، فشار تماسی چنان که در شکل ۴-۴-الف نشان داده شده است یکنواخت خواهد بود. شکل ۴-۴-الف همچنین پروفیل نشست را نیز نشان می دهد. اگر فونداسیون مشابهی در روی خاک دانه ای قرار گیرد، دچار نشست های الاستیک بزرگتری در لبه ها نسبت به مرکز خواهد شد (شکل ۴-۴-ب) ولی فشار تماسی هنوز یکنواخت خواهد بود. **نشست های بزرگتر در لبه به خاطر فقدان محصور شدگی جانبی در خاک می باشد.**



شکل ۴–۴ فشار تماسی و نشست فونداسیون انعطاف پذیر: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

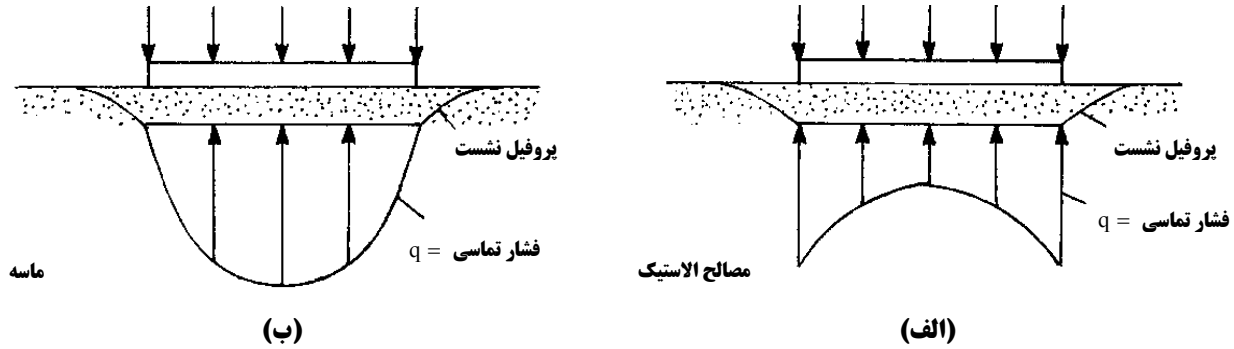
اگر فونداسیون صلبی در روی سطح یک محیط الاستیک قرار گیرد، نشست ها در تمام نقاط یکسان خواهند بود ولی توزیع فشار تماسی مطابق شکل الف.۵.۱۰ خواهد بود. اگر فونداسیون صلب در روی خاک دانه ای قرار گیرد توزیع فشار تماسی همانند شکل ب.۵.۱۰ خواهد بود، گرچه در این حالت نشست در تمام نقاط در زیر فونداسیون یکسان می باشد.

به لحاظ نظری، در یک فونداسیون بینهایت صلب قرار گرفته در روی مصالح کاملاً الاستیک، فشار تماسی را به صورت زیر می توان بدست آورد (شکل ۴-۶):

$$\sigma_{z=0} = \frac{2q}{\pi\sqrt{1-\left(\frac{2x}{B}\right)^2}}$$ (فونداسیون نواری) (۴-۳)

$$\sigma_{z=0} = \frac{q}{2\sqrt{1-\left(\frac{2x}{B}\right)^2}}$$ (فونداسیون دایروی) (۴-۴)

به طوری که q = بار اعمالی بر واحد سطح فونداسیون و B = عرض (یا قطر) فونداسیون



شکل ۴–۵ فشار تماسی و نشست فونداسیون صلب: (الف) مصالح الاستیک (ب) مصالح دانه ای

بوروویکا[1] [3] روابطی برای محاسبه توزیع فشار تماسی در زیر یک فونداسیون نواری قرار گرفته در روی مصالح کاملاً الاستیک ارائه نموده است. مطابق این نظریه،

$$\sigma_{z=0} = f(K)$$ (۴-۵)

[1] Borowicka

در این رابطه K ضریب سختی نسبی نام دارد و به صورت زیر بدست می آید:

$$= \frac{1}{6}\left(\frac{1-\nu_s^2}{1-\nu_f^2}\right)\left(\frac{E_f}{E_s}\right)\left(\frac{t}{B/2}\right)^3 \qquad (۶-۴)$$

ν_s = نسبت پواسون الاستیک

ν_f = نسبت پواسون مصالح فونداسیون

t = ضخامت فونداسیون

E_s , E_f = مدول الاستیسیته مصالح الاستیک و فونداسیون

گرچه خاک به طور کامل الاستیک و همگن نیست، از تئوری الاستیسیته می توان برای تخمین نشست فونداسیون های سطحی در بارهای مجاز استفاده نمود. استفاده مناسب از این نتایج در طراحی، اجرا و نگهداری سازه ها نتایج خوبی حاصل نموده است.

۴-۶ نشست ارتجاعی فونداسیون های انعطاف پذیر و صلب

با استفاده از تئوری الاستیسیته، نشست ارتجاعی خاک را با استفاده از رابطه زیر می توان تخمین زد:

$$S_e = \frac{qB(1-\mathbf{v}^2)}{E_s} I_s \qquad (۷-۴)$$

S_e = نشست ارتجاعی

B = عرض پی (یا قطر فونداسیون های دایره ای)

q = تنش فشاری از فونداسیون به زمین

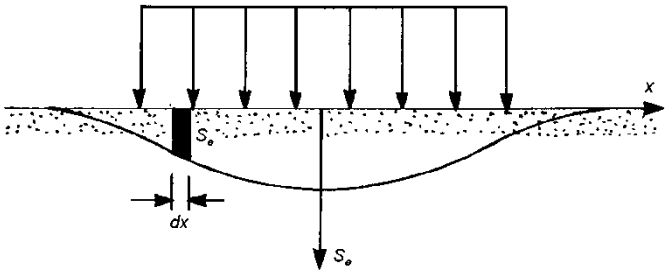
E_s = مدول الاستیسیته خاک زیر فونداسیون

$\mathbf{v}$ = ضریب پواسون خاک

I_s = ضریبی است که به صلبیت و شکل پی بستگی دارد و از جدول ۴-۱ بدست می آید.

فرضیات به کار رفته در رابطه فوق عبارتند از:

۱. خاک الاستیک و همگن است
۲. فونداسیون در سطح زمین قرار دارد یعنی $D_f = 0$ (شکل ۴-۶)
۳. خاک زیر فونداسیون و لایه نشست پذیر به صورت نیمه بینهایت در نظر گرفته شده است.



شکل ۴-۶ نحوه محاسبه نشست ارتجاعی فونداسیون قرار گرفته در سطح خاک

جدول ۴-۱

شکل فونداسیون	ضریب I_s			
	مرکز	لبه	میانگین	صلب
دایره ای	1	0.64	0.85	0.79
مربعی	1.12	0.56	0.95	0.88
مستطیل $L/B=2$	1.53	0.77	1.3	1.21
مستطیل $L/B=3$	1.78	0.89	1.51	1.42
مستطیل $L/B=4$	1.96	0.98	1.66	1.43
مستطیل $L/B=5$	2.10	1.05	1.83	1.70
مستطیل $L/B=6$	2.22	1.11	1.88	1.75
مستطیل $L/B=7$	2.32	1.15	1.97	1.83
مستطیل $L/B=8$	2.40	1.20	2.04	1.89
مستطیل $L/B=9$	2.44	1.22	2.07	1.93
مستطیل $L/B=10$	2.54	1.27	2.16	2.1
مستطیل $L/B=100$	4.0	2.0	3.40	3.16

در نشست ارتجاعی فونداسیون های قرار گرفته در سطح روابط زیر بر قرار می باشد:

- **فونداسیون دایره ای:**

S_e (لبه) $\approx 0.636S_e$ (مرکز)

S_e (میانگین) $\approx 0.85S_e$ (مرکز)

S_e (صلب) $\approx 0.79S_e$ (مرکز)

S_e (صلب) $\approx 0.93S_e$ (میانگین)

- **فونداسیون مستطیلی:**

S_e (لبه) $\approx 0.5S_e$ (مرکز)

S_e (میانگین) $\approx 0.85S_e$ (مرکز)

S_e (صلب) $\approx 0.79S_e$ (مرکز)

S_e (صلب) $\approx 0.93S_e$ (میانگین)

بنابراین برای فونداسیون های صلب می توان از نشست میانگین نیز استفاده نمود زیرا اختلاف بین مقادیر آن ها ناچیز است.

مثال

فونداسیون انعطاف پذیر دایره ای که در سطح زمین قرار گرفته است دارای شعاع ۱/۵ متر می باشد. بار یکنواخت در روی سطح برابر است با $250\ kN/m^2$. نشست سطح زمین را در حالت های زیر بدست آورید.

(الف) در زیر مرکز سطح

(ب) در لبه

(ج) میانگین

(د) صلب

فرض کنید که نسبت پواسون برابر است با 0.3 و $E_s = 9500\ kN/m^2$.

حل مسأله:

(الف) با استفاده از معادله (۴-۷)

$$S_e = \frac{qB(1-\nu^2)}{E_s} = \frac{(250)(2\times1.5)(1-0.3^2)}{9500} = 0.0718\ m = 71.8\ mm$$

(ب)

$$S_e = \frac{0.636\ qB(1-\nu^2)}{E_s} = (0.636)(71.8) = 45.66\ mm$$

(ج)

$$S_e = \frac{0.85\ q\ B\ (1-\nu^2)}{E_s} = (0.85)(71.\ 8) = 61.03\ \ mm$$

(د)

$$S_e = \frac{0.79\ qB(1-\nu^2)}{E_s} = \frac{(0.79)(250)(2\times1.5)(1-0.3^2)}{9500} = 0.0568\ m = 56.8\ mm$$

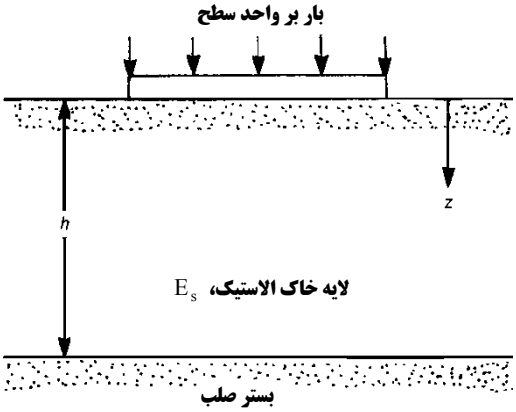
۴-۷ تاثیر بستر صلب در عمق محدود

در معادلات مربوط به نشست های الاستیک در بخش پیشین، فرض بر این بود که لایه خاک الاستیک تا عمق بینهایت امتداد می یابد. ولی اگر در عمق محدودی به فاصله h در زیر سطح، بستر صلبی مطابق با شکل ۴-۷ وجود داشته باشد، نشست الاستیک لایه خاک تراکم پذیر را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_e = \int_0^\infty \varepsilon_z\, dz - \int_h^\infty \varepsilon_z\, dz$$

که ε_z کرنش فشاری قائم در عمق z می باشد، به عبارت دیگر:

$$S_e = S_{e(z=0)} - S_{e(z=h)} \qquad (۴-۸)$$



شکل ۴-۸ تأثیر بستر صلب قرار گرفته در عمق محدود بر نشست الاستیک فونداسیون

اگوروف[1] [5] نشست الاستیک در زیر مرکز سطح دایره ای با بارگذاری یکنواخت و شعاع R و سطح مستطیلی با ابعاد L×B را محاسبه نموده است. او فرض نمود که اصطکاکی بین لایه خاک و بستر صلب وجود ندارد. بر طبق این روش [4] داریم:

[1] Egorov

- **سطح دایره ای:**

$$S_e \text{ (مرکز، انطاف پذیر)} = \frac{Rq}{E_s}(1-\nu^2)\alpha_1 \qquad (۹-۴)$$

$$S_e \text{ (مرکز، صلب)} = \frac{Rq}{E_s}(1-\nu^2)\alpha_2 \qquad (۱۰-۴)$$

در این روابط، R شعاع سطح دایره ای می باشد.

- **سطح مستطیلی** $(B \times L)$ **:**

$$S_e \text{ (مرکز، انطاف پذیر)} = \frac{Bq}{E_s}(1-\nu^2)\alpha_3 \qquad (۱۱-۴)$$

$$S_e \text{ (مرکز، صلب)} = \frac{Bq}{E_s}(1-\nu^2)\alpha_4 \qquad (۱۲-۴)$$

مقادیر α_1 و α_2 برای مقادیر مختلف h/R در جدول ۵.۱۰ ارائه شده اند. به طور مشابه، تغییرات α_3 و α_4 در جدول ۵.۱۱ نشان داده شده است.

جدول ۴–۲ تغییرات α_1 و α_2

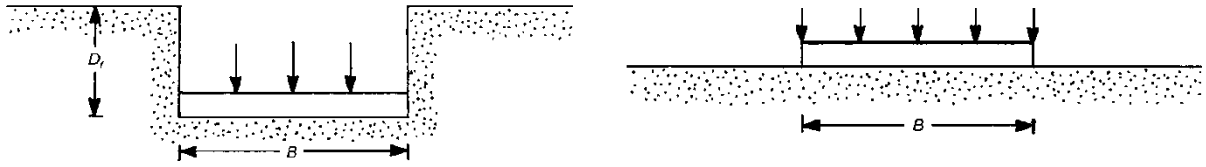
h / R	α_1	α_2
0	0	0
0.5	0.52	0.45
1.0	1.00	0.79
2.0	1.44	1.16
3.0	1.62	1.32
5.0	1.78	1.48
10.0	1.88	1.64

جدول ۴–۳ تغییرات α_3 و α_4

h / B	L / B									
	1		2		3		4		5	
	α_3	α_4	α_3	α_4	α_3	α_4	α_3	α_4	α_3	α_4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	0.25	0.226	0.25	0.23	0.25	0.23	0.25	0.24	0.25	0.238
0.50	0.51	0.403	0.51	0.43	0.51	0.44	0.51	0.44	0.51	0.446
1	0.77	0.609	0.87	0.7	0.88	0.73	0.88	0.75	0.88	0.764
1.5	0.88	0.711	1.07	0.86	1.12	0.91	1.13	0.95	1.13	0.982
2.5	0.98	0.8	1.24	1.01	1.36	1.12	1.44	1.2	1.45	1.256
5	1.05	0.873	1.39	1.16	1.56	1.31	1.75	1.48	1.87	1.619

۴–۸ تاثیر عمق استقرار فونداسیون

نظریه های ارائه شده در بخش های پیشین برای حالت هایی هستند که در آن ها بارگذاری در سطح لایه خاک (شکل ۴–۹–الف) انجام می گیرد. در عمل فونداسیون ها در عمق مشخصی پایین تر از سطح زمین قرار داده می شوند (شکل ۴–۹–ب). نشست الاستیک یک فونداسیون مدفون همیشه کمتر از زمانی است که فونداسیون در سطح قرار گرفته است. ولی تا به این لحظه مطالعات نظری محدودی در این باره انجام یافته است. به هر حال استفاده از مقادیر نشست های سطحی می تواند در جهت اطمینان باشد.



(ب) (الف)

شکل ۴–۹ تأثیر عمق مدفون بر نشست الاستیک فونداسیون (توجه: طول فونداسیون = L، عرض فونداسیون = B)

۴–۹ پارامترهای الاستیک

برای محاسبه نشست الاستیک یک فونداسیون، باید پارامترهایی همچون مدول الاستیسیته خاک E_s و نسبت پواسون ν خاک را در اختیار داشته باشیم. در اکثر مواقع اگر نتایج آزمایش های آزمایشگاهی موجود نباشند، این مقادیر را باید از طریق روابط تجربی تخمین زد. بعضی از مقادیر پیشنهادی نسبت پواسون در جدول ۴-۴ ارائه شده اند.

جدول ۴–۴ مقادیر پیشنهادی نسبت پواسون

نوع خاک	نسبت پواسون، ν
ماسه درشت دانه	0.15 – 0.20
ماسه شل با دانه بندی متوسط	0.20 – 0.25
ماسه ریز دانه	0.25 – 0.30
سیلت ماسه دار و سیلت	0.3 – 0.35
رس اشباع (زهکشی نشده)	0.50
رس اشباع – با پیش تحکیمی پایین (زهکشی شده)	0.2 – 0.4

تراوتمان و کولهاوی[1] [7] از رابطه زیر برای تخمین نسبت پواسون استفاده نمودند (حالت زهکشی شده):

$$\nu = 0.1 + 0.3\,\phi_{rel} \qquad (۱۳-۴)$$

$$\phi_{rel} = \text{زاویه اصطکاک نسبی} = \frac{\phi_{tc} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ} \qquad (0 \le \phi_{rel} \le 1) \qquad (۱۴-۴)$$

ϕ_{tc} = زاویه اصطکاک بدست آمده از آزمایش سه محوری زهکشی شده فشاری

در گذشته روابط همبستگی متعددی بین مدول الاستیسیته ماسه با مقاومت نفوذ استاندارد صحرایی N و مقاومت نفوذ مخروط q_c ارائه شده است. به طور مثال اشمرتمن [8] رابطه زیر را پیشنهاد نموده است:

$$E_s\,(kN/m^2) = 766N \qquad (۱۵-۴)$$

$$E_s\,(U.S.ton/ft^2) = 8N \qquad (۱۶-۴)$$

اشمرتمن و هارتمان[2] [9] توصیه های زیر را در رابطه با تخمین E_s ماسه با استفاده از مقاومت نفوذ مخروط ارائه نمودند:

$$E_s = 2.5q_c \qquad \text{(فونداسیون های دایره ای و مربعی)} \qquad (۱۷-۴)$$

$$E_s = 3.5q_c \qquad \text{(فونداسیون نواری، } L/B \ge 10\text{)} \qquad (۱۸-۴)$$

[1] Trautman and Kulhawy
[2] Schmertmann and Hartman

محدوده عمومی تغییرات مدول الاستیسیته خاک E_s در جدول ۴-۵ ارائه شده است.

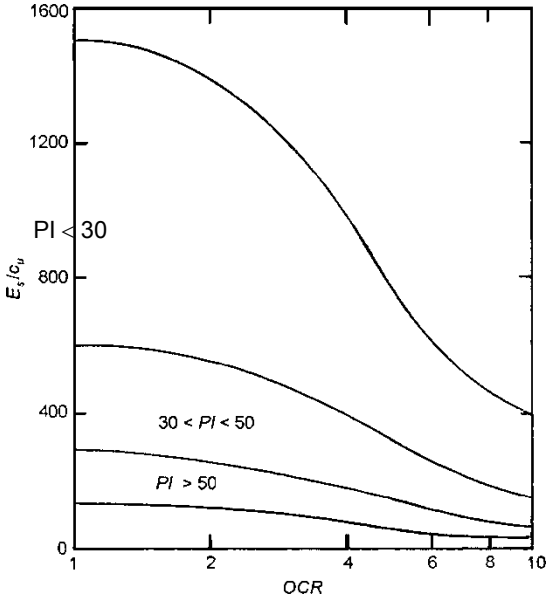
جدول ۴–۵ محدوده عمومی تغییرات مدول الاستیسیته ماسه

نوع خاک	$E_s(kN/m^2)$
ماسه درشت دانه و ماسه با دانه بندی متوسط	
▪ شل	25000 – 35000
▪ تراکم متوسط	30000 – 40000
▪ متراکم	40000 – 45000
ماسه ریز دانه	
▪ شل	20000 – 25000
▪ تراکم متوسط	25000 – 35000
▪ متراکم	35000 – 40000
سیلت ماسه دار	
▪ شل	8000 – 12000
▪ تراکم متوسط	10000 – 12000
▪ متراکم	12000 - 15000

در بسیاری از موارد، مدول الاستیسیته خاک های رسی اشباع (زهکشی نشده) به مقاومت برشی زهکشی نشده c_u ارتباط داده می شوند. دی آپولونیا و همکاران[1] [10] با گرد آوری نتایج آزمایش های صحرایی متعدد رابطه زیر را ارائه نمودند:

$$\frac{E_s}{c_u} = 1000 \sim 1500 \qquad \text{(برای رس های غیر آلی با حد خمیری متوسط تا زیاد)} \qquad (۱۹-۴)$$

دانکن و بوچیگنانی[2] [11] رابطه ای بین E_s/c_u با نسبت بیش تحکیمی و شاخص خمیری PI رس های مختلف ارائه نمودند که در شکل ۴-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۴–۱۰ رابطه ارائه شده توسط دانکن و بوچیگنانی برای مدول الاستیسیته رس در شرایط زهکشی نشده

[1] D'Appolonia et al.
[2] Duncan and Buchignani

۴–۱۰ نشست ارتجاعی در رس اشباع به روش جانبو و همکاران

جانبو و همکاران، معادله تعمیم یافته ای برای تخمین نشست الاستیک میانگین فونداسیون انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت در روی رس اشباع ($\nu = 0.5$) ارائه داده اند که مشابه نشست ارتجاعی مصالح الاستیک می باشد. در این روش (الف) اثر عمق مدفون D_f و (ب) حضور احتمالی لایه صلب در عمق سطحی زیر فونداسیون چنان که در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است در نظر گرفته می شود. رابطه نشست در روش جانبو و همکاران به صورت زیر می باشد:

$$S_e = \mu_1 \mu_2 \frac{qB}{E_s} \qquad (۲۰-۴)$$

چنان که ،

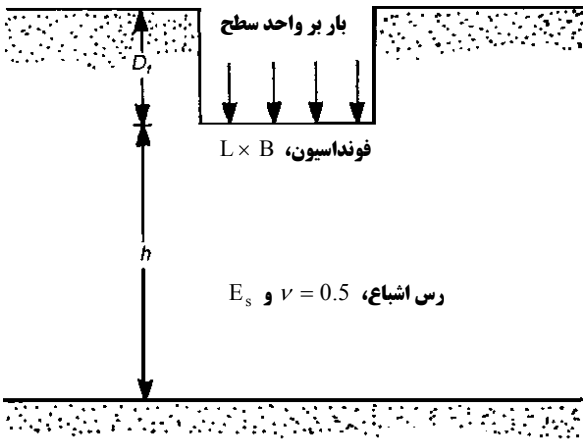
$$\mu_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$\mu_2 = f\left(\frac{h}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

L = طول فونداسیون

B = عرض فونداسیون

کریستیان و کاریر[1] [13] مقادیر بحرانی ضرایب μ_1 و μ_2 را محاسبه نموده و نتایج را در قالب نمودارهایی ارائه کردند. مقادیر درون یابی شده μ_1 و μ_2 از این نمودارها در جداول ۴–۶ و ۴–۷ ارائه شده اند.



شکل ۴–۱۱ نشست فونداسیون در روی رس اشباع

جدول ۴–۶ تغییرات μ_1 با D_f/B

D_f/B	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
μ_1	1.0	0.9	0.88	0.875	0.87	0.865	0.863	0.860	0.856	0.854	0.850

[1] Christian and Carrier

جدول ۴–۷ تغییرات μ_2 با h / B

h / B	دایره	L / B				
		1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

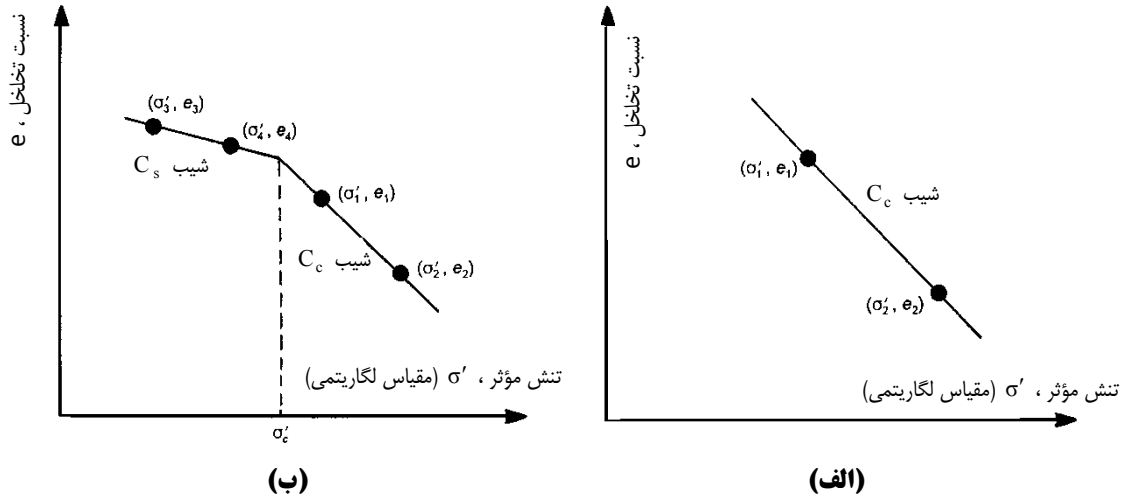
۴–۱۱ مبانی عمومی نشست تحکیمی

نشست تحکیمی فرآیندی وابسته به زمان است که در اثر خروج آب منفذی اضافی در خاک های رسی اشباع قرار گرفته در زیر سفره آب زیر زمینی رخ می دهد و علت آن هم افزایش تنش ناشی از اعمال بار فونداسیون می باشد. برای یک رس عادی تحکیم یافته، طبیعت تغییرات نسبت تخلخل، e با تنش مؤثر قائم σ' مطابق شکل ۴-۱۲-الف می باشد. دیاگرام مشابهی نیز برای رس های پیش تحکیم یافته در شکل ۴-۱۲-ب نشان داده شده است. در این شکل فشار پیش تحکیمی برابر است با σ'_c شیب دیاگرام e در برابر $\text{Log}\,\sigma'$ در بخش عادی تحکیم یافته خاک شاخص فشردگی C_c نامیده می شود که رابطه آن به صورت زیر می باشد:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log}\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \qquad (\text{برای } \sigma'_1 \geq \sigma'_c) \qquad (۴-۲۱)$$

به طور مشابه شیب دیاگرام e در برابر $\text{Log}\,\sigma'$ در بخش بیش تحکیم یافته شاخص تورم نامیده می شود که رابطه آن به صورت زیر می باشد:

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\text{Log}\left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3}\right)} \qquad (\text{برای } \sigma'_4 \leq \sigma'_c) \qquad (۴-۲۲)$$



شکل ۴–۱۲ طبیعت تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر (الف) رس عادی تحکیم یافته (ب) رس بیش تحکیم یافته

برای رس های عادی تحکیم یافته، ترزاقی و پک[1] ، رابطه زیر را بین شاخص تراکم و حد روانی ارائه داده اند:

$$C_c = 0.009\,(LL - 10) \qquad (۲۳-۴)$$

که در این رابطه LL حد روانی می باشد.

رابطه پیشین دارای خطایی در حدود $\pm 30\%$ است و نباید برای رس های با درجه حساسیت بزرگتر از ۴ استفاده شود. ترزاقی و پک [19] همچنین رابطه مشابهی برای رس های ریمولد[2] (نمونه هایی که در آزمایشگاه برای انجام آزمایش ساخته می شوند) به صورت زیر ارائه داده اند:

$$C_c = 0.007\,(LL - 10) \qquad (۲۴-۴)$$

روابط همبستگی متعددی بین شاخص تراکم با پارامترهای شاخص خاک ارائه شده اند که بعضی از آن ها در ادامه ارائه می گردند:

$$C_c = 0.01\,\omega_N \quad \text{(برای رس شیکاگو)} \qquad (۲۵-۴)$$

$$C_c = 0.0046\,(LL - 9) \quad \text{(برای رس برزیلی)} \qquad (۲۶-۴)$$

$$C_c = 1.21 + 1.055\,(e_\circ - 1.87) \quad \text{(برای رسی ماتلی ، شهر سائوپائولو)} \qquad (۲۷-۴)$$

$$C_c = 0.208\,e_\circ + 0.0083 \quad \text{(برای رس شیکاگو)} \qquad (۲۸-۴)$$

$$C_c = 0.0115\,\omega_N \qquad (۲۹-۴)$$

چنان که ،

ω_N = رطوبت طبیعی خاک بر حسب درصد، $e_\circ$ = نسبت تخلخل درجا

شاخص تورم، C_s خاک در حدود 1/5 تا 1/10 شاخص تراکم می باشد.

۱۲-۴ مبانی عمومی نشست تحکیمی

لایه ای خاک رسی به ضخامت H_c در شکل ۴-۱۳ نشان داده شده است. فرض کنید که نسبت تخلخل اولیه قبل از احداث فونداسیون، $e_\circ$ و تنش مؤثر قائم میانگین در لایه رس برابر $\sigma'_\circ$ باشد. فونداسیون قرار گرفته در عمق D_f در معرض افزایش فشار خالص میانگین q قرار دارد. این مسأله باعث افزایش تنش قائم در خاک می شود. اگر افزایش تنش قائم در هر نقطه در زیر مرکز فونداسیون برابر $\Delta\sigma$ باشد، افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_{av}$ در لایه رس را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{H_2 - H_1}\int_{z=H_1}^{z=H_2} (\Delta\sigma)\,dz \qquad (۳۰-۴)$$

نشست تحکیمی، S_c در اثر این افزایش تنش میانگین را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

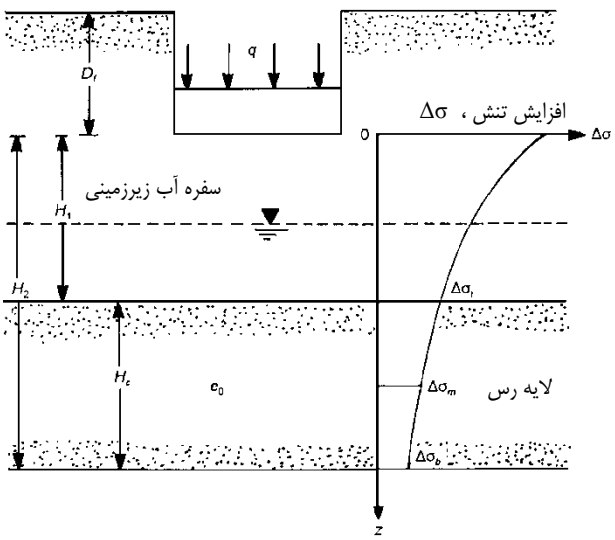
$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_\circ} = \frac{C_c H_c}{1+e_\circ}\,\mathrm{Log}\left(\frac{\sigma'_\circ + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_\circ}\right) \quad (\sigma'_\circ = \sigma'_c \text{ ،برای رس عادی تحکیم یافته}) \qquad (۳۱-۴)$$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_\circ} = \frac{C_s H_c}{1+e_\circ}\,\mathrm{Log}\left(\frac{\sigma'_\circ + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_0}\right) \quad (\sigma'_\circ + \Delta\sigma_{av} \geq \sigma'_c \text{ و رس بیش تحکیم یافته}) \qquad (۳۲-۴)$$

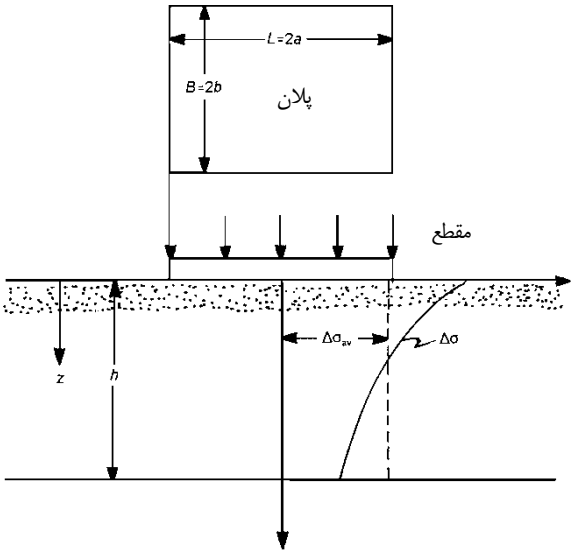
$$S_c = \frac{\Delta_e}{1+e_\circ} = \frac{C_s H_c}{1+e_\circ}\,\mathrm{Log}\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_\circ}\right) + \frac{C_c H_c}{1+e_\circ}\,\mathrm{Log}\left(\frac{\sigma'_\circ + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_c}\right) \quad (\sigma'_\circ < \sigma'_c < \sigma'_\circ + \Delta\sigma_{av} \text{ برای رس بیش تحکیم یافته}) \qquad (۳۳-۴)$$

چنان که $\Delta e_\circ$ = تغییر در نسبت تخلخل در اثر تحکیم اولیه

[1] Terzaghi and Peck
[2] Remolded Clay



شکل ۴-۱۳ محاسبه نشست تحکیمی اولیه



شکل ۴-۱۴ افزایش تنش متوسط ، $\Delta\sigma_{av}$

معادلات فوق را به دو طریق برای محاسبه نشست تحکیمی اولیه می توان به کار بست.این دو روش عبارتند از:

روش A

بر طبق این روش، σ'_0 تنش مؤثر میانگین موجود در خاک است (یعنی تنش مؤثر در وسط لایه رس). مقدار $\Delta\sigma_{av}$ را می توان به صورت زیر محاسبه نمود (شکل ۴-۱۳):

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{6}(\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b) \qquad (۳۴-۴)$$

چنان که $\Delta\sigma_t$، $\Delta\sigma_m$ و $\Delta\sigma_b$ = افزایش تنش به ترتیب در بالا، وسط و پایین لایه رس می باشد.

افزایش تنش میانگین $\Delta\sigma_{av}$، از $z=0$ تا $z=H$ در زیر مرکز یک سطح مستطیلی انعطاف پذیر با بارگذاری یکنواخت (شکل ۴-۱۴) توسط گریفیتس[1] [21] با استفاده از انتگرال گیری بدست آمده است، یعنی ،

$$\Delta\sigma_{av} = q I_{av} \qquad (۳۵-۴)$$

چنان که ،

$$I_{av} = f\left(\frac{a}{h}, \frac{b}{h}\right) \qquad (۳۶-۴)$$

a,b = نصف طول و نصف عرض فونداسیون

تغییرات I_{av} به صورت تابعی از a/h و b/h در شکل ۴-۱۵ ارائه شده است. توجه به این مسأله مهم است که I_{av} محاسبه شده با استفاده از این شکل برای افزایش تنش میانگین از $z=0$ تا $z=h$ (شکل ۴-۱۴) می باشد. برای محاسبه افزایش تنش میانگین در لایه رسی چنان که در شکل ۴-۱۶نشان داده شده است ،

$$I_{av(h_1/h_2)} = \frac{h_2 I_{av(h_2)} - h_1 I_{av(h_1)}}{h_2 - h_1}$$

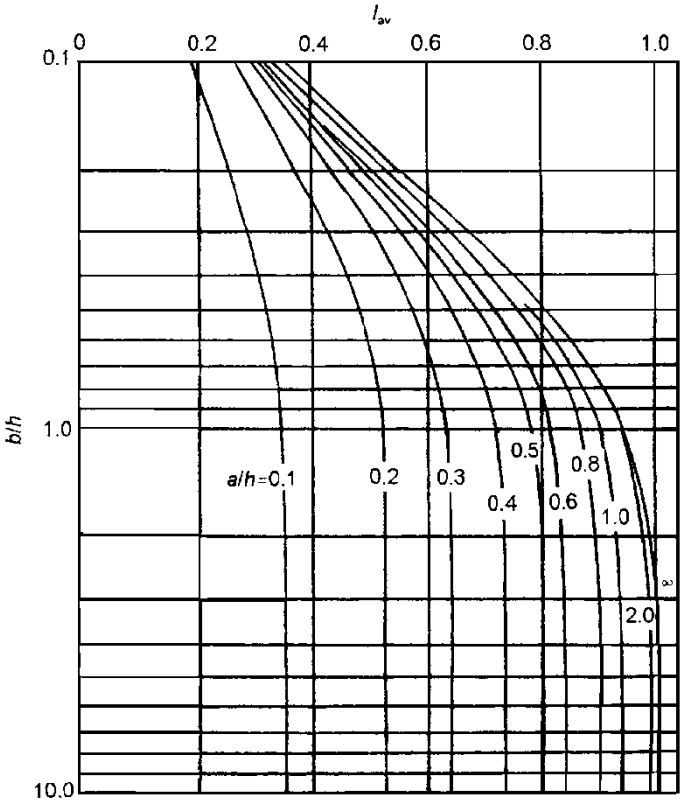
[1] Griffiths

به طوری که ،

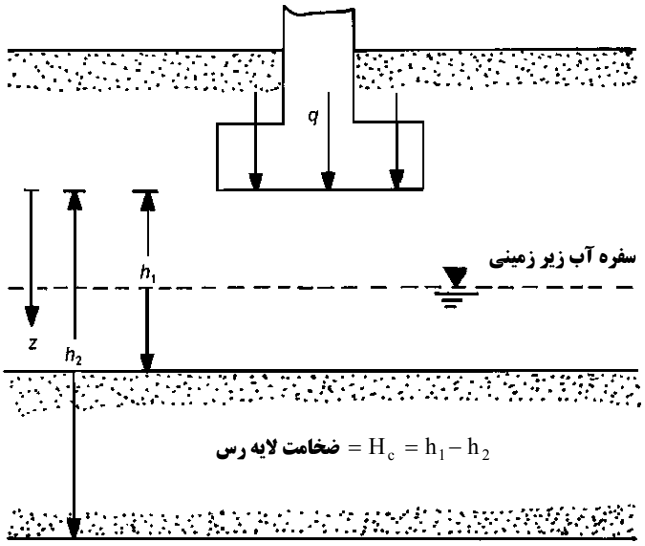
$$I_{av(h_2)} = f\left(\frac{a}{h_2}, \frac{b}{h_2}\right) \quad و \quad I_{av(h_1)} = f\left(\frac{a}{h_1}, \frac{b}{h_1}\right) \quad و \quad h_2 - h_1 = H_c$$

بنابراین ،

$$\Delta\sigma_{av} = q\left[\frac{h_2\, I_{av(h_2)} - h_1\, I_{av(h_1)}}{H_c}\right] \qquad (۳۷-۴)$$



شکل ۴–۱۵ تغییرات I_z **با** a/h **و** b/h

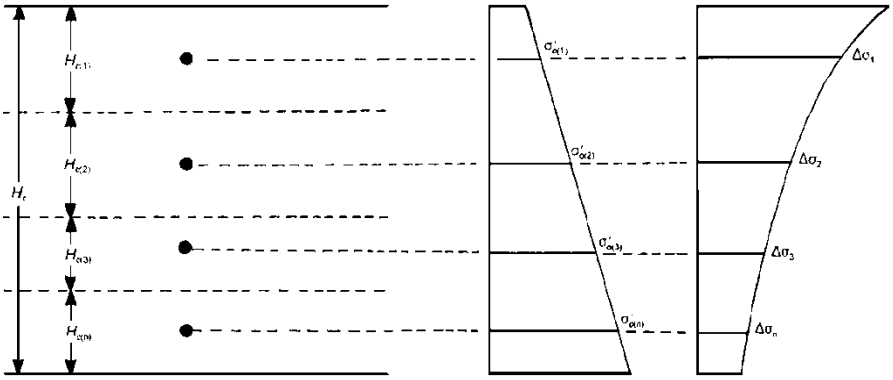


شکل ۴–۱۶ افزایش تنش متوسط در لایه رس

روش B

در این روش لایه خاک رس را می توان به لایه های متعدد به ضخامت های $H_{c(1)}, H_{c(2)}, \ldots H_{c(n)}$ تقسیم نمود (شکل ۴-۱۷). بدین ترتیب تنش های مؤثر درجا در وسط هر لایه برابر خواهد بود با $\sigma'_{\circ(1)}, \sigma'_{\circ(2)}, \ldots \sigma'_{\circ(n)}$. افزایش تنش میانگین در هر لایه را می توان تقریباً برابر افزایش تنش قائم در وسط هر لایه خاک در نظر گرفت [یعنی $\Delta\sigma_{av(1)} \approx \Delta\sigma_1$ ، $\Delta\sigma_{av(2)} \approx \Delta\sigma_2$ ، . . . . ، $\Delta\sigma_{av(n)} \approx \Delta\sigma_n$]. بنابراین نشست تحکیمی کل لایه برابر خواهد بود با :

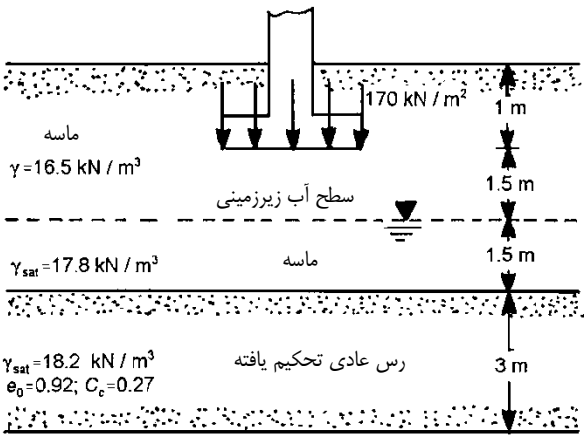
$$S_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e_i}{1+e_{\circ(i)}} H_i \qquad (۳۸-۴)$$



شکل ۴-۱۷ محاسبه نشست تحکیمی با استفاده از روش B

مثال

با رجوع به شکل ۴-۱۸ و با استفاده از روش A، نشست تحکیمی اولیه فونداسیونی با ابعاد $1.5m \times 3m\ (B \times L)$ را بدست آورید.



شکل ۴-۱۸

حل مسأله:

با استفاده از معادله (۵.۸۹)

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1+e_\circ} \mathrm{Log}\left(\frac{\sigma'_\circ + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_\circ}\right)$$

با در اختیار داشتن پارامترهای $C_c = 0.27$ ، $H_c = 3m$ ، $e_\circ = 0.92$

$$\sigma'_\circ = (1+1.5)(16.5)+(1.5)(17.8-9.81)+\frac{3}{2}(18.2-9.81) = 65.82\,kN/m^2$$

$$a = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5\,m$$

$$b = \frac{B}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75\,m$$

$$h_1 = 1.5+1.5 = 3\,m$$

$$h_2 = 1.5+1.5+3 = 6\,m$$

$$\frac{a}{h_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5\,;\frac{b}{h_1} = \frac{0.75}{3} = 0.25$$

با رجوع به شکل ۵.۳۱، $I_{av\,(h_1)} = 0.54$

به طور مشابه ،

$$\frac{a}{h_2} = \frac{1.5}{6} = 0.25\,;\frac{b}{h_2} = \frac{0.75}{6} = 0.125$$

با رجوع به شکل ۵.۳۱، $I_{av\,(h_2)} = 0.34$

حال با توجه به معادله (۵.۹۵) داریم:

$$\Delta\sigma_{av} = q\left[\frac{h_2\,I_{av\,(h_2)} - h_1\,I_{av\,(h_1)}}{H_c}\right] = 170\left[\frac{(6)(0.34)-(3)(0.54)}{3}\right] = 23.8\,kN/m^2$$

$$S_c = \frac{(0.27)(3)}{1+0.9}Log\left(\frac{65.82+23.8}{65.82}\right) = 0.057\,m = 57\,mm$$

مثال

مسأله قبل را با استفاده از روش B حل نمایید (توجه: لایه رس را به سه لایه هریک به ضخامت ۱ متر تقسیم نمایید).

حل مسئله:

با ایجاد جدولی به صورت زیر انجام محاسبات راحت تر خواهد شد:

محاسبه σ'_o:

شماره لایه	ضخامت لایه، H_i (متر)	عمق تا وسط لایه رس (متر)	$\sigma'_\circ$ (kN/m^2)
1	1	1+1.5+1.5+0.5=4.5	(1+1.5)16.5+(1.5)(17.8 -9.81) +(0.5)(18.2-9.81)=57.43
2	1	4.5+1=5.5	57.43+(1)(18.2-9.81)=65.82
3	1	5.5+1=6.5	65.82+(1)(18.2-9.81)=74.21

محاسبه $\Delta\sigma_{av}$:

شماره لایه	ضخامت لایه، H_i (متر)	عمق تا وسط لایه از زیر فونداسین، z (متر)	[a] L/B	z/B	[b] $\frac{\Delta\sigma_{(av)}}{q}$	[c] $\Delta\sigma_{av}$
1	1	3.5	2	2.33	0.16	27.2
2	1	4.5	2	3.0	0.095	16.15
3	1	5.5	2	3.67	0.07	11.9

[a] $B = 1.5\,m; L = 3\,m$ [b] جدول ۵.۳ [c] $q = 170\,kN/m^2$

$$S_c = \sum \frac{C_c H_i}{1+e_\circ} \text{Log}\left[\frac{\sigma'_{\circ(i)} + \Delta\sigma_{av(i)}}{\sigma'_{\circ(i)}}\right]$$

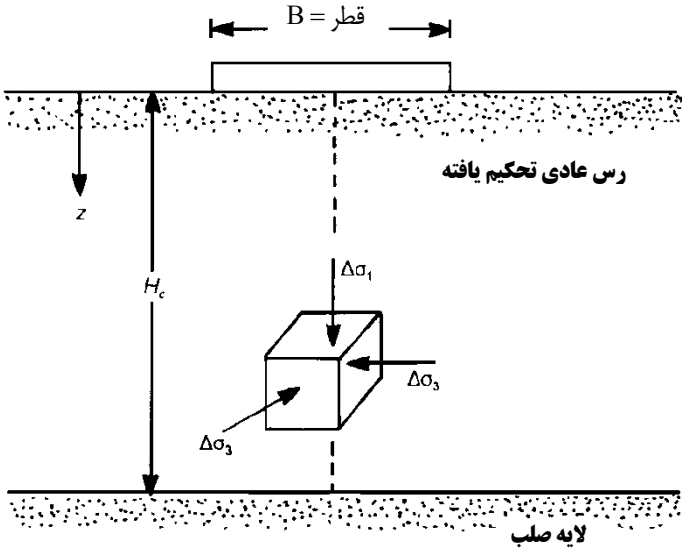
$$= \frac{(0.27)(1)}{1+0.9}\left[\text{Log}\left(\frac{57.43+27.2}{57.43}\right) + \text{Log}\left(\frac{65.82+16.15}{65.82}\right) + \text{Log}\left(\frac{74.21+11.19}{74.21}\right)\right]$$

$$= (0.142)(0.168 + 0.096 + 0.065) = 0.047 \text{ m} = 47 \text{ mm}$$

۴–۱۳ تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه

روش ارائه شده در بخش پیشین مربوط به نشست تک بعدی بوده و زمانی که عرض فونداسیون در مقایسه با ضخامت لایه تراکم پذیر، H_c بزرگ است و همچنین زمانی که مصالح تراکم پذیر بین دو لایه خاک سخت تر قرار دارد نتایج خوبی بدست می دهد. دلیل این مسأله این است که در حالت های فوق مقدار کرنش های افقی نسبتاً کوچک هستند.

برای این که تأثیر حالت سه بعدی خاک در محاسبات نشست در نظر گرفته شود، اسکمپتون و بیروم[1] تصحیحی برای نشست های تحکیمی یک بعدی رس های عادی تحکیم یافته ارائه داده اند. برای فونداسیونی دایره ای (قطر = B) در روی لایه ای رس عادی تحکیم یافته به ضخامت H رابطه اصلاحی به صورت زیر است:



شکل ۴–۱۹ تأثیر حالت سه بعدی در نشست تحکیمی اولیه (فونداسیون دایره ای با قطر B)

$$S_c = \mu_{c(NC)} \times S_{c(oed)}$$

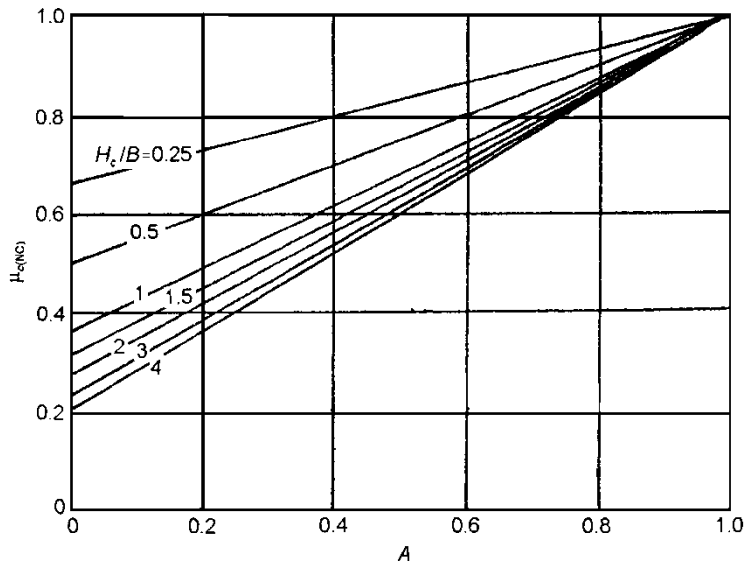
تغییرات $\mu_{c(NC)}$ با A و H_c / B در شکل ۴–۲۰ نشان داده شده است.

به طور مشابه برای فونداسیون نواری داریم:

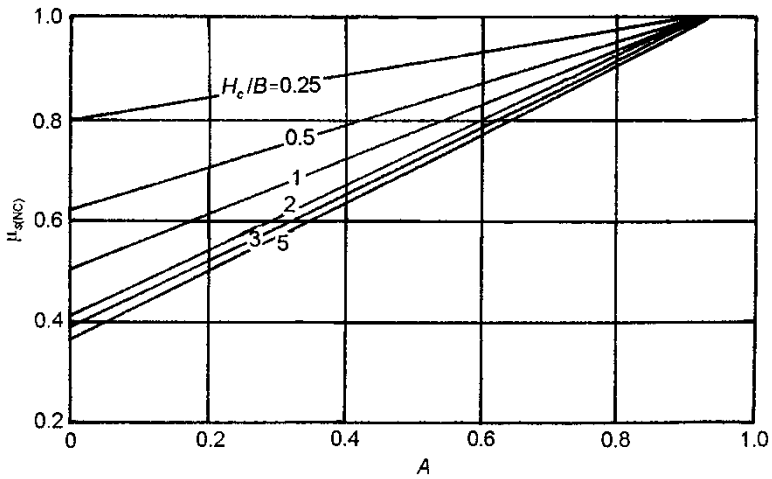
$$S_c = \mu_{c(NC)} \times S_{c(oed)}$$

نمودار $\mu_{s(NC)}$ با A برای مقادیر مختلف H_c/B در شکل ۴–۲۱ نشان داده شده است.

[1] Skempton and Bjerrum



شکل ۴–۲۰ تغییرات $\mu_{c(NC)}$ با A و H_c/B (فونداسیون دایره ای)



شکل ۴–۲۱ تغییرات $\mu_{s(NC)}$ با A و H_c/B (فونداسیون نواری)

لئوناردز[1] [23] ضریب تصحیح $\mu_{c(OC)}$ مربوط به تأثیر تحکیم در حالت سه بعدی را برای فونداسیون دایره ای قرار گرفته در روی رس بیش تحکیم یافته به صورت زیر ارائه نمود:

$$S_e = \mu_{c(OC)} S_{c(oed)} \qquad (۳۹-۴)$$

چنان که

$$\mu_{c(OC)} = f\left(OCR \text{ ، } \frac{B}{H_c}\right) \qquad (۴۰-۴)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_\circ} \qquad (۴۱-۴)$$

σ'_c = فشار پیش تحکیمی

$\sigma'_\circ$ = تنش تحکیمی مؤثر موجود

مقادیر درون یابی شده $\mu_{c(OC)}$ از نتایج کارهای لئوناردز [24] در جدول ۴–۸ ارائه شده است.

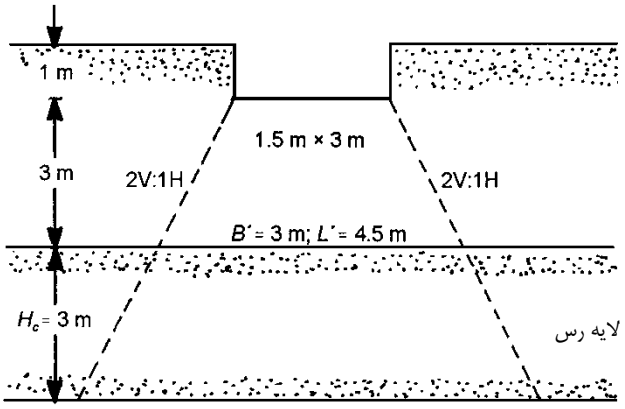
[1] Leonards

مثال

با رجوع به مثال قبل و با فرض این که پارامتر فشار آب منفذی A برای رس برابر 0.6 است، با در نظر گرفتن اثرات سه بعدی، نشست تحکیمی را محاسبه نمایید.

جدول ۴–۸ تغییرات $\mu_{c(OC)}$ با OCR و B/H_c

OCR	$\mu_{c(OC)}$		
	$B/H_c = 4.0$	$B/H_c = 1.0$	$B/H_c = 0.2$
1	1	1	1
2	0.986	0.957	0.929
3	0.972	0.914	0.842
4	0.964	0.871	0.771
5	0.950	0.829	0.707
6	0.943	0.800	0.643
7	0.929	0.757	0.586
8	0.914	0.729	0.529
9	0.900	0.700	0.493
10	0.886	0.671	0.457
11	0.871	0.643	0.429
12	0.864	0.629	0.414
13	0.857	0.614	0.400
14	0.850	0.607	0.386
15	0.843	0.600	0.371
16	0.843	0.600	0.357



شکل ۴–۲۲

حل مسئله

توجه نمایید که معادله (۵.۱۰۱) و شکل ۵.۳۶ تنها برای حالت متقارن محوری معتبر هستند گرچه می توان از یک روش تقریبی نیز استفاده نمود. با رجوع به شکل ۵.۴۰ اگر فرض نماییم که بار فونداسیون به صورت هرمی با شیب ۲ به ۱ (۲قائم – ۱ افقی) توزیع می شود، آنگاه ابعاد سطح بارگذاری شده در بالای لایه رس برابر خواهد شد با:

$$B' = 1.5 + \frac{1}{2}(3) = 3\,\text{m}$$

$$L' = 3 + \frac{1}{2}(3) = 4.5\,\text{m}$$

قطر دایره معادل B_{eq} را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$\frac{\pi}{4}B_{eq}^2 = B'L'$$

یا

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{\pi}{4}B'L'} = \sqrt{\left(\frac{\pi}{4}\right)(3)(4.5)} = 4.15\,m$$

$$\frac{H_c}{B} = \frac{3}{4.15} = 0.723$$

با رجوع به شکل ۵.۳۶ به ازاء $A = 0.6$ و $H_c / B = 0.723$، مقدار $\mu_{c(NC)} \approx 0.76$ بدست می آید. بنابراین ،

$$S_c = S_{c(oed)}\,\mu_{c(NC)} = (57)(0.76) = 43.3\,mm$$

۴–۱۴ نشست تحکیمی ثانویه

تحکیم ثانویه پس از به اتمام رسیدن تحکیم اولیه و اساساً تحت تنش مؤثر ثابت مطابق با شکل ۴-۲۳ رخ می دهد. شیب دیاگرام نسبت تخلخل در برابر لگاریتم زمان برابر است با C_α. به عبارت دیگر ،

$$C_\alpha = \text{شاخص تراکم ثانویه} = \frac{\Delta e}{Log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \qquad (۴۲-۴)$$

نشست تحکیمی ثانویه S_s را به صورت زیر می توان محاسبه نمود:

$$S_s = \frac{C_\alpha H_c}{1+e_p} Log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad (۴۳-۴)$$

چنان که ،

e_p = نسبت تخلخل در پایان تحکیم اولیه و t_1, t_2 = زمان

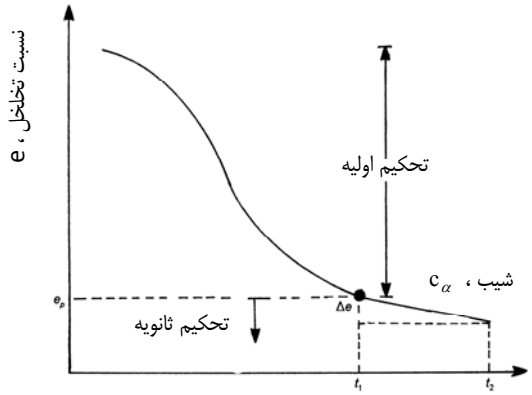
مقدار شاخص تراکم ثانویه می تواند محدوده گسترده ای را شامل شود که بعضی از مقادیر آن عبارتند از:

رس های بیش تحکیم یافته (OCR > 2 ~ 3) . . . . . > 0.001

خاک های آلی . . . . . 0.025 و یا بیشتر

رس های عادی تحکیم یافته . . . . . 0.004 – 0.025

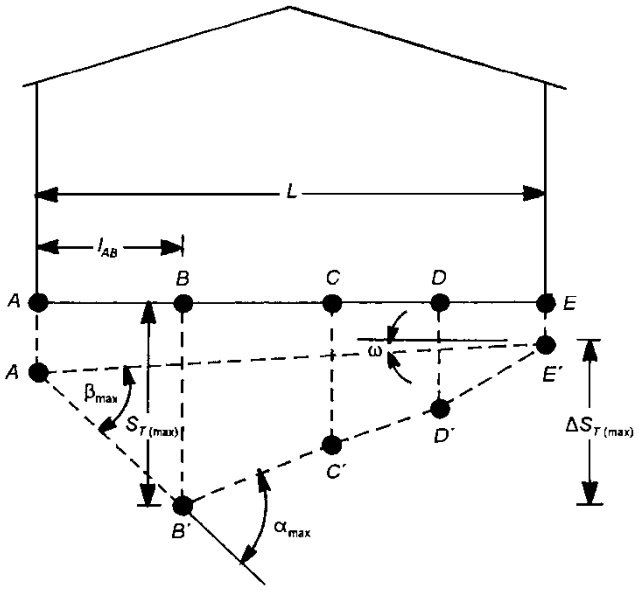
در اکثر موارد، تحکیم ثانویه در مقایسه با نشست تحکیمی اولیه کوچک می باشد. اگر چه این نشست در خاک های رسی خیلی پلاستیک و خاک های آلی می تواند قابل توجه باشد.



شکل ۴–۲۳ نشست تحکیمی ثانویه

۴–۱۵ مفهوم عمومی نشست تفاضلی

در اکثر موارد، خاک زیر فونداسیون همگن نیست و بار وارد بر فونداسیون های سطحی یک سازه مشخص می تواند تغییرات گسترده ای داشته باشد. درنتیجه درنقاط مختلف یک سازه می توان انتظار نشست های مختلفی را داشت. نشست تفاضلی نقاط مختلف یک سازه می تواند باعث آسیب دیدن روسازه گردد. بنابراین باید ضوابط مشخصی برای تعیین نشست تفاضلی و مقادیر حدی این پارامترها وضع گردد تا سازه عملکرد مطلوبی داشته باشد. بدین جهت بورلند و ورث[1] [24] پارامترهای مهم مربوط به نشست های تفاضلی را چنان که در شکل ۴-۲۴ نشان داده شده است بیان نمودند.



شکل ۴–۲۴ تعاریف پارامترهای نشست تفاضلی

این شکل سازه ای را نشان می دهد که نقاط مختلف فونداسیون آن در A,B,C,D,E هر یک متحمل نشست هایی شده اند. نشست در A برابر است با AA'، در B برابر است با BB' و . . . . . برمبنای این شکل می توان پارامترهای زیر را تعریف نمود:

S_T = نشست کل یک نقطه مشخص از سازه

ΔS_T = اختلاف نشست بین دو بخش سازه

α = شیب دو نقطه متوالی

β = اعوجاج زاویه ای = $\Delta S_{t(ij)} / l_{ij}$ (توجه شود که l_{ij} = فاصله بین نقاط i و j)

ω = کج شدگی سازه

Δ = خیز نسبی

Δ / L = نسبت خیز

از سال ۱۹۵۰ تاکنون محققین و آیین نامه های ساختمانی متعدد ، مقادیر مجاز مختلفی برای پارامترهای فوق توصیه نموده اند. بعضی از این مقادیر توصیه شده در ادامه ارائه شده است.

[1] Burland and Worth

۴–۱۶ مفهوم عمومی نشست تفاضلی

در سال ۱۹۵۶، اسکمپتون و مک دونالد[1] [25] مقادیر حدی زیر را برای حداکثر نشست، حداکثر نشست تفاضلی و حداکثر اعوجاج زاویه ای برای استفاده در آیین نامه های ساختمانی پیشنهاد نمودند.

نشست حداکثر $S_{T(max)}$	
در ماسه	۳۲ میلیمتر
در رس	۴۵ میلیمتر
حداکثر نشست تفاضلی، $\Delta S_{T(max)}$	
فونداسیون منفرد در ماسه	۵۱ میلیمتر
فونداسیون منفرد در رس	۷۶ میلیمتر
پی گسترده در ماسه	۷۶ – ۵۱ میلیمتر
پی گسترده در رس	۱۲۷ – ۷۶ میلیمتر
حداکثر اعوجاج زاویه ای β_{max}	۱/۳۰۰

پولشین و توکار[2] [26] بر مبنای تجارب حرفه ای، نسبت های خیز مجاز سازه ها را به صورت تابعی از L/H (L= طول، H= ارتفاع سازه) به صورت زیر ارائه داده اند:

$\Delta / L = 0.0003$ برای $L/H \le 2$

$\Delta / L = 0.001$ برای $L/H = 8$

آیین نامه شوروی سابق (۱۹۵۵) نیز، مقادیر مجاز زیر را توصیه نموده است.

نوع سازه	L/H	Δ / L
ساختمان های چند طبقه و منازل مسکونی	≤ 3	0.0003 (برای ماسه) 0.0004 (برای رس)
	≥ 5	0.0005 (برای ماسه) 0.0007 (برای رس)
کارخانه های یک طبقه		0.001 (برای ماسه و رس)

بیروم [27] زوایای اعوجاج حدی زیر (β_{max}) را برای سازه های مختلف ارائه نموده است.

رده آسیب های احتمالی	β_{max}
حد ایمن برای دیوار های آجری انعطاف پذیر $\langle L/H>4 \rangle$	1/150
خطر آسیب سازه ای در اکثر سازه ها	1/150
ترک پانل ها و دیوارهای آجری	1/150
کج شدگی قابل رؤیت ساختمان های صلب بلند	1/250
ترک خوردگی اولیه دیوارهای پانلی	1/300
حد ایمن برای جلوگیری از وقوع ترک در سازه ها	1/500
خطر برای چارچوب های دارای عضو قطری	1/600

[1] Skempton and MacDonald
[2] Polschin and Tokar

گرنت و همکاران روابط همبستگی ارائه شده در جدول زیر را بین β_{max} و $S_{T(max)}$ برای ساختمان های مختلف توصیه نموده اند:

نوع خاک	نوع فونداسیون	همبستگی
رس	فونداسیون سطحی منفرد	$S_{T(max)}(mm) = 30000\,\beta_{max}$
رس	گسترده	$S_{T(max)}(mm) = 35000\,\beta_{max}$
ماسه	فونداسیون سطحی منفرد	$S_{T(max)}(mm) = 15000\,\beta_{max}$
ماسه	گسترده	$S_{T(max)}(mm) = 18000\,\beta_{max}$

با استفاده از همبستگی های فوق، اگر حداکثر مقدار مجاز β مشخص باشد، مقدار $S_{T(max)}$ مجاز را می توان محاسبه نمود.

کمیته استاندارد اروپا اخیراً مقادیری حدی برای حالت های حدی خدمت پذیری [29] و حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون ها [30] ارائه نموده است. این مقادیر مطابق جدول ۵.۲۰ می باشند.

جدول ۵.۲۰ توصیه های کمیته استاندارد اروپا در رابطه با پارامترهای نشست های تفاضلی

مورد	پارامتر	مقدار	توضیح
مقادیر حدی خدمت پذیری [29]	S_T	25 mm	فونداسیون سطحی منفرد
		50 mm	فونداسیون گسترده
	ΔS_T	5 mm	چارچوب با پوشش صلب
		10 mm	چارچوب با پوشش انعطاف پذیر
		20 mm	چارچوب های باز
	β	1/500	----
حداکثر جابجایی مجاز فونداسیون [30]	S_T	50	فونداسیون سطحی منفرد
	ΔS_T	20	فونداسیون سطحی منفرد
	β	≈ 1/500	----

۴-۱۳ تعدیل و تقلیل جابجایی ها و نشست ها

توسعه در جوامع امروزی متضمن ساخت و ساز بر روی مصالح حاشیه ای از قبیل خاک های نرم، تورمی و فروریزشی و یا خاکریزها بوده که مستعد نشست پذیری و تغییرات حجمی نسبتاً بالایی هستند. لذا جهت ساخت روی زمین های مسئله دار، در گام اول مطالعات ژئوتکنیک و بررسی پارامترهای خاک بخصوص پارامترهای مربوط به سختی آن می باشد. عمق بررسی ها محدوده تاثیر گذاری تنش توسط روسازی را شامل می شود که حداقل ۲ تا ۳ برابر عرض پی های مربعی (وقتی که $L/B < 2$)، چهار برابر عرض پی های نواری و یا خاکریزها و یا تا عمقی که به خاک تراکم پذیر ختم شود، باید انجام شود. اگر محاسبات و شواهد نشان دهد که خاک زیر پی با فشارهای مربوط قابلیت نشست پذیری و فشردگی زیادی را داشته باشد، در آن صورت باید یکی از راه حل های زیر را قبل از احداث بنا به کار گرفت:

۱. اجرای تثبیت و بهسازی خاک
۲. استفاده از روش های مناسب پی سازی
۳. تجدید نظر در طراحی روسازه
۴. پذیرش مخاطره نشست و جابجایی، به کارگیری و اقدامات ترمیمی

۴-۱۴ بهسازی خاک

بهسازی خاک شامل روش های مختلف تغییر خصوصیات خاک بوده که نهایتاً منجر به افزایش مقاومت، کاهش تغییرات حجمی و تامین رفتار خاص خاک را به همراه دارد.

خاک های نرم و شل دارای پایداری حجمی پایین و مقاومت کم بوده و ممکن است متشکل از ماسه و لای شل، رس اشباع، خاک های آلی و یا ترکیبی از مصالح فوق باشد. اکثر روش های بهسازی، در مورد این خاک ها جهت تعیین نشست کارایی داشته، گرچه به کارگیری یک روش خاص بستگی به عوامل اقتصادی، کارایی در خاک موجود، دسترسی به تجهیزات و مصالح و مهارت ها و اثرگذاری در محیط زیست دارد. ضمناً دو دسته دیگر خاک های مسئله دار به قرار خاک های انبساطی و خاک های فروریزشی بود که در مورد خاک های انبساطی مهمترین عامل جهت جلوگیری از تورم، کنترل میزان رطوبت آنهاست. اگرچه روش های برداشت و جایگزینی خاک، پیش بارگذاری، تثبیت با آهک و استفاده از موانع رطوبتی سطحی در آن ها توصیه می شود. خاک های فروریزشی یا رمبنده وقتی که اشباع و تحت بار قرار می گیرند، بافت داخلی شان بهم ریخته و نشست زیادی نموده که از رایج ترین روش ها جهت اجرای پی بر روی آن ها می توان به غرقاب نمودن و تراکم آن ها اشاره نمود که با روش تراکم هیدرولیکی معروف است.

موارد رایج چند روش بهسازی جهت تقلیل نشست به شرح زیر است:

(الف) حفاری و برداشت خاک

اگر عمق خاک های نرم و شل کمتر از ۶ متر بوده، می توان متناسب با نوع پروژه، آن ها را گودبرداری و با مصالح مناسبی از قرضه جایگزین نمود و یا اینکه پس از برداشت، این خاک ها را ضمن کاهش رطوبت با مصالح درشت تر، آهک و یا سیمان، خاکستر آتشفشانی و یا افزودنی های شیمیایی تلفیق نمود. اگر آب زیرزمینی بالاتر از کف حفاری باشد، باشد از مصالح درشت دانه استفاده نمود. ضمن جایگزینی می توان از تراکم مکانیکی با استفاده از روش های دینامیکی و یا ویبره ای استفاده نمود.

(ب) پیش فشردگی

با کمک پیش بار می توان خاک بستر را متراکم نمود. در بسیاری از حالت ها، پیش بار باید سنگین تر از بار دایمی سازه باشد. پیش بار باید عمده مقادیر مربوط به تحکیم اولیه پس از ساخت و بخشی از تحکیم ثانویه را جبران نماید. مضافاً به اینکه تا حدودی توان باربری را نیز افزایش می دهد.

استفاده از زهکشی های طبیعی (زهکش های قائم ماسه ای) و یا مصنوعی و فتیله ای موجب تسریع در نشست تحکیمی خواهد شد. مطالعات ژئوتکنیک جهت تعیین فشار پیش تحکیمی ضروری بوده تا از کارایی پیش بارگذاری (اعمال فشار بیش از آنچه قبلاً به خاک وارد شده) اطمینان حاصل شود. اگر خاک، فشاری بیشتر از پیش بار را قبلاً تجربه کرده باشد، پیش فشردگی ثمری نخواهد داشت.

(ج) ستون های سنگی و یا ستون های تثبیت شده خاکی

جهت تقلیل نشست می توان چاه هایی را در زمین حفر و آن ها را با استفاده از مصالح با سختی بالاتر مسلح نمود. احداث ستون های سنگی و یا خاکی سفت و سخت به قطر های ۱۲۰-۴۰ سانتی متر رایج بوده، استفاده از یک پوشش سطحی ماسه ای و یا شنی و یا خاک مسلح نیم صلب، اغلب روی ستون های سنگی قرار داده شده تا پدیده انتقال بار به ستون های سنگی بهبود یابد. ستون های سنگی و یا خاکی برای خاک ها با درجه حساسیت بیش از ۵ توصیه نمی شود. پس از اجرای این ستون ها در زمین می توان در محاسبات مربوط به تثبیت پارامتهای سختی اعم از E، m_v و یا m را به صورت معادل یافته و یا میانگین وزن دار استفاده نمود.

(د) استفاده از جت تزریق

با این روش، تزریق محلول های سیمان و آهک که با فشار همراه است، تقریباً جایگزین فضاهای خالی هر نوع خاک می شود، و یا تغییر بافت خاک در نتیجه بهم ریختن توسط جت آب به همراه مواد افزودنی خواهد شد. این روش، غالباً برای زیرسازی فونداسیون موجود جهت تقلیل نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت همانند اجرای دیوارهای جداکننده برای ستون ها، کانال ها و سدها به کار گرفته می شود. همچنین این روش، جهت ساخت و سازهای جدید و جهت بهسازی خاک های نرم استفاده می شود. در مجموع با بهم ریختن خاک های شل و نرم و جایگزینی آن ها با مصالح اصلاح شده و یا پر نودن خلل و فرج ها با مصالح اضافی موجب افزایش مقاومت، کاهش تغییرات حجمی و نیز کاهش نفوذپذیری می شود.

(ه) تراکم دینامیکی

در این روش، وزنه های ۵ تا ۲۰ تنی از ارتفاع ۵ تا ۲۰ متری در فواصل معینی روی زمین رها می شود. ارتعاشات و ضربات ناشی از سقوط وزنه موجب بهم ریختگی بافت موجود خاک، روانگرایی موضعی در خاک ها، جابجایی خاک های ریزدانه و درشت دانه در وضعیت متراکم تر و در نهایت به حداقل رساندن فضاهای خالی تغییرات حجمی تحت بارهای سرویس و افزایش باربری خاک خواهد شد.

(و) خاکریزی سازه ای

در عمل و در بسترهای نرم و شل و عموماً اشباع خاک درشت دانه یا قطعات سنگی به مقدار مناسب روی خاک های باتلاقی و نرم ریخته شده تا موجب گسیختگی و جابجایی آن ها گردد. خاک نرم بستر دچار جابجایی در جهت حداقل مقاومت خواهد شد که اغلب در جلو قسمت خاکریزی شوده، بدین ترتیب و با برداشتن گل و لای برآمده از ریختن و افزایش مصالح درشت تر، و تراکم از نوع رفت و آمد ماشین آلات سنگین به حدی نزدیک می شویم که استفاده بیشتر از مصالح درشت دانه اثری از خروج گل و لای نداشته و در نهایت به تثبیت بستر منجر خواهد شد. به علاوه، وجود خاکریز با ضخامت معین به عنوان بستر و پی گسترده موجب خواهد شد که تنش های حاصل از روسازه به هنگامی که به مصالح نرم تر بستر منتقل می شود از شدت آن ها به مراتب کاسته شود.

روش های پی سازی

برخی از طراحی های پی و روش های اجرایی می تواند اثر تغییرات حجمی و نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت را به حداقل برساند که مواردی از آن ها به شرح زیر است:

(الف) استفاده از تیر کلاف

استفاده از پی های منفرد مجاور با تیر کلاف می تواند موجب افزایش صلبیت سیستم فونداسیون شده و در تعدیل نشست های غیر یکنواخت موثر باشد. به خصوص اینکه پی های منفرد را در گوشه پلان و لبه پلان فونداسیون بنا داشته و عموماً اعمال بار به صورت خارج از مرکز بر پی خواهد داشت.

(ب) پی های شناور

اجزای پی از جمله پی های گسترده و منفرد می تواند پس از گودبرداری در اعماق مناسبی مستقر شده به گونه ای که فشار به کار رفته توسط روسازه به خاک کف پی تقریباً با تمام و یا قسمتی از وزن خاک برداشته شده بالانس گردد. تغییرات حجمی مشاهده شده از نوع فشردگی مجدد الاستیکی بوده و خاک کف گود باید مقابل دست خوردگی و فرسایش محافظت گردد. در مجموع چون میزان خاک حفاری شده با تمام و یا قسمتی از وزن روسازه متعادل می شود، مشکلات نشست نسبت به حالت اولیه کمتر مطرح می باشد. در مکان هایی که سطح آب زیرزمینی بالا است، استفاده از پی شناور و اجرای آن ممکن است با مشکلاتی همراه باشد.

(ج) افزایش مساحت پی ها به همراه اجزای سخت کننده

با وسیع تر نمودن پی ها در پلان می توان فشارهای وارده را بر بستر کمتر و در نهایت نشست های یکنواخت غیر یکنواخت را تقلیل داد. از کاملترین پی سطحی، پی های گسترده دالی یا گسترده تقویت شده از یکسری تیرهای شبکه ای به عنوان سخت کننده در زیر و یا روی دال بوده که می تواند بار روسازه به خاک بستر را با سختی مناسبی انتقال داده و از توان باربری خاک کف به نحو بهینه ای بهره برداری شود. به علاوه، سختی و صلبیت پی های گسترده که توزیع یکنواخت تنش در زیر پی را به دنبال داشته، می تواند موجب کاهش تنش های غیر یکنواخت در خاک ها و همچنین تخفیف نشست های غیر یکنواخت گردد. افزون بر این، پی های گسترده بر اثر پدیده پل زدن اشکالات و عوارض موضعی را پوشش می دهند.

(د) جک های تراز کننده

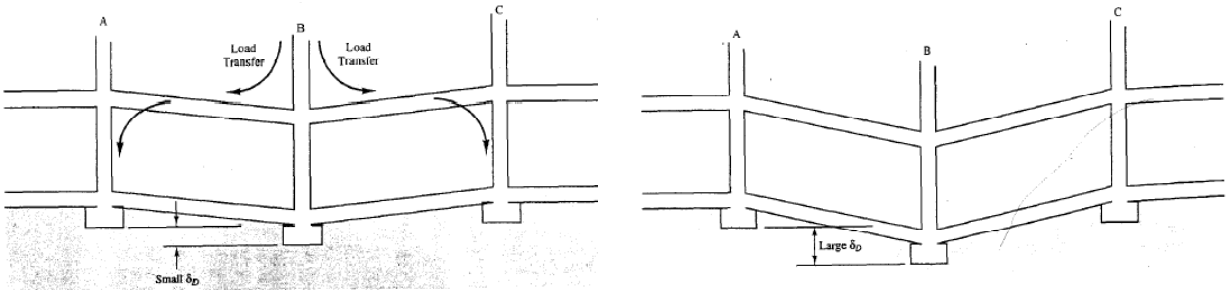
برخی سازه ها ممکن است توسط جک هایی روی پی های منفرد نگه داری شده بقسمی که رقوم نگه داری در فواصل زمانی معین تعیین شده تا از آسیب دیدگی اعضای روسازه بر اثر نشست های غیر عادی غیر یکنواخت جلوگیری گردد. تدقیق تنظیم تراز نمودن روسازه توسط جکها نیاز به ثبت رقوم و نقشه برداری منظم و پیوسته دارد تا بتوان جهت و مقدار ترازیابی را تنظیم نمود.

(ه) پی های عمیق

بارهای روسازه می تواند توسط پی های عمیق و یا شمع ها به لایه های مناسب تر، سخت تر و مقاومت تر زیرین انتقال یافته تا روسازه از نشست های زیادی و کمبود مقاومت لایه های سطحی در امان باشد. البته تلفیق مناسب پی گسترده و شمع در زیر آن می تواند در کنترل نشست موثر بوده و به علاوه، وجود شمع های معمولی و یا شمع های بتنی از نوع ستون های سنگی و یا آهکی می تواند در زیر پی، مصالحی مرکب را به وجود آورده که مدول الاستیسیته شمع ها و یا ستون ها چند برابر خاک اطراف بوده و خاک زیر پی سخت تر شده و نشست کاهش یابد. مضافاً اینکه وجود گروه شمع موجب انتقال بار مرده در تراز پایین تر به صورت بلوکی شده که کاهش نشست ها را به دنبال دارد.

۴–۱۵ اقدامات سازه ای

صلبیت روسازه به عنوان عامل مهمی در کنترل نشست های غیریکنواخت می باشد. مثلاً اسکلت های فلزی بدون مهاربندی می تواند از نوع سازه با انعطاف پذیری بالا در مقابل اسکلت با مهاربندی و توام با دیوار برشی محسوب شود. در سازه انعطاف پذیر، هر فونداسیون منفرد مستقل از دیگر پی ها عمل نموده و نشست هر پی روی دیگر پی ها بی تاثیر خواهد بود. چنین وضعیتی در شکل ۴-۲۵ مجسم شده است. به عنوان مثال دیگر، اگر یک پی تمایل به نشست بیشتر در مقایسه با پی های مجاور داشته باشد، اسکلت صلب تر و سخت تر با تغییر جهت در نحوه و ظرفیت انتقال بار موجب تعدیل در نشست خواهد شد. سازه ها ممکن است در مقابله با تحمل جابجایی های غیریکنواخت، عملکرد انعطاف پذیری داشته باشند مثلا با به کارگیری درزهای اجرایی در روسازه و یا با استفاده از مصالح فرم پذیر ساخته شوند. استفاده از قاب های چوبی و یا فلزی، نماهای فلزی، پانل های چوبی و یا کف های آسفالتی می توانند نشست های غیر یکنواخت بزرگ یا انحرافات زاویه ای تاحدود **1/150** را تحمل نمایند.



(ب) **(الف)**

شکل ۴–۲۵ اثر صلبیت روسازه بر نشست های غیر یکنواخت

(الف) روسازه خیلی انعطاف پذیر، قابلیت انتقال بار کم و متعاقب آن نشست های غیر یکنواخت بزرگتر (ب) روسازه صلب، قابلیت انتقال بار بیشتر متعاقب آن مقابله در برابر نشست های غیر یکنواخت زیاد

۴–۱۵ اقدامات ترمیمی

اگر در پاره ای موارد، عواقب تغییرات حجمی خاک از جمله نشست، تورم یا فروریزش و یا بهم ریختگی خاک بستر مشکلات جدی را بدنبال داشته باشد، و نتوان با روش های بهسازی، پی سازی و سازه ای با آن ها مقابله نمود، به کارگیری اقدامات

پیشگیرانه ممکن است به نتایج غیر اقتصادی منجر شده که توجیه پذیر نباشد. در این صورت، در پاره ای موارد می توان مخاطره وقوع نشست ها و جابجایی ها را پذیرفت و راه حل های بازسازی و مرمت را تعقیب نمود که در این صورت، هزینه های اقدامات مربوط به تعمیر ممکن است از هزینه های اولیه احداث پی تجاوز کند.

ضمناً میزان خسارت به وجود آمده که نیاز به مرمت داشته باشد، بستگی به طرز تلقی مالکان و یا اشخاص ذینفع داشته که تا چه حدی تغییر شکل ها و جابجایی ها را تحمل نمایند. روش های زیر معمولاً در مرمت پی ها استفاده شده است:

(الف) زیر شمع زدن یا ریز شمع ها

این روش، با استفاده از روش های حفاری درجا، حفاری و استفاده از شمع پیش ساخته، حفاری و دیوارسازی، استفاده از ریزشمع ها و یا شمع های ریشه ای و یا شمع های رانده شده توسط جک امکان پذیر است. استفاده از روش بستگی به نوع خاک، چگونگی کار با فونداسیون موجود و دسترسی به پی می باشد.

(ب) استفاده از تزریق

تزریق تراکمی با استفاده از سیمان، مواد شیمیایی، خاک ریزدانه، آهک با آب و یا کلرید کلسیم، سیلیکات سدیم، پلیمرها و رزین ها انجام می گیرد. تزریق تراکمی مثلاً با سیمان شامل ۸٪ تا ۱۲٪ نسبت وزنی سیمان با آب و خاک انجام شده که ماده تزریقی در چاله ها و مجاری حفاری شده پمپاژ می گردد که فشار پمپاژ در این خصوص تا $35kg/cm^2$ بالغ می شود. در منابع مختلف بهسازی با استفاده از روش های تزریق جزئیات مفصل تری ارائه شده است.

(ج) جک زدن

استفاده از جک زدن و بالا آوردن و یا تنظیم پی جابجا شده معمولاً از روش های دیگر سریع تر است. پس از بلند نمودن پی می توان از مصالح تزریقی مانند سیمان پرتلند، آهک هیدراته، خاکستر آتشفشانی، آسفالت، گل حفاری و غیره جهت تثبیت استفاده نمود. اگر ضخامت لازم برای پر نمودن در زیر پی کم باشد می توان از مصالح تزریقی روان تر و اگر ضخامت مربوط زیاد باشد، از مصالح سفت تر از قبیل ملات و بتن با اسلامپ پایین و حداقل استفاده نمود. مرمت تا حدود ۱ فوت یا **30cm** در زیر پی ها تجربه شده است. جک زدن مناسب معمولاً موجب بسط و بروز ترک در فونداسیون نخواهد شد اما ترک های موجود ممکن است بیشتر باز شوند. تنها با تجربه کافی می توان نقاط و مکان های پایین افتاده را بالا آورد، در حالی که نقاط جابجا نشده را در همان سطح نگهداشت.

(د) قبول مخاطره نشست

پذیرش عوارض حاصل از نشست های یکنواخت و غیر یکنواخت ممکن است به میزان جابجایی ها و نمایان شدن انواع ترک ها و کجی ها و سپس تعمیر و ترمیم اجزای روسازه توام باشد. البته اقدام فوق هنگامی کارایی دارد که سازه با اهمیت زیاد نبوده و نشست ها و جابجایی ها محدود به خسارت های معماری و سرویس دهی و عدم خسارت سازه ای را شامل شوند.

منابع

۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست.، تالیف: براجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتین ستایش، رحمان محسنی آستانی، مقداد رمضانزاده بادلی.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا.، تالیف: دکتر ابوالفضل اسلام.، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول.، ۱۳۸۵.

فصل ۶:

فشار جانبی خاک و دیوارهای حائل

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

برای ارسال نظرات و پیشنهادات به سایت شخصی اینجانب رجوع نموده و یا نظرات و یا پیشنهادات خود را به آدرس پست الکترونیک زیر ارسال نمایید:

Website: www.ams.ir, Email: a_matin_s@yahoo.com

۶-۱ مقدمه

سازه های حائل خاک نظیر دیوارهای حائل، دیوارهای زیرزمین و دیوارهای ساحلی که در مهندسی پی برای حفاظت جداره شیروانی های خاکی مورد استفاده قرار می گیرند، تحت تاثیر فشارهای رانشی خاک قرار دارند. طرح صحیح این دیوارها ایجاب می کند که شناخت دقیقی از فشار جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه داشته باشیم.

در این فصل مبانی نظری فشار جانبی خاک ها را معرفی نموده و پایداری دیوارهای حائل را مورد بررسی قرار می دهیم. دیوار حائل، دیواری است که تکیه گاه جانبی برای جداره های قائم و یا نزدیک به قائم خاک بوجود می آورد. از دیوار حائل در بسیاری از پروژه های ساختمانی نظیر راهسازی، پلسازی، محوطه سازی، ساختمان سازی و به طور کلی هرجا که احتیاج به تکیه گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می شود.

۶-۲ انواع دیوار حائل

بر حسب مصالح و هندسه مورد استفاده، دیوار حائل دارای انواع زیر می باشد:

۱. دیوار حائل وزنی
۲. دیوار حائل نیمه وزنی
۳. دیوار حائل طره ای
۴. دیوار حائل پشت بند دار

دیوارهای حائل وزنی (شکل ۶-۱-الف) از بتن ساده (غیر مسلح) و یا مصالح بنایی (بخصوص سنگ با ملات ماسه سیمان) ساخته می شوند. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه اول بستگی به وزن آن ها دارد. گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حائل وزنی مقداری کاسته می شود. این میلگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می کنند. به چنین دیوارهای دیوارهای نیمه وزنی می گویند (شکل ۶-۱-ب).

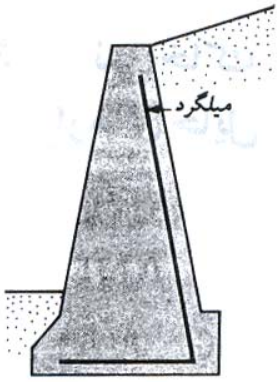
دیوارهای حائل طره ای (شکل ۶-۱-پ) از بتن مسلح ساخته می شوند و متشکل از دیوار تیغه و دال پایه می باشند. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.

دیوارهای حائل پشت بند دار (شکل ۶-۱-ت) مشابه دیوارهای حائل طره ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت بند هایی عمود بر دیوار تیغه می باشند. پشت بند ها، تیغه و پایه را به یکدیگر می دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دو طرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی آنها می کاهند.

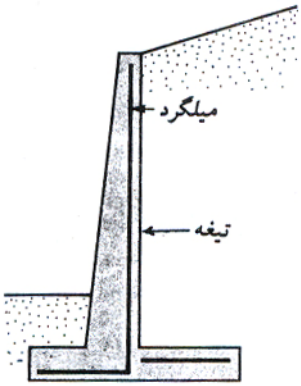
در طراحی دیوار حائل، برای طراح باید پارامترهای پایه خاک، یعنی وزن مخصوص، زاویهٔ اصطکاک و چسبندگی هم برای خاکریز پشت دیوار و هم برای خاک زیر پایه معلوم باشد. از پارامترهای مربوط به خاکریز پشت، طراح فشار جانبی و از پارامترهای مربوط به خاک زیر پایه، طراح ظرفیت باربری مجاز خاک را برای تحمل فشار زیر پایه به دست می آورد.

در طراحی دیوار حائل دو مرحله وجود دارد. اول با معلوم شدن فشار جانبی، پایداری کل سازه کنترل می شود. کنترل پایداری شامل کنترل در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری خاک زیر شالوده می باشد. در مرحله دوم طراحی سازه ای اجزاء مختلف دیوار در مقابل نیروهای وارده انجام می شود. نتیجه این مرحله تعیین ضخامت دیوارها و مقادیر میلگردها می باشد.

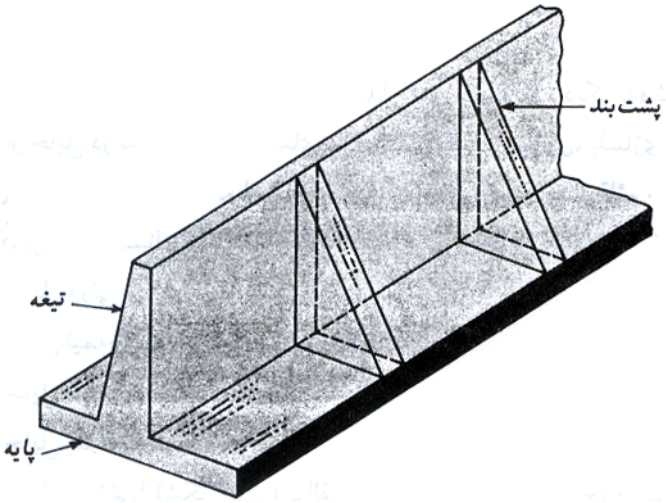
(الف) دیوار حائل وزنی



(ب) دیوار حائل نیمه وزنی



(پ) دیوار حائل طره ای



(ت) دیوار حائل پشت بند دار

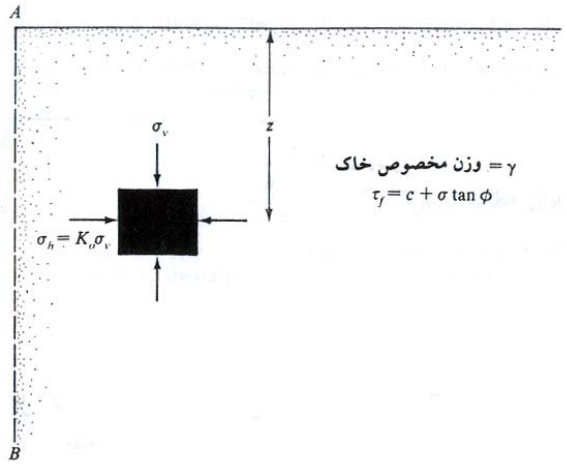
شکل ۶-۱ انواع دیوار حائل

۶-۳ فشار خاک در حالت سکون

توده خاکی مطابق شکل ۶-۲ در نظر گرفته می شود. سمت چپ این توده خاک، محدود به دیوار بدون اصطکاک **AB** می باشد که تا عمق بینهایت ادامه دارد. یک جزء کوچک در عمق **z**، تحت فشار قائم σ_v و فشار افقی σ_h قرار دارد. برای حالت تحت مطالعه، σ_v و σ_h هم می توانند فشار موثر و هم می توانند فشار کل باشند. هیچگونه تنش برشی در صفحات قائم و افقی وجود ندارد.

اگر دیوار **AB** ساکن باشد، یعنی هیچگونه حرکتی به سمت چپ یا راست نسبت به وضعیت اولیه نداشته باشند، توده خاک در حالت تعادل الاستیک خواهد بود. در چنین حالتی، نسبت تنش افقی به تنش قائم، ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون نامیده شده و با K_o نشان داده می شود:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \qquad (۱-۶)$$



شکل ۶-۲ فشار خاک در حالت سکون

چون $\sigma_v = \gamma \cdot z$ است، می توان نوشت:

$$\sigma_h = K_o(\gamma \cdot z) \qquad (۲-۶)$$

ضریب فشار جانبی K_o به صورت زیر بدست می آید:

خاک چسبنده	**خاک رسی عادی تحکیم یافته**	$K_o = 0.95 - \sin\varphi$	(۳-۶)
	خاک رس پیش تحکیم یافته	$K_o = (0.95 - \sin\varphi) \times \sqrt{OCR}$	(۴-۶)
خاک دانه ای	**ماسه شل و معمولی**	$K_o = 1 - \sin\varphi$	(۵-۶)
	ماسه متراکم	$K_o = 1 - \sin\varphi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\min}} - 1\right) \times 5.5$	(۶-۶)

$= K_o$

که در این روابط:

φ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

OCR = نسبت پیش تحکیم

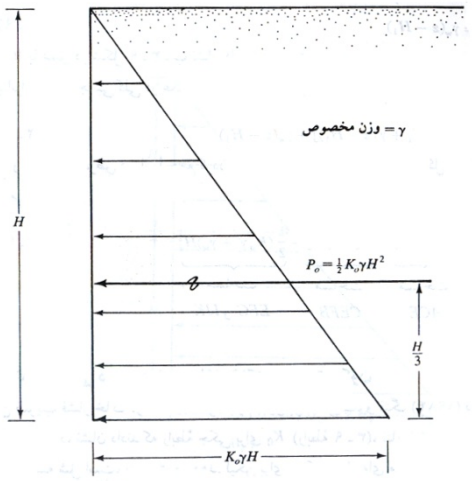
γ_d = وزن مخصوص خشک ماسه

$\gamma_{d\min}$ = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک خشک

شکل ۶-۳ توزیع فشار خاک در حالت سکون بر روی دیواری به ارتفاع **H** را نشان می دهد. نیروی کل بر واحد عرض دیوار P_o، مساوی سطح زیر نمودار فشار می باشد. بنابراین:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \qquad (۷-۶)$$



شکل ۶–۳ توزیع فشار خاک در حال سکون بر روی دیوار

فشار جانبی در حالت سکون برای خاک غوطه ور یا نیمه غوطه ور

شکل ۶-۴-الف یک دیوار به ارتفاع **H** را نشان می دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق H_1 از سطح زمین قرار دارد. برای $z \le H_1$ فشار جانبی خاک در حالت سکون از رابطه $\sigma_h = K_o \gamma z$ به دست می آید. تغییرات σ_h با عمق توسط مثلث **ACE** در شکل ۶-۴-الف نشان داده شده است. لیکن برای $z \ge H_1$ (یعنی زیر سطح آب زیرزمینی)، فشار جانبی وارد بر دیوار، با استفاده از مولفه های تنش موثر و فشار آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\text{فشار قائم موثر} = \sigma'_v = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \qquad (۸-۶)$$

که در آن $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$، وزن مخصوص غوطه ور (موثر) خاک است. بنابراین فشار جانبی موثر در حالت سکون برابر است با:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \qquad (۹-۶)$$

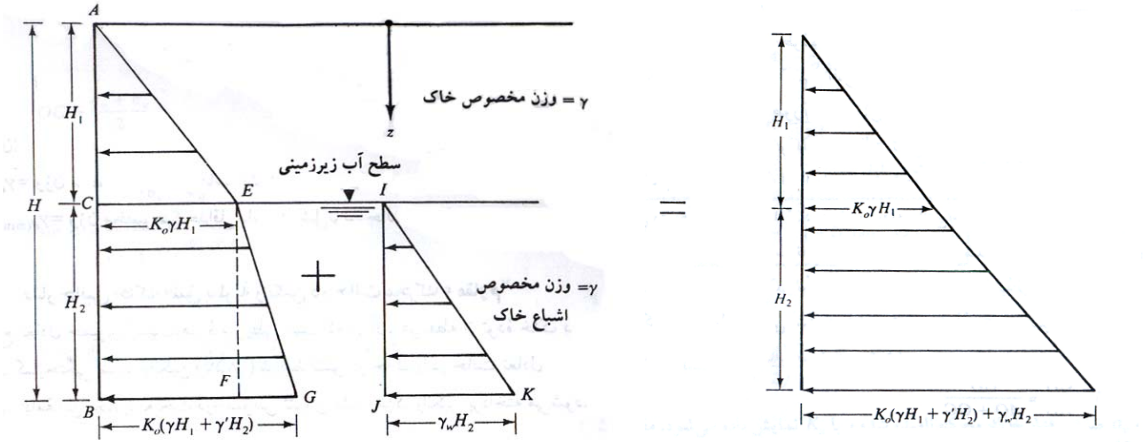
تغییرات σ'_h با عمق در شکل ۶-۴-الف توسط ذوزنقه **CEGB** نشان داده شده است. با استفاده از اصول استاتیک سیالات، فشار جانبی به علت فشار آب حفره ای برابر است با:

$$u = \gamma_w (z - H_1) \qquad (۱۰-۶)$$

تغییرات **u** با عمق در شکل ۶-۴-ب نشان داده شده است.

بنابراین فشار جانبی کلی در عمق $z \ge H_1$ برابر است با:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w (z - H_1) \qquad (۱۱-۶)$$



(الف) **(ب)** **(پ)**

شکل ۶-۴ توزیع فشار جانبی خاک در حال سکون برای خاک نیمه غوطه ور

مثال:

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل، مطلوب است تعیین نیروی جانبی خاک در حالت سکون وارد بر واحد طول دیوار و همچنین تعیین محل برآیند این نیرو.

$$c = 0 \rightarrow K_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

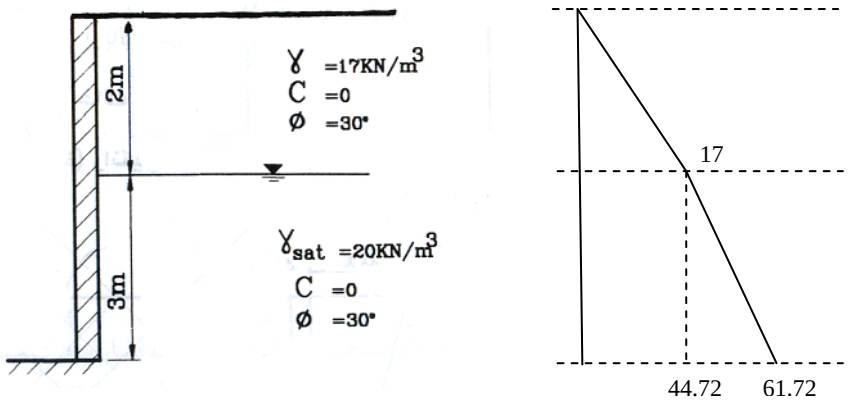
$$0 \le z \le 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 17z$$

$$2 \le z \le 5 \rightarrow \sigma_v = q + \gamma' z = 17 \times 2 + (20 - 9.81)z = 34 + 10.19z$$

$$0 \le z \le 2 \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a = 0.5(17z) = 8.5z$$

$$0 \le z \le 3 \rightarrow \sigma_a = 0.5[17 \times 2 + (20 - 9.81)z] = 34 + 10.19z = 17 + 5.1z$$

$$0 \le z \le 3 \rightarrow u_w = \gamma_w \cdot z = 9.81z \rightarrow \sigma_a = \sigma'_a + u = 17 + 14.91z$$



با جایگذاری مقدار ارتفاع **z** در معادلات فوق توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار مطابق شکل فوق بدست می آید.

محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار:

$$P_o = (17 \times 2 \times 0.5) + (17 + 61.72) \times 3 \times 0.5 = 135.05 kN/m$$

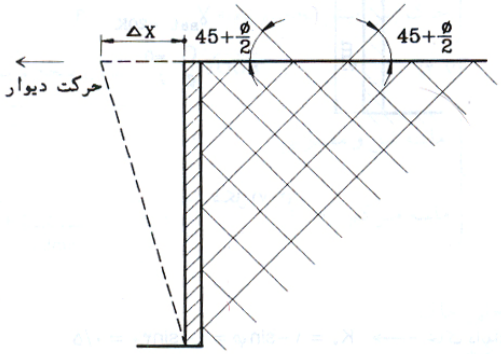
تعیین محل اثر برآیند نیرو (لنگر گیری نسبت به بالای دیوار):

$$\bar{z} = \frac{(17 \times 2 \times 0.5 \times 4/3) + (17 \times 3 \times 3.5) + (44.72 \times 3 \times 0.5 \times 4)}{(17 \times 2 \times 0.5) + (17 \times 3) + (44.72 \times 3 \times 0.5)} = 3.48m$$

۶-۴ فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت محرک

چنانچه مطابق شکل ۶-۵ دیوار حرکتی در جهت نیروی وارد از طرف خاک پشت آن داشته باشد، فشار محرک ایجاد می گردد. در این حالت دیوار از خاک پشتش دور شده و فشار در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش می یابد. برای دیوار با سطح تماس بدون اصطکاک (طبق تئوری رانکین) در صورتی که $\Delta x = 0$ (میزان حرکت رو به جلوی دیوار) باشد، فشار افقی σ_h در عمق z مساوی $K_o\sigma_v$ خواهد بود لیکن اگر $\Delta x > 0$ باشد σ_h کوچکتر از $K_o\sigma_v$ خواهد شد و سرانجام در فشار جانبی σ_a تودهٔ خاک گسیخته خواهد شد بطوریکه سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45+\varphi/2)$ با افق می سازد. σ_a را فشار محرک رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_a = K_a\sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \qquad (۶-۱۲)$$



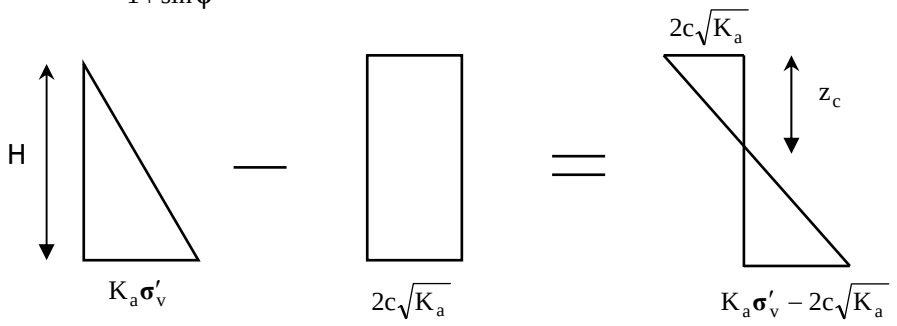
شکل ۶-۵

در این رابطه

σ_v = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

K_a = ضریب فشار محرک رانکین که از رابطه زیر تعیین می شود:

$$K_a = \tan^2(45-\varphi/2) = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \qquad (۶-۱۳)$$



شکل ۶-۶

همانطور که در نمودار شکل (۶-۶) مشاهده می شود در $z = 0$ فشار محرک مساوی $-2c\sqrt{K_a}$ می باشد که یک تنش کششی است و این تنش کششی با عمق کاهش یافته در $z = z_c$ مساوی صفر می شود. z_c را عمق ترک کششی می گویند و به صورت زیر بدست می آید:

وقتی خاک خشک است $\sigma_a = 0 \rightarrow \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a = 0} \rightarrow z_c = \dfrac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$

حال اگر بخواهیم نیروی محرک رانکین وارد بر واحد طول دیوار را بدست آوریم، دو حالت قابل تشخیص است:

۱. قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2}\sigma_v K_a H - 2cH\sqrt{K_a} \qquad (۱۴-۶)$$

۲. بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_c)(\sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}) \qquad (۱۵-۶)$$

لازم به توضیح است که در هر دو حالت فوق لایه خاک خشک در نظر گرفته شده است.

نکته :

در تئوری رانکین علاوه بر اینکه اصطکاک بین دیوار و سطح تماس در نظر گرفته نمی شود، قائم بودن دیوار و افقی بودن سطح خاک نیز جزء مفروضات می باشد.

نکته :

برای ایجاد فشار محرک دیوار باید تغییر مکان جانبی کافی به سمت خارج داشته باشد. مقدار این تغییر مکان لازم، برای خاکریز دانه ای بین ۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۴ و برای خاک چسبنده بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ ارتفاع دیوار می باشد.

مثال:

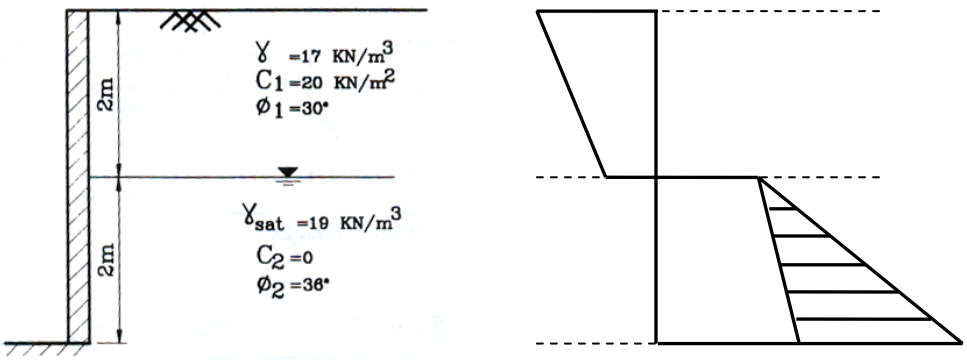
با توجه به شکل زیر با فرض امکان تغییر مکان جانبی کافی برای دیوار، نیروی وارد بر واحد طول دیوار، قبل و بعد از وقوع ترک را محاسبه نمایید.

$$K_{a[1]} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2(45-15) = \frac{1}{3}$$

$$K_{a[2]} = \tan^2(45-18) = 0.26$$

تنش موثر قائم در لایه ۱: $\sigma_v = \sigma'_v = 17z \qquad 0 \le z \le 2$

تنش موثر قائم در لایه ۲: $\sigma'_v = 17\times 2 + (19-9.81)z = 34 + 18.19z \qquad 0 \le z \le 3$



فشار محرک در لایه ۱:

$$\sigma_a = K_a\sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} = 1/3\times 17z = 1/3\times(17z) - 2\times 20\times\sqrt{1/3} = 5.67z - 23.09$$

فشار محرک در لایه۲:

$$\sigma_a = K_a\sigma'_v = 0.26\times[34 + 18.19z] = 8.84 + 4.7294z$$

فشار آب حفره ای جانبی در لایه ۲:

$$u = \gamma_w \cdot z$$

با جایگذاری مقدار **z** در معادلات فوق توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار بدست می آید.
محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار:

(الف) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \left(\frac{-23.9-11.76}{2}\right)\times 2 + (8.84+33.24)\left(\frac{2}{2}\right) = 7.23\text{kN/m}$$

(ب) بعد از وقوع ترک کششی:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2\times 20}{17\times 0.577} = 4.075\text{m}$$

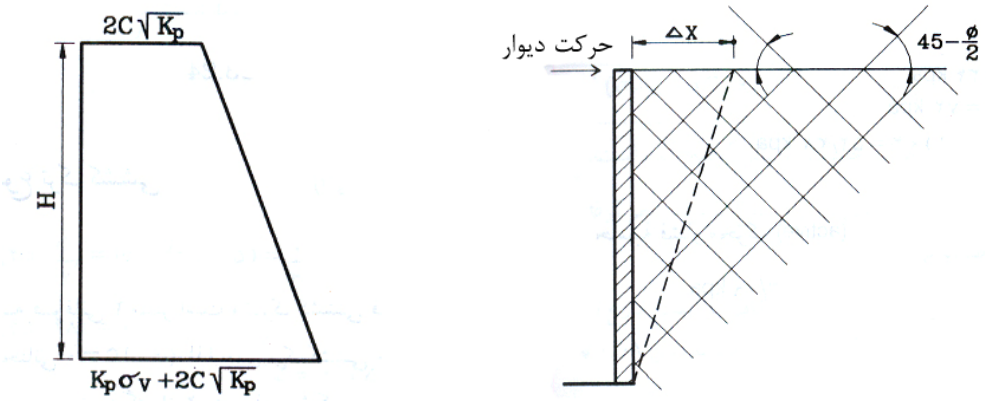
چون عمق لایه فوقانی ۲ متر است و ترک کششی فقط در این ناحیه رخ می دهد لذا عمق ترک کششی حداکثر می تواند ۲ متر باشد. بنابراین نمودار فشار تا عمق ۲ متر مساوی صفر و در عمق بزرگتر از ۲ متر مطابق شکل خواهد بود. در نتیجه:

$$P_a = (8.84+33.24)\left(\frac{2}{2}\right) = 42.08\text{kN/m}$$

۶–۵ فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین در حالت مقاوم (Passive)

چنانچه دیوار بر عکس حالت محرک، به سمت توده خاکی حرکت کند (شکل ۶-۷)، فشار مقاوم در خاک ایجاد می شود. در این حالت با نزدیک شدن دیوار به توده خاک، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون افزایش می یابد و بیشتر از $K_o\sigma_v$ خواهد شد. با افزایش Δx (میزان حرکت دیواره به سمت توده خاک) فشار افقی σ_h همچنان افزایش می یابد تا بالاخره در σ_p خاک گسیخته شود به طوری که سطوح لغزش در خاک زاویه $\pm(45-\varphi/2)$ با افق می سازد. σ_p را فشار مقاوم رانکین می نامند و طبق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \qquad (۱۶-۶)$$



(ب) (الف)

شکل ۶–۷ فشار مقاوم رانکین

که در این رابطه:

$\sigma_v =$ فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

$K_p =$ ضریب فشار مقاوم رانکین که از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$K_p = \tan^2(45+\varphi/2) \qquad (۱۷-۶)$$

برای بدست آوردن نیروی مقاوم رانکین وارد بر واحد طول دیوار با محاسبه سطح زیر نمودار ارتفاع-فشار خواهیم داشت:

$$P_p = \frac{1}{2}\sigma_v K_p H + 2cH\sqrt{K_p} \qquad (۱۸-۶)$$

نکته :

مقدار تغییرمکان جانبی کافی برای ایجاد فشار مقاوم رانکین به شرح زیر می باشد:

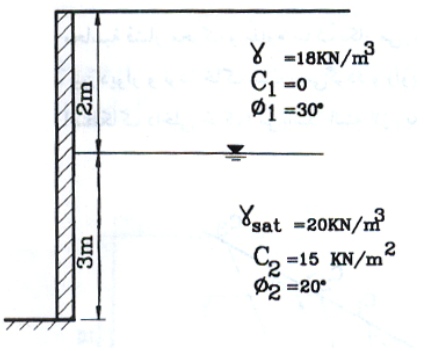
ماسه متراکم 0.005H ماسه شل 0.01H

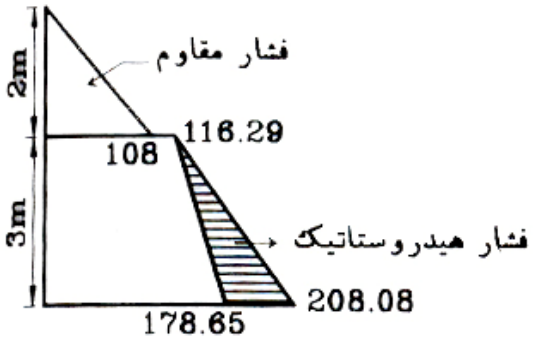
رس سفت 0.01H رس نرم 0.05H

در این روابط **H** ارتفاع دیوار حائل می باشد.

مثال:

در شکل زیر دیواری به ارتفاع ۵ متر نشان داده شده است. مطلوب است تعیین فشار مقاوم رانکین برای واحد طول دیوار.





محاسبه ضریب فشار مقاوم K_p:

$$K_{p[1]} = \tan^2\left(45+\frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2(45+15) = 3$$

$$K_{p[2]} = \tan^2(45+10) = \tan^2(45+10) = 2.04$$

محاسبه فشار قائم:

$$0 \le z \le 2 \rightarrow \sigma_v = \gamma z = 18z$$

$$0 \le z \le 3 \rightarrow \sigma'_v = q + \gamma' z = 18\times 2 + (20-9.81)z = 36 + 10.19z$$

محاسبه فشار مقاوم **(Passive)**

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$0 \le z \le 2 \rightarrow \sigma_p = 3\times 18z = 54z$$

$$0 \le z \le 3 \rightarrow \sigma_p = 2.04(36+10.19z) + 2\times 15\sqrt{2.04} \rightarrow 73.44 + 20.79z + 42.85 = 116.29 + 20.79z$$

$$0 \le z \le 3 \rightarrow u = \gamma_w z = 9.81z$$

با قرار دادن مقدار در معادلات فوق توزیع فشار مقاوم در ارتفاع دیوار بدست می آید.

مثال:

مطلوب است محاسبهٔ نیروی محرک رانکین بر واحد عرض دیوار نشان داده شده در شکل ۶-۸-الف. همچنین محل برآیند را نیز تعیین نمایید.

$$c = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma}_a = K_a \boldsymbol{\sigma}_v = K_a \gamma z$$

$$K_a = \frac{1-\sin\boldsymbol{\varphi}}{1+\sin\boldsymbol{\varphi}} = \tan^2(45+\frac{\boldsymbol{\varphi}}{2}) = \tan^2(45+15) = \frac{1}{3}$$

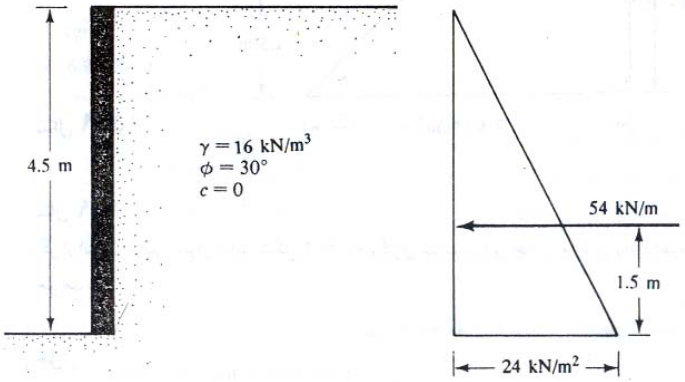
در عمق $z = 0$، $\boldsymbol{\sigma}_a = 0$ و در عمق $z = 4.5$ داریم:

$$\boldsymbol{\sigma}_a = \frac{1}{3} \times 16 \times 4.5 = 24 kN/m^2$$

توزیع فشار محرک در شکل ۶-۸-ب نشان داده شده است. فشار محرک کل برای واحد عرض دیوار برابر خواهد شد با:

$$P_a = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 24 = 54 kN/m$$

با توجه به اینکه توزیع فشار خطی است، محل برآیند در یک سوم ارتفاع از پای دیوار یعنی ۱/۵ متری آن قرار خواهد داشت.



(الف) **(ب)**

شکل ۶-۸

مثال:

برای دیوار حائل شکل ۹-۸ فشار مقاوم رانکین بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

$$c = 0$$

$$\boldsymbol{\sigma}_p = K_p \boldsymbol{\sigma}_v = K_p \cdot \gamma z$$

$$K_p = \frac{1+\sin\boldsymbol{\varphi}}{1-\sin\boldsymbol{\varphi}} = \frac{1+0.5}{1-0.5} = 3$$

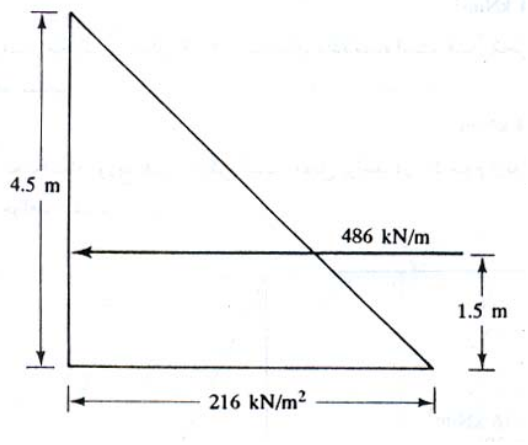
در عمق $z = 0$، $\boldsymbol{\sigma}_p = 0$ و در عمق $z = 4.5m$ داریم:

$$\boldsymbol{\sigma}_p = 3 \times 16 \times 4.5 = 216 kN/m^2$$

در شکل زیر توزیع فشار مقاوم در پشت دیوار نشان داده شده است. با محاسبه مساحت زیر این نمودار، فشار کل برای واحد عرض دیوار به دست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 216 = 486 kN/m$$

محل تاثیر برآیند فوق در ثلث ارتفاع از قاعده دیوار یعنی ۱/۵ متری آن است.



مثال:

اگر از انتقال جانبی دیوار حائل شکل ۶-۸ جلوگیری شود. نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار چقدر خواهد بود؟

حل: چون از انتقال دیوار جلوگیری شده است، فشار خاکریز در حالت سکون خواهد بود بنابراین:

$$\sigma_h = K_o \sigma_v = K_o \gamma z$$

$$K_o = 1 - \sin\varphi$$

یا

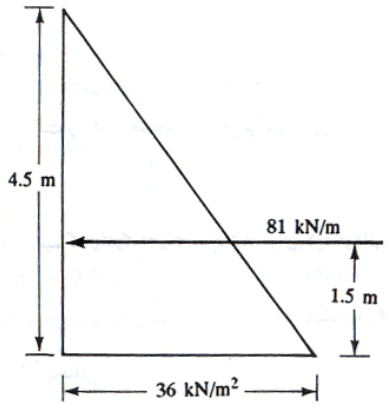
$$K_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

در عمق $z = 0$، $\sigma_h = 0$ و در عمق $z = 4.5m$ خواهیم داشت:

$$\sigma_h = 0.5 \times 4.5 \times 16 = 36 kN/m^2$$

نمودار توزیع فشار در شکل زیر نشان داده شده است. فشار برآیند برابر است با:

$$P_o = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 36 = 81 kN/m$$



مثال:

دیوار حائلی به ارتفاع ۴ متر با خاکریزی از ماسه خشک مفروض است. سطح خاکریز افقی و مشخصات آن به قرار زیر است:

$$\varphi = 37^o$$

$$\gamma = 16.98 kN/m^3$$

$$\gamma_{d(min)} = 15.41 kN/m^3$$

اگر از حرکت جانبی دیوار جلوگیری شده باشد، مطلوب است تعیین:

(الف) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = 1 - \sin\varphi$

(ب) تعیین نیروی جانبی وارد بر واحد عرض دیوار با استفاده از رابطه $K_o = (1-\sin\varphi) + [\gamma_d / \gamma_{d(min)} - 1] \times 5.5$

حل:

(الف) با استفاده از رابطه ۶-۵ داریم:

$$K_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 37 = 0.398$$

حال با استفاده از (الف) می توان نوشت:

$$P_o = \tfrac{1}{2} K_O \gamma H^2 = 0.5(0.398)(16.98)(4)^2 = 54.06 kN/m$$

(ب) با استفاده از رابطه (ب) داریم:

$$K_o = (1-\sin\varphi) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(min)}} - 1\right] 5.5 = (1-\sin 37) + \left[\frac{16.98}{15.41} - 1\right] 5.5 = 0.398 + 0.56 = 0.958$$

$$P_o = \tfrac{1}{2} K_o \gamma H^2 = 0.5(0.958)(16.98)(4)^2 = 130.13 kN/m$$

مثال:

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۶-۹-الف مطلوب است تعیین نیروی محرک بر واحد عرض دیوار در حالت رانکین. همچنین محل برآیند را نیز بدست آورید.

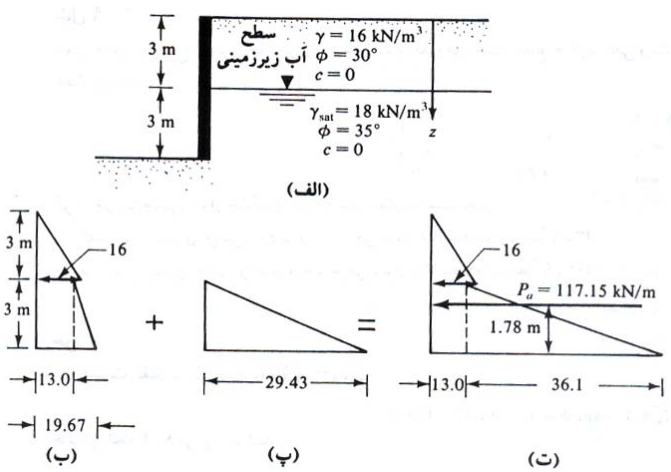
حل:

با $c = 0$ می دانیم که $\sigma'_a = K_a \sigma'_v$ می باشد. برای لایه فوقانی خاک، ضریب فشار محرک رانکین برابر است با:

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = \frac{1}{3}$$

برای لایه تحتانی:

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1-\sin 35}{1+\sin 35} = \frac{0.4264}{1.5736} = 0.271$$



شکل ۶-۹

در $z = 0$، $\sigma_v = \sigma'_v$ و در $z = 3$ (بلافاصله بالای سطح آب زیرزمینی) خواهیم داشت:

$$\sigma'_v = 3 \times 16 = 48 kN/m^2$$

بنابراین:

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(1)} \sigma'_v = \frac{1}{3} \times 48 = 16 kN/m^2$$

در $z=3$ (بلافاصله در زیر سطح آب زیرزمینی)

$$\sigma_v = \sigma'_v = 3\times16 = 48kN/m^2$$

و

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_v = 0.271\times48 = 13kN/m^2$$

در عمق $z=6m$

$$\sigma'_v = 3\times16+3(19-9.81) = 72.57kN/m^2$$

و

$$\sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_v = 0.271\times72.57 = 19.67kN/m^2$$

تغییرات σ'_a با عمق در شکل ۶-۹-ب نشان داده شده است. فشار جانبی به علت آب حفره ای به صورت زیر محاسبه می شود:

در عمق $z=0, u=0$

در عمق $z=3m, u=0$

در عمق $z=6m, u=3\times\gamma_w = 3\times9.81 = 29.43kN/m^2$

تغییرات u با عمق در شکل ۶-۹-پ و تغییرات σ_a (تنش محرک کل) در شکل ۶-۹-ت نشان داده شده است. بنابراین:

$$P_a = \frac{1}{2}\times3\times16+3\times13+\frac{1}{2}\times3\times36.1 = 24+39+54.15 = 117.15kN/m$$

با لنگر گیری حول پای دیوار، محل برآیند به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{24\left(3+\frac{3}{5}\right)+39\left(\frac{3}{2}\right)+54\left(\frac{3}{3}\right)}{117.15} = 1.78m$$

مثال:

یک دیوار حائل با خاکریزی از رس اشباع نرم در شکل ۶-۱۰-الف نشان داده شده است. برای شرایط زهکشی نشده خاکریز $(\varphi=0)$ مطلوب است:

(الف) حداکثر عمق ترک کششی

(ب) P_a قبل از وقوع ترک کششی

(پ) P_a بعد از وقوع ترک کششی

حل: چون $\varphi=0$ است، $K_a = \tan^2(45) = 1$ و $c=c_u$ خواهد بود. بنابراین می توان نوشت:

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

در عمق $z=0,\quad \sigma_a = -2(16.77) = -33.54kN/m^2$

در عمق $z=6m,\quad \sigma_a = 15.72\times6-2(16.77) = 60.78kN/m^2$

(الف) عمق ترک کششی برابر است با:

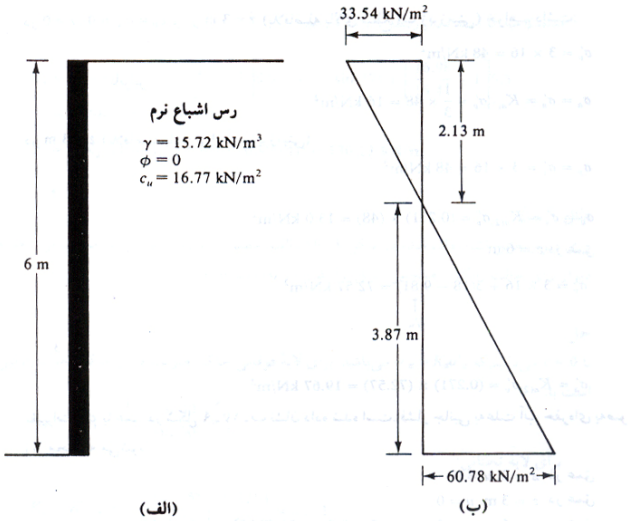
$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2\times16.77}{15.72} = 2.13m$$

(ب) قبل از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H = \frac{1}{2}(15.77)6^2 - 2(16.77)\times6 = 282.96-201.24 = 81.72kN/m$$

(پ) بعد از وقوع ترک کششی:

$$P_a = \frac{1}{2}(6-2.13)(60.78) = 117.6kN/m$$



شکل ۶–۱۰

مثال:

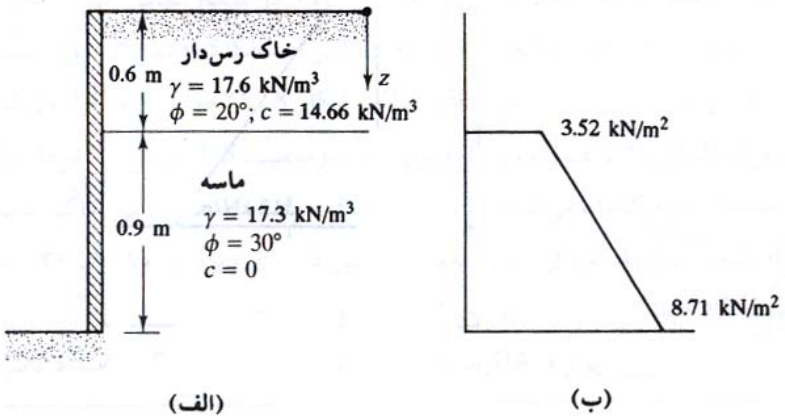
برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۶-۱۱ مطلوب است تعیین P_a بعد از تشکیل ترک کششی.

حل:

برای لایه فوقانی:

$$K_a = K_{a(1)} = \tan^2(45 - \frac{20}{2}) = 0.49$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2\times 14.66}{17.6\sqrt{0.49}} = 2.83$$



شکل ۶–۱۱

با توجه به اینکه عمق لایه رسی ۰/۶ متر می باشد، ترک کششی در تمام ضخامت آن به وجود می آید.

$$K_a = K_{a(2)} = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$z = 0.6\text{m}$$

$$\boldsymbol{\sigma}_v = \boldsymbol{\sigma}'_v = 0.6\times 17.6 = 10.56\text{kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$\boldsymbol{\sigma}_a = \boldsymbol{\sigma}'_a = \boldsymbol{\sigma}'_v K_{a(2)} = 10.56\times\frac{1}{3} = 3.52\text{kN/m}^2$$

$z = 1.5m$

$\sigma_v = \sigma'_v = 0.6 \times 17.6 + 0.9 \times 17.3 = 26.13 kN/m^2$

$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma'_v K_{a(2)} = 26.13 \times \frac{1}{3} = 8.71 kN/m^2$

در شکل ۶-۱۱-ب، نمودار توزیع فشار بعد از وقوع ترک نشان داده شده است. از این نمودار داریم:

$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(3.52 + 8.71)(0.9) = 5.504 kN/m$

مثال:

در شکل ۶-۱۲-الف یک دیوار حائل بدون اصطکاک نشان داده شده است. مطلوب است تعیین فشار مقاوم P_p در روی خاکریز و محل برآیند نیروی مقاوم.

حل:

$\varphi = 26^o$

$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \frac{1 + \sin 26}{1 - \sin 26} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$

$\sigma_p = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p}$

در عمق $z = 0$ ، $\sigma_v = 10 kN/m^2$

$\sigma_p = 2.56 \times 10 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 25.6 + 25.6 = 51.2 kN/m^2$

در عمق $z = 4m$ ، $\sigma_v = (10 + 4 \times 15) = 70 kN/m^2$

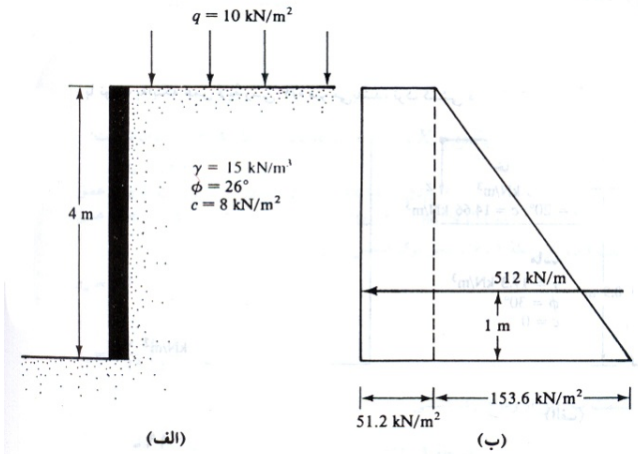
$\sigma_p = 2.56 \times 70 + 2 \times 8 \times \sqrt{2.56} = 204.8 kN/m^2$

توزیع فشار در شکل ۶-۱۲-ب نشان داده شده است. نیروی مقاوم بر واحد عرض دیوار برابر است با:

$P_p = 51.2 \times 2 + 0.5 \times 4 \times 153.6 = 204.8 + 307.2 = 512 kN/m$

محل برآیند با لنگرگیری نمودار فشار در حول پای دیوار به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{(25.6 + 25.6)\left(\frac{4}{2}\right) + \frac{1}{2} \times 153.6 \times \frac{4}{3}}{512.18} = \frac{102.4 + 409.6}{512} = 1m$$



شکل ۶-۱۲

۶–۶ فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

اگر خاکریز یک دیوار حائل بدون اصطکاک، خاک دانه ای باشد ($c = 0$) و سطح خاکریز زاویه α با افق بسازد (شکل ۶-۱۳) ضریب فشار محرک خاک، K_a به شکل زیر تعریف می شود:

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}} \qquad (۱۹-۶)$$

که در آن φ زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

در عمق مشخص z، فشار محرک رانکین به صورت زیر تعریف می شود:

$$\sigma_a = \gamma z K_a \qquad (۲۰-۶)$$

که با توجه به آن نیروی وارد بر واحد طول دیوار برابر می شود با:

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

مطابق شکل ۶-۱۳ امتداد نیروی برآیند P_a زاویه α با افق می سازد و نقطه اثر آن، به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار دارد. در جدول ۶-۱ مقادیر ضریب فشار محرک K_a برای مقادیر مختلف α و φ ارائه شده است.

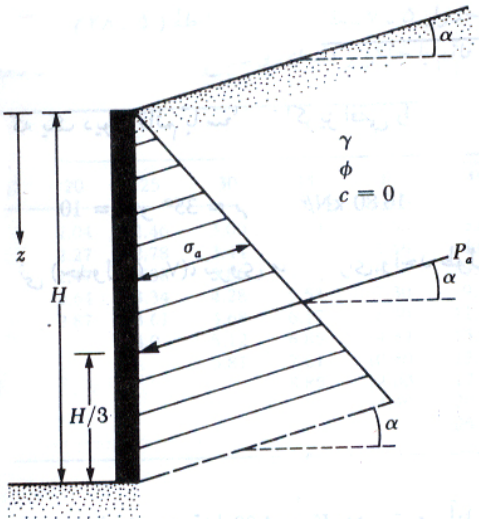
به روشی مشابه نیروی مقاوم رانکین برای دیواری بدون اصطکاک با ارتفاع H و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار، طبق رابطهٔ زیر تعریف می شود:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p$$

که در آن K_p ضریب فشار مقاوم رانکین بوده و طبق رابطهٔ زیر تعریف می شود:

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}} \qquad (۲۱-۶)$$

همانند حالت نیروی محرک، امتداد نیروی برآیند P_p با خط افق زاویه α می سازد و نقطهٔ اثر آن به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار داد. در جدول ۶-۲ مقادیر ضریب فشار مقاوم K_p برای مقادیر مختلف α و φ ارائه شده است.



شکل ۶–۱۳ فشار محرک رانکین (دیوار بدون اصطکاک و خاکریز دانه ای با سطح شیبدار)

جدول ۶–۱ ضریب فشار محرک رانکین

↓ α (deg)	φ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

جدول ۶–۲ ضریب فشار مقاوم رانکین

↓ α (deg)	φ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.467	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

۶–۷ فشار جانبی خاک طبق نظریه کولمب در حالت محرک

در محاسبات فشار جانبی خاک طبق نظریه رانکین از اصطکاک بین خاک و دیوار طرف نظر می شود. در سال ۱۷۷۶ کولمب نظریه ای برای محاسبات فشار جانبی خاک های دانه ای ارائه داد که در آن اصطکاک بین دیوار و خاک منظور می گردد.

پارامترهای به کار رفته در این نظریه در شکل ۶-۱۴ نشان داده شده اند. وجه پشتی دیوار حائل نشان داده شده در این شکل زاویه **β** با افق می سازد. خاکریز این دیوار دانه ای (غیر چسبنده) بوده و سطح آن زاویه **α** با افق می سازد. زاویه اصطکاک خاک و دیوار نیز **δ** در نظر گرفته شده است.

با توجه به این شکل:

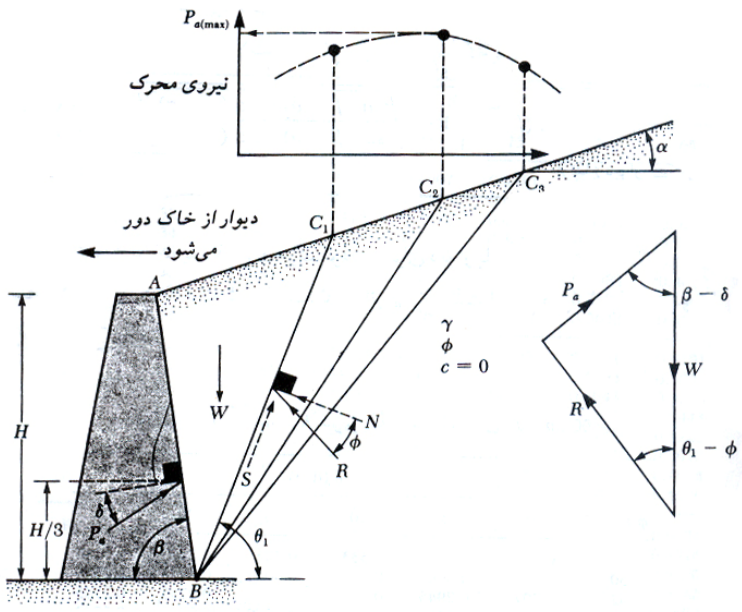
W = وزن گوه گسیختگی

R = برآیند نیروی قائم و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح لغزش است که زاویه **φ** با امتداد قائم بر سطح لغزش می سازد.

P_a = نیروی محرک برای واحد طول دیوار که زاویه **δ** با قائم بر وجه پشتی دیوار می سازد.

مقدار حداکثر P_a طبق نظریه محرک کولمب را با استفاده از رابطه زیر می توان بدست آورد:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$



شکل ۶–۱۴ فشار محرک کولمب

که در این رابطه K_a ضریب فشار محرک کولمب بوده و به صورت زیر بدست می آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta+\varphi)}{\sin^2\beta\cdot\sin(\beta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\delta)}{\sin(\beta-\delta)\cdot\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad (۲۲\text{-}۶)$$

در این رابطه H ارتفاع دیوار است.

در جدول ۶-۳ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای دیوار با وجه پشتی قائم $(\beta = 90^\circ)$ و خاک ریز با سطح افقی $(\alpha = 0^\circ)$ ارائه شده است. نقطه اثر P_a در ثلث ارتفاع دیوار از پای دیوار قرار دارد و با افق زاویه δ می سازد.

جدول ۶–۳ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای $\alpha = 0^\circ$ و $\beta = 90^\circ$

φ (deg)	δ (deg)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

در طراحی دیوارهای حائل، مقدار δ بین $\frac{1}{2}\varphi$ تا $\frac{2}{3}\varphi$ انتخاب می شود. در جدول ۶-۴ ضریب فشار محرک کولمب برای مقادیر مختلف φ، α و β با $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ ارائه شده است. این جدول برای مقاصد طراحی خیلی مفید است.

جدول ۶-۴ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب

(توجه: $\delta = \frac{2}{3}\phi$ فرض شده است)

		β (deg)					
α (deg)	ϕ (deg)	90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4825
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3428	0.3984	0.4642
	40	0.1999	0.2361	0.2774	0.3250	0.3806	0.4468
	42	0.1840	0.2197	0.2607	0.3081	0.3638	0.4303
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6191
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	32	0.2919	0.3329	0.3793	0.4324	0.4943	0.5678
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5222
	38	0.2282	0.2679	0.3132	0.3656	0.4273	0.5012
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4814
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3885	0.4626
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6220
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3921	0.4607	0.5438
	40	0.2214	0.2637	0.3125	0.3697	0.4379	0.5208
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5869	0.6685	0.7671
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7266
	32	0.3384	0.3387	0.4462	0.5134	0.5930	0.6895
	34	0.3091	0.3584	0.4150	0.4811	0.5599	0.6554
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4514	0.5295	0.6239
	38	0.2578	0.3050	0.3596	0.4238	0.5006	0.5949
	40	0.2353	0.2813	0.3349	0.3981	0.4740	0.5672
	42	0.2146	0.2595	0.3119	0.3740	0.4491	0.5416
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6715	0.7690	0.8810
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6196	0.7144	0.8303
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6667	0.7800
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5336	0.6241	0.7352
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4970	0.5857	0.6948
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4637	0.5587	0.6580
	40	0.2529	0.3035	0.3627	0.4331	0.5185	0.6243
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4050	0.4889	0.5931

مثال:

برای دیوار شکل ۶-۱۴ با داده های زیر نیروی محرک واحد طول دیوار را با استفاده از نظریه فشار محرک کولمب محاسبه نمایید. $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ ، $\varphi = 30^\circ$ ، $\gamma = 16.5 kN/m^3$ ، $H = 4.6m$ ، $\beta = 90^\circ$ ، $\alpha = 0$ ، $c = 0$.

حل:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

از جدول ۶-۲ مقدار $K_a = 0.297$ بدست می آید. در نتیجه:

$$P_a = 0.5 \times 0.297 \times 16.5 \times 4.6^2 = 51.85 kN/m$$

۶–۸ پایداری دیوارهای حائل

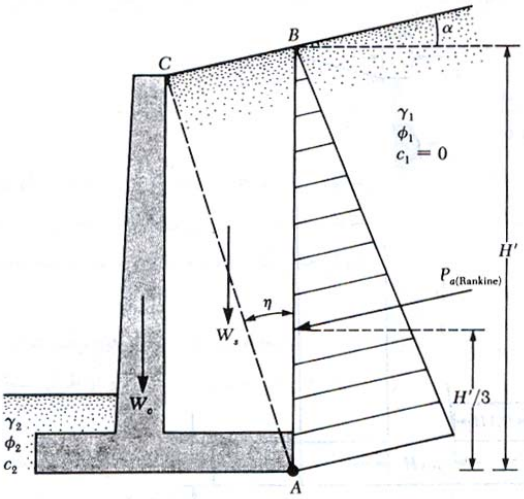
در بخش های قبلی، نظریه های پایه برای محاسبهٔ فشار جانبی خاک ارائه شد. برای کاربرد این نظریه ها در طراحی، باید فرض های ساده کنندهٔ چندی به خدمت گرفته شود. در حالت دیوارهای حائل طره ای، اگر برای کنترل پایداری از نظریه رانکین استفاده شود، لازم است مطابق شکل۶-۱۵-الف خط قائم **AB** از نقطه **A** واقع در لبهٔ خارجی پاشنه رسم شود. فرض می شود که شرایط محرک رانکین در امتداد صفحه **AB** برقرار است. در نتیجه به کمک رابطهٔ رانکین می توان فشار جانبی را در وجه **AB** محاسبه نمود. در محاسبات پایداری باید نیروی $P_{a(Rankine)}$، وزن خاک بالای پاشنه W_s و وزن بتن W_c در نظر گرفته شوند.

اگر تیغهٔ دیوار حائل، ممانعتی در مقابل ناحیهٔ برشی محدود شده توسط خط **AC** ایجاد ننماید، فرض برقراری فشار محرک رانکین در امتداد وجه **AB** به طور نظری صحیح است. رابطه η که خط **AC** با قائم می سازد، توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\varphi}{2} - \sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\varphi}\right) \qquad (۲۳-۶)$$

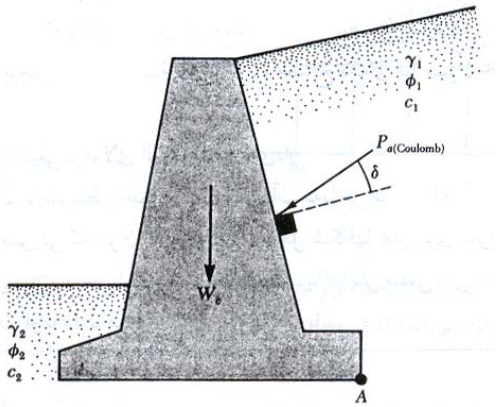
مطابق شکل ۶-۱۵-ب برای دیوارهای حائل وزنی نیز می توان تحلیل مشابهی انجام داد. در این حالت مطابق شکل ۶-۱۵-پ از نظریه کولمب هم می توان استفاده کرد. اگر از نظریه فشار محرک کولمب استفاده شود، فقط لازم است نیروهای $P_{a(Coulomb)}$ و وزن W_c دیوار در محاسبات پایداری در نظر گرفته شوند.

در طراحی دیوارهای حائل معمولی، با اتخاذ تدابیر لازم برای زهکشی می توان از فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی اجتناب کرد (البته به شرط اطمینان از برقرار بودن دائمی سیستم زهکشی).

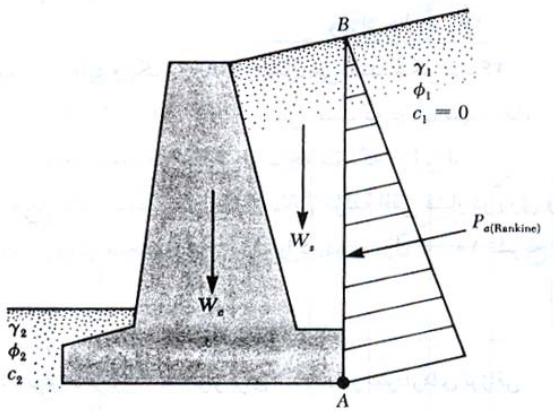


(الف)

شکل ۶–۱۵ فرضیات تعیین فشار جانبی خاک (الف) دیوار حائل طره ای (ب و پ) دیوار حائل وزنی



(پ)



(ب)

شکل ۶–۱۵ فرضیات تعیین فشار جانبی خاک (الف) دیوار حائل طره ای (ب و پ) دیوار حائل وزنی

۶–۹ کنترل پایداری

برای کنترل پایداری دیوارهای حائل، انجام گام های زیر ضروری است:

۱. کنترل در مقابل واژگونی در حول پنجه
۲. کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه
۳. کنترل برای ظرفیت باربری پایه
۴. کنترل برای نشست
۵. کنترل برای پایداری کلی

در این بخش روش های کنترل واژگونی، لغزش و جابجایی و ظرفیت باربری مورد بحث قرار می گیرند.

کنترل برای واژگونی

در شکل ۶-۱۵ نیروهای وارد بر یک دیوار حائل طره ای و دیوار حائل وزنی با فرض فشار محرک رانکین موثر برا سطح قائم مار بر انتهای پاشنهٔ دیوار نشان داده شده است. P_p فشار مقاوم در جلوی پنجه می باشد که مقدار آن از رابطهٔ زیر بدست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D \qquad (۲۴-۶)$$

γ_2 = وزن مخصوص خاک واقع در جلوی پنجه

K_p = ضریب فشار مقاوم رانکین $\tan^2(45+\varphi/2)$

c_2, φ_2 = به ترتیب زاویهٔ اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک جلوی پنجه

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در حول نقطهٔ C واقع در نوک پنجه، به صورت زیر تعریف می شود:

$$FS_{overturning} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \qquad (۲۵-۶)$$

که در آن:

ΣM_o = مجموع لنگرهای واژگونی در حول نقطه C

ΣM_R = مجموع لنگرهای مقاوم در حول نقطه C

لنگر واژگونی از رابطهٔ زیر بدست می آید:

$$\Sigma M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) \qquad (۲۶-۶)$$

که در آن $P_h = P_a \cos\alpha$ می باشد.

برای محاسبه لنگر مقاوم ΣM_R (با صرفنظر کردن از P_p)، جدولی مطابق جدول زیر می توان تهیه نمود. وزن خاک بالای پاشنه و وزن دیوار و پایه هر دو در لنگر مقاوم شرکت می کنند. نیروی P_v یعنی مولفه قائم نیروی محرک P_a نیز جزء نیروهای شرکت کننده در لنگر مقاوم است. مقدار نیروی P_v برابر است با:

$$P_v = P_a \sin\alpha \qquad (۲۷-۶)$$

لنگر نیروی P_v در حول C برابر است با:

$$M_v = P_v B = P_a \sin\alpha \cdot B$$

که در آن B عرض پایه دیوار می باشد.

با معلوم شدن ΣM_R، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را می توان از رابطهٔ زیر محاسبه نمود:

$$FS_{overturning} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos\alpha \frac{H'}{3}} \qquad (۲۸-۶)$$

حداقل ضریب اطمینان معمول در مقابل واژگونی بین ۱/۵ تا ۲ می باشد.

بعضی از طراحان برای تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی از رابطه زیر استفاده می نمایند:

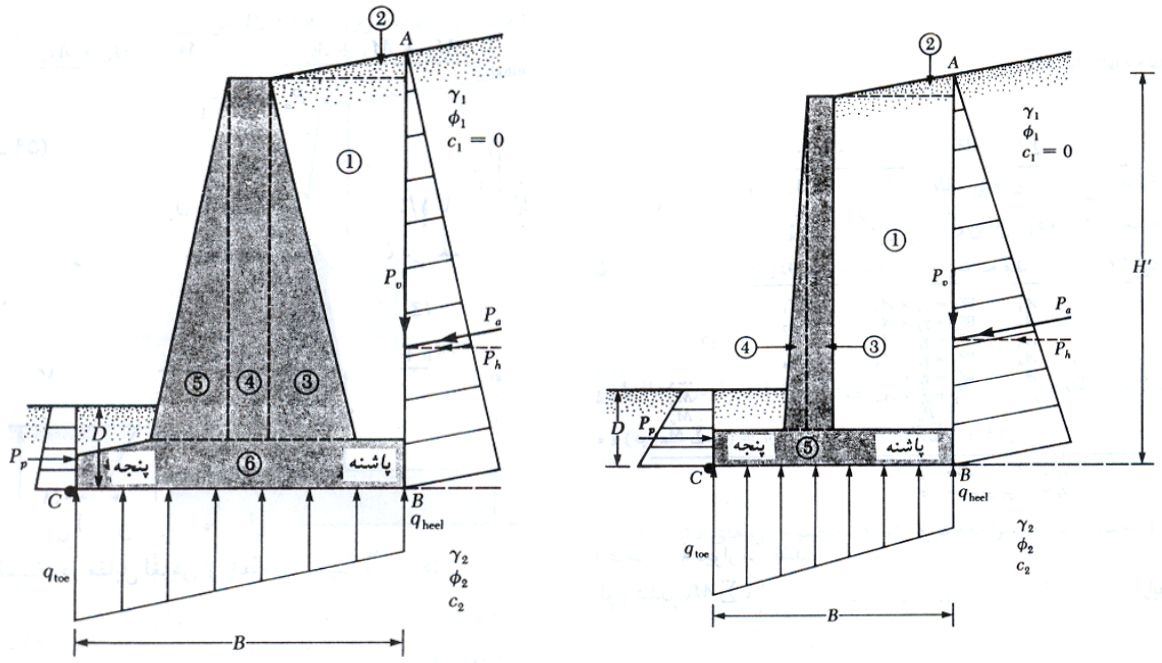
$$FS_{overturning} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos\alpha \frac{H'}{3} - M_v} \qquad (۲۹-۶)$$

جدول ۶–۵

مقطع	مساحت	وزن (بر واحد طول دیوار)	بازوی لنگر نسبت به نقطه C	لنگر در حول C
(۱)	(۲)	(۳)	(۴)	(۵)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_2 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_2 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_2 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_2 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

γ_1 = وزن مخصوص خاکریز

γ_c = وزن مخصوص بتن



(ب) (الف)

شکل ۶–۱۶ کنترل برای واژگونی با فرض توزیع فشار رانکین

کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه زیر تعیین می شود:

$$FS_{sliding} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \qquad (۳۰-۶)$$

که در آن:

$\Sigma F_{R'}$ = مجموع نیروهای افقی مقاوم

ΣF_d = مجموع نیروهیا افقی رانشی

با مراجعه به شکل ۵-۲۹، مشاهده می شود که مقاومت برشی در زیر پایه را می توان طبق رابطهٔ زیر نشان داد:

$$s = \sigma \tan \varphi_2 + c_2 \qquad (۳۱-۶)$$

بنابراین حداکثر نیروی مقاوم قابل حصول از خاک برای واحد طول دیوار در امتداد پایه برابر است با:

$$R' = s \times (\text{مساحت پایه}) = s(B \times 1) = B\sigma \tan \varphi_2 + Bc_2$$

لیکن

$$B\sigma = \Sigma V = \text{مجموع نیروهای قائم}$$

بنابراین:

$$R' = (\sum V) \tan \varphi_2 + Bc_2$$

همانطور که در شکل ۶-۱۷ دیده می شود، نیروی مقاوم P_p نیز یک نیروی مقاوم افقی است. P_p را می توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V)\tan\varphi_2 + Bc_2 + P_p$$

تنها نیروی رانش افقی، مولفهٔ افقی نیروی محرک P_a می باشد. بنابراین:

$$\Sigma F_d = P_a \cos\alpha$$

با ترکیب روابط فوق خواهیم داشت:

$$FS_{sliding} = \frac{(\Sigma V)\tan\varphi_1 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos\alpha} \qquad (۳۲-۶)$$

حداقل ضریب اطمینان در مقابل لغزش ۱/۵ است.

در اغلب موارد از نیروی مقاوم P_p در محاسبات مربوط به ضریب اطمینان در مقابل لغزش صرفنظر می گردد. برای ایمنی بیشتر، از زاویه اصطکاک φ_2 نیز کاسته می شود. مقدار زاویهٔ اصطکاک کاهش یافته در حدود نصف تا دو سوم زاویه φ_2 می باشد. به روشی مشابه، چسبندگی c_2 به حدود $0.67c_2$ تا 0.5 کاهش می یابد. بنابراین:

$$FS_{sliding} = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\varphi_1) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos\alpha} \qquad (۳۳-۶)$$

مقادیر ضرایب کاهش دهندهٔ k_1 و k_2 در حدود ۰/۵ تا ۰/۶۷ می باشند. در صورتی که نتوان به ضریب اطمینان ۱/۵ در مقابل لغزش دست یافت، از یک زبانه برشی در زیر پایه استفاده می شود (این زبانه در شکل ۶-۱۷ توسط خط چین نشان داده شده است). این شکل نشان می دهد که نیروی مقاوم در نوک پنجه بدون استفاده از زبانه برابر است با:

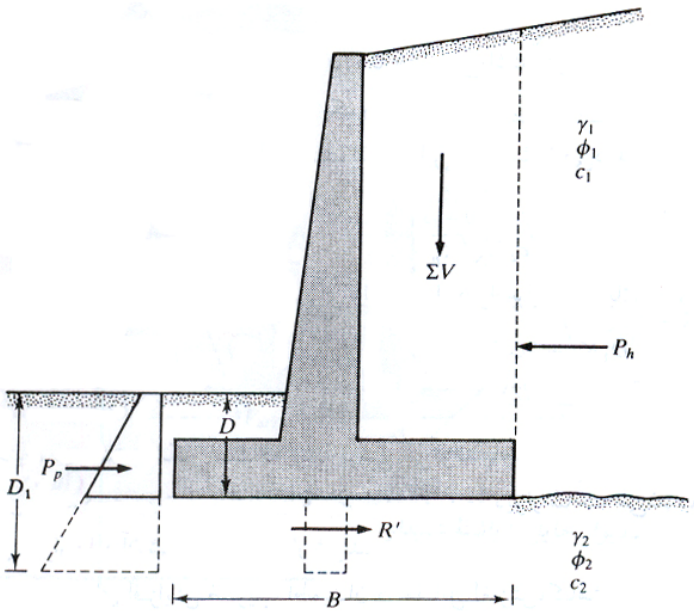
$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D\sqrt{K_p}$$

در صورت تعبیهٔ زبانهٔ برشی، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D'\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi_2/2)$$

چون $D_1 > D$ می باشد، آشکار است که زبانهٔ برشی می تواند باعث افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شود. در صورت استفاده، زبانه برشی در زیر تیغهٔ دیوار ساخته می شود، به طوری که آرماتورهای دیوار وارد آن شده و در آن مهار می شوند.



شکل ۶–۱۷ کنترل لغزش در امتداد پایه

کنترل برای ظرفیت باربری

فشارهای قائم انتقال یافته از طرف پایهٔ دیوار به خاک، باید برای ظرفیت باربری خاک کنترل شوند. با فرض تغییرات خطی، توزیع فشار در شکل ۶-۱۸ نشان داده شده است. فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنهٔ پایهٔ دیوار به وجود می آید. مقادیر این فشارها را می توان به طریق زیر محاسبه نمود.

مجموع نیروهای قائم موثر بر پایهٔ دیوار مساوی ΣV (ستون ۳ از جدول ۵-۱۱) و نیروی افقی کل مساوی $P_a \cos\alpha$ می باشد. اگر R نیروی برآیند باشد:

$$\vec{R} = \overrightarrow{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos\alpha)} \qquad (۳۴-۶)$$

لنگر خالص این نیروها در حول نقطه C برابر است با:

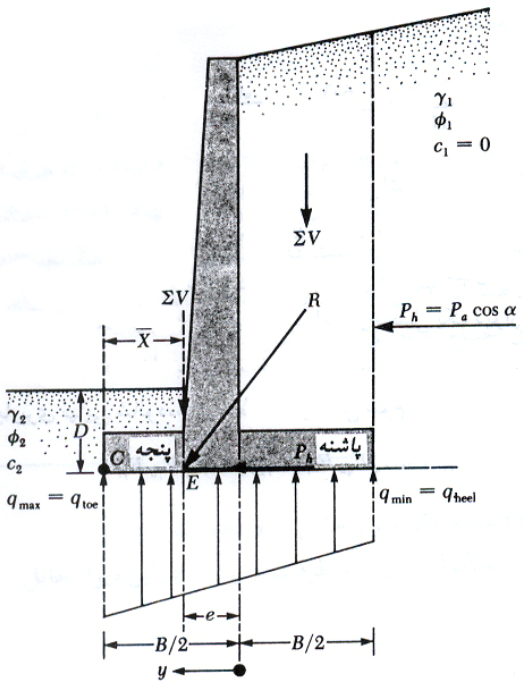
$$M_{net} = \Sigma M_R - \Sigma M_o \qquad (۳۵-۶)$$

توجه شود که مقادیر ΣM_R و ΣM_o قبلاً تعیین شده اند (ستون ۵ از جدول ۶-۵). اگر امتداد برآیند R، قاعدهٔ دیوار را در E قطع کند، فاصله CE را می توان به صورت زیر تعیین نمود (شکل ۶-۱۸)

$$\overline{CE} = \overline{X} - \frac{M_{net}}{\Sigma V} \qquad (۳۶-۶)$$

بنابراین برون محوری نیروی R به صورت زیر بیان می شود:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \qquad (۳۷-۶)$$



شکل ۶–۱۸ کنترل ظرفیت باربری

با استفاده از رابطهٔ ترکیب تنش ها در مقاومت مصالح، توزیع تنش در زیر پایه به طریق زیر محاسبه می شود:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net} Y}{I} \qquad (۳۸-۶)$$

که در آن:

M_{net} = لنگر = $(\Sigma V)e$

I = ممان اینرسی پایهٔ دیوار برای واحد طول دیوار که مقدار آن برابر است ب $\frac{1}{12}(1)(B^3)$

برای تعیین فشار حداکثر و حداقل، مقدار y در رابطه ۶-۳۸ مساوی B/2 قرار داده می شود:

$$q_{max} = q_{toe} = \frac{\Sigma V}{B \times 1} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)B^3} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad (۳۹-۶)$$

$$q_{min} = q_{heel} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \qquad (۴۰-۶)$$

توجه شود که ΣV شامل وزن خاک می باشد. وقتی که مقدار برون محوری e از B/6 بزرگتر شود، مقدار q_{min} منفی می گردد. این بدان معناست که مقداری تنش کششی در انتهای پاشنه بوجود می آید. از آنجایی که در سطح تماس، مقاومت در مقابل کشش وجود ندارد، این تنش کششی عملاً وجود خارجی ندارد. اگر در تحلیل یک دیوار $e > B/6$ بدست آید، ابعاد دیوار باید اصلاح شده و محاسبات باید تجدید شود.

رابطه ظرفیت باربری نهایی شالوده های سطحی در فصل دوم به صورت زیر بیان شد:

$$q_u = c_2 N_c \lambda_{cd} \lambda_{ci} + q N_q \lambda_{qd} \lambda_{qi} + 0.5\gamma_2 B' N_\gamma \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

که در آن:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4\frac{D}{B'}$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\varphi_2 (1 - \sin\varphi_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

توجه شود که تمامی ضرایب شکل λ_{cs}، λ_{qs}، $\lambda_{\gamma s}$ برای این حالت مساوی ۱ می باشند، زیرا پایهٔ دیوار یک شالوده نواری است.

برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی، ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری نهایی از رابطه زیر بدست می آید:

$$FS \text{ (ظرفیت باربری)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است. در فصل اول اشاره شد که ظرفیت باربری شالوده های سطحی در نشستی در حدود ۱۰ درصد عرض شالوده به دست می آید. در دیوارهای حائل عرض B بزرگ است. بنابراین می توان انتظار داشت که بار نهایی q_u در نشست بزرگی رخ دهد. استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را نمی دهد که نشست شالوده در محدودهٔ قابل قبولی باشد. چنین مواردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد.

مثال:

در شکل ۶-۱۹ مقطع یک دیوار حائل نشان داده شده است. مطلوب است محاسبهٔ ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری برای این دیوار حائل.

حل:

با مراجعه به شکل ۶-۱۹ داریم:

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6\tan 10^\circ + 6 + 0.7 = 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158\text{m}$$

$$P_a = 0.5\gamma_1 K_a H'^2 = \text{نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار}$$

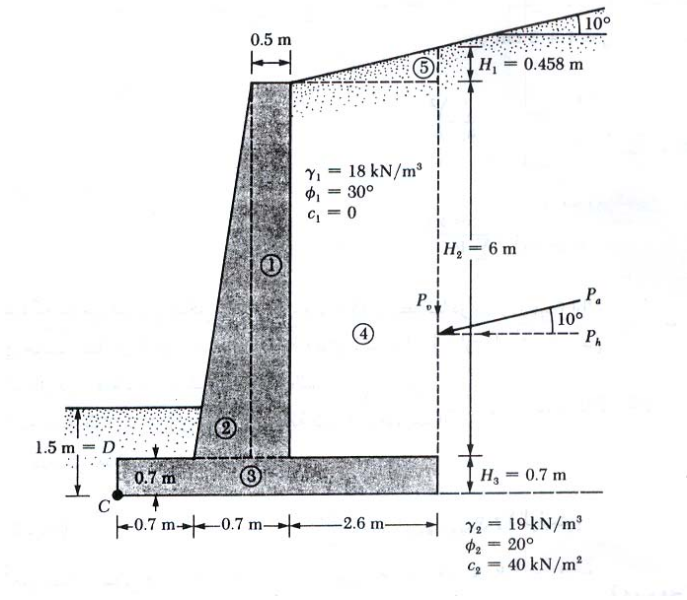
$$\varphi = 30^\circ, \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35$$

در نتیجه:

$$P_a = 0.5 \times 18 \times 7.158^2 \times 0.35 = 161.4 kN/m$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4(\sin 10^\circ) = 28.03 kN/m$$

$$P_v = P_a \cos 10^\circ = 161.4(\cos 10^\circ) = 158.95 kN/m$$



توجه: سطح آب زیرزمینی ۴ متر زیر سطح تحتانی شالوده است.

شکل ۶–۱۹

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبهٔ لنگر مقاوم:

شماره قسمت	مساحت (m^2)	وزن واحد طول (kN/m)	لنگر نسبت به C (m)	لنگر (kN.m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$0.5 \times 0.2 \times 6$	15.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.4
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$0.5 \times 2.6 \times 0.458 = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.03 kN/m$	4.0	112.12
		$\Sigma V = 470.45$		$\Sigma 1128.98 = \Sigma M_R$

لنگر واژگونی:

$$M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 158.95\left(\frac{7.158}{3}\right) = 379.25 kN.m$$

$$\text{(واژگونی)}\ FS = \frac{\Sigma M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \quad OK$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

$$\text{(لغزش)}\ FS = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\varphi_1) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

$$k_1 = k_2 = 2/3$$

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_2}{2}\right) = \tan^2(45+10) = 2.04$$

$$D = 1.5m$$

$$P_p = \frac{1}{2}(2.04)(19)(1.5^2) + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5) = 43.61 + 171.39 = 215kN/m$$

$$\text{(لغزش)}\ FS = \frac{(470.45)\tan\left(\frac{2\times 20}{3}\right) + 4\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95} = \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5\ OK$$

بعضی طراحان در محاسبهٔ نیروی مقاوم در مقابل پنجه، مقدار D را مساوی ضخامت پایه در نظر می گیرند.

ضرب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} = 0.406m < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666m$$

$$q = \frac{\sum V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4}\left(1 \pm \frac{6\times 0.406}{4}\right) \rightarrow \begin{cases} q_{max} = 189.2kN/m^2 \\ q_{min} = 45.99kN/m^2 \end{cases}$$

ظرفیت باربری نهایی خاک را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_u = c_2 N_c \lambda_{cd}\lambda_{ci} + qN_q\lambda_{qd}\lambda_{qi} + 0.5\gamma_2 B' N_\gamma \lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}$$

$$\varphi_2 = 20^\circ \rightarrow N_c = 14.83, N_q = 6.4, N_\gamma = 5.39$$

$$q = \gamma_2 D = 19\times 1.5 = 28.5kN/m^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2\times 0.406 = 3.188m$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\varphi_2(1-\sin\varphi_2)^2\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a\cos\alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$

بنابراین:

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{1\psi}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

در نتیجه:

$$q_u = 40\times14.83\times1.188\times0.628+28.5\times6.4\times1.148\times0.628+0.5\times19\times5.93\times3.188\times1\times0$$
$$= 44.57+131.50+0 = 574.07 kN/m^2$$

$$FS\ (\text{ظرفیت باربری}) = \frac{q_u}{q_{toe}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \quad OK$$

مثال:

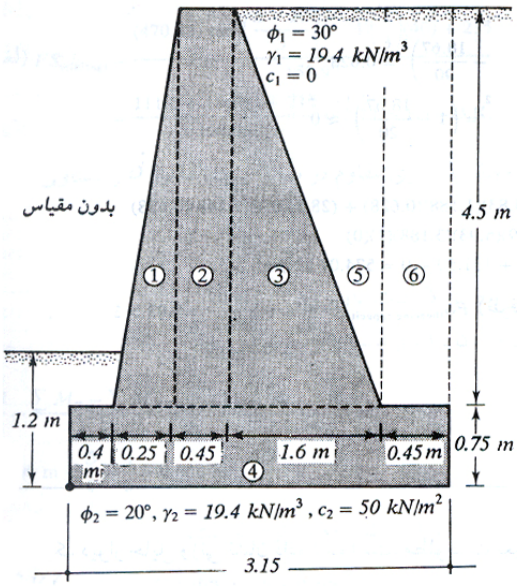
در شکل ۶-۲۰ یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوب است تعیین:

(الف) ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

(ب) ضریب اطمینان در مقابل لغزش

(پ) فشار خاک در پنجه و پاشنه

(وزن مخصوص بتن را ۲۴ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر بگیرید).



شکل ۶-۲۰

حل:

$$H' = 4.5+0.75 = 5.25m$$

$$K_a = \tan^2\left(45-\frac{\varphi_1}{2}\right) = \tan^2\left(45-\frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma\times H'^2 K_a = 0.5\times19.4\times5.25^2\times0.33 = 88.23 kN/m$$

$$\alpha = 0$$

$$P_h = P_a = 88.23 kN/m$$

$$P_v = 0$$

قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	بازو تا نقطه C (m)	لنگر حول C $kN\cdot m/m$
1	$0.5\times0.25\times4.5\times24=13.5$	0.57	7.70
2	$0.45\times4.5\times24=48.60$	0.88	42.77
3	$0.5\times1.6\times4.5\times24=86.4$	1.63	140.83
4	$3.15\times0.75\times24=56.70$	1.58	89.59
5	$0.5\times1.6\times4.5\times19.4=39.29$	2.17	151.55
6	$0.45\times4.5\times19.4=39.29$	2.93	115.12
	$\sum V=314.33$		547.56

لنگر واژگونی:

$$M_o=\frac{H'}{3}P_a=\frac{5.25}{3}\times88.23=154.40$$

$$\text{ضریب اطمینان واژگونی}=\frac{547.56}{154.40}=3.25$$

قسمت ب: ضریب ایمنی در مقابل لغزش

با فرض $k_1=k_2=2/3$ داریم:

$$FS_{sliding}=\frac{\sum V\tan\left(\frac{2}{3}\right)\varphi_2+B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_a}=\frac{314.33\times\tan(0.67\times20)+3.15\times0.67\times50}{88.23}=\frac{74.88+105.53}{88.23}=2.04$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e=\frac{B}{2}-\frac{\sum M_R-\sum M_o}{\sum V}=\frac{3.15}{2}-\frac{547.56-154.40}{314.33}=0.32m$$

$$q_{toe}=\frac{\sum V}{B}\left[1+\frac{6e}{B}\right]=\frac{314.33}{3.15}(1+6\times0.32/3.15)=160.61kN/m^2$$

$$q_{heel}=\frac{\sum V}{B}\left[1-\frac{6e}{B}\right]=\frac{314.33}{3.15}(1-6\times0.32/3.15)=38.96kN/m^2$$

مثال:

مثال قبل را با استفاده از روش کولمب با فرض $\delta=2/3\varphi$ تکرار نمایید:

حل:

با مراجعه به شکل ۶-۲۱، فشار کولمب محاسبه می شود:

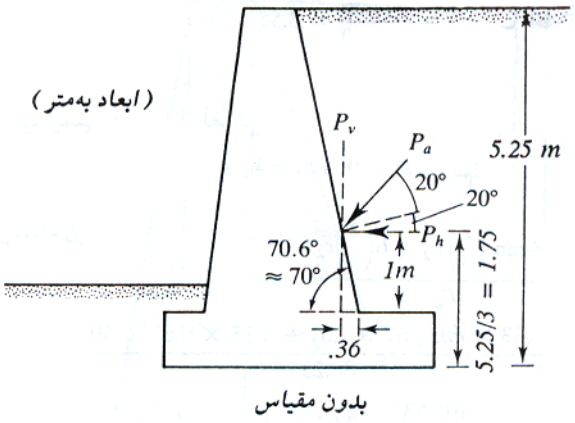
$$\delta=\frac{2}{3}\varphi=\frac{2}{3}\times30=20^\circ$$

$$\text{از جدول}\ K_a=0.4797(\alpha=0^\circ,\beta=70^\circ)$$

$$P_a=0.5\times19.4\times5.25^2\times0.4794=128.17kN/m$$

$$P_h=P_a\cos40=128.17\cos40=98.18kN/m$$

$$P_v=P_a\sin40=128.17\sin40=82.39kN/m$$



شکل ۶-۲۱

قسمت الف: ضریب ایمنی در مقابل واژگونی

لنگر مقاوم:

با مراجعه به اشکال ۶-۲۰ و ۶-۲۱ و استفاده از جدول مثال قبل داریم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	بازو تا نقطه C (m)	لنگر حول C kN·m/m
1	13.5	0.57	7.70
2	48.60	0.88	42.77
3	86.4	1.63	140.83
4	56.7	1.58	89.59
P_v	82.39	2.34	192.79
	287.59		473.68

لنگر واژگونی

$$M_\circ = P_h \frac{H'}{3} = 98.18 \times \frac{5.25}{3} = 171.82 kN.m/m$$

$$F_s \text{ (واژگونی)} = \frac{473.68}{171.82} = 2.76$$

قسمت ب: ضریب اطمینان در مقابل لغزش:

$$FS_{sliding} = \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\right)\varphi_2 + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_h} = \frac{287.59 \tan(0.67 \times 20) + 3.15(0.67 \times 50)}{98.18} = 1.77$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{473.68 - 171.82}{287.59} = 0.53$$

$$q_{toe} = \frac{\sum V}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{287.59}{3.15}\left(1 + \frac{6 \times 0.53}{3.15}\right) = 183.47 kN/m^2$$

$$q_{heel} = \frac{\sum V}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{287.59}{3.15}\left(1 - \frac{6 \times 0.53}{3.15}\right) = -0.87 kN/m^2 \approx 0$$

مراجع

۱. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد اول: مکانیک خاک.، براجا. ام. داس ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰.

۲. **اصول مهندسی ژئوتکنیک**، جلد دوم: مهندسی پی.، براجا. ام. داس ترجمه شاپور طاحونی.، چاپ هفتم ۱۳۸۰.

۳. **مجموعه سوالات طبقه بندی شده آزمون کارشناسی ارشد مکانیک خاک.**، تالیف: ساسان امیر افشاری.، چاپ سوم ۱۳۸۲.