

اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد دوم) مهندسی پی



ترجمه و تدوین:

شاپور طاحونی

(عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی امیرکبیر)

مقدمه مؤلف

اولین چاپ کتاب «اصول مهندسی پی» در سال ۱۹۸۴ منتشر شد. محبوبیت این کتاب در میان دانشجویان و مهندسين، مرا تشویق به تهیه چاپ دوم با مطالب به روز شده نمود. کتاب اصول مهندسی پی، در درجه اول برای دانشجویان دوره کارشناسی، سازمان داده شده است. در کنار فصول تخصصی، فصل اول کتاب، تحت عنوان مشخصات ژئوتکنیکی و نهشته های طبیعی خاک، اختصاص به دوره ای از اصول مکانیک خاک دارد که تسلط به آنها، پیش نیاز درس مهندسی پی می باشد.

در مجموع، کتاب مشتمل بر ۱۲ فصل* می باشد که هر فصل شامل مثالها و مسائل حل نشده متعدد می باشد. مباحث کتاب اختصاص به جنبه های ژئوتکنیکی مهندسی پی دارند. جنبه های سازه ای مهندسی پی، به صورت پیوست در دنباله فصول ۳، ۴ و ۵ ارائه شده اند.

در کنار ارائه مباحث کلاسیک مهندسی پی، نکات جدید این کتاب عبارتند از: ارائه آخرین تجدیدنظر سیستم طبقه بندی متحد در فصل اول، ارائه نمودارهایی برای تعیین ظرفیت باربری شالوده ها با برون محورهای دو طرفه، و تعیین ظرفیت باربری شالوده های متکی بر خاکهای لایه بندی شده در فصل ۳، فشار جانبی خاک در حالت زلزله، و روش طراحی دیوارهای حایل وزنی در مقابل زلزله در فصل ۵، حالات خاص در طراحی سپرهای کوبیده شده در خاکهای ماسه ای و رسی، و روش نمودار فشار محاسباتی برای تعیین عمق نفوذ سپرها در فصل ۶، ارائه نتایج آزمایشگاهی در مورد ظرفیت کششی گروه شمعها در فصل ۸، دیوارهای حایل از خاک مسلح با مسلح کننده های فولادی و ژئوتکستایل در فصل ۱۱، احداث شالوده بر روی ستونهای سنگی و تراشه های ماسه ای در فصل ۱۲.

* در ترجمه، فصل سیزدهم تحت عنوان شالوده ماشین آلات، به کتاب اضافه شده است (مترجم)

از آنجایی که تأکید در روی جنبه‌های کاربردی است، در اغلب موارد اثبات ریاضی روابط طراحی، ارائه نشده و در عوض، تأکید در روی روش استفاده از روابط بوده است. تحلیل و طراحی شالوده‌ها، یک موضوع کاملاً مبتنی بر استفاده از تئوریها، روابط و نمودارهای یک کتاب درسی نیست. خاک موجود در طبیعت خیلی بندرت همگن، ایزوتروپیک (همسانگرد)، و الاستیک است. لذا در کاربرد تئوریها، روابط و نمودارها برای تخمین خواص مهندسی خاک، قضاوت مهندسی باید به کار گرفته شود. به همین علت در کنار آموزشهای کلاسی، تنظیم برنامه‌هایی برای بازدیدهای صحرائی قابل توصیه می‌باشد.

براجا. ام. داس

کاربوندیل، ایلی‌نویز

توضیح: مقدمه مؤلف حاوی مطالبی در مقایسه چاپ اول و دوم و همچنین قدردانی از همکاران بود که بنا به نبودن نکات قابل توجه برای خوانندگان، حذف شده‌اند.

فهرست مطالب

فصل اول - مشخصات ژئوتکنیکی خاک..... ۹ تا ۹۴	فصل دوم - شناسایی های تحت الارضی .. ۹۵ تا ۱۴۶
۱-۱ - مقدمه..... ۹	۱-۲ - مقدمه..... ۹۵
۲-۱ - دانه بندی خاک..... ۱۱	۲-۲ - برنامه مطالعاتی تحت الارضی..... ۹۶
۳-۱ - حدود اندازه ذرات خاک..... ۱۳	۳-۲ - روشهای گمانه زنی..... ۱۰۰
۴-۱ - روابط وزنی - حجمی..... ۱۵	۴-۲ - روشهای نمونه گیری..... ۱۰۵
۵-۱ - تراکم نسبی..... ۱۹	۵-۲ - مشاهده سطح آب زیرزمینی..... ۱۱۳
۶-۱ - مقادیر نمونه چگالی دانه ها، نسبت تخلخل و وزن مخصوص..... ۲۳	۶-۲ - آزمایش برش پره..... ۱۱۷
۷-۱ - حدود اتزبرگ..... ۲۴	۷-۲ - آزمایش نفوذ مخروط..... ۱۲۰
۸-۱ - سیستهای طبقه بندی خاک..... ۲۵	۸-۲ - مزه گیری از سنگ..... ۱۲۲
۹-۱ - نفوذ پذیری خاک..... ۳۴	۹-۲ - تهیه نمودار گمانه..... ۱۲۴
۱۰-۱ - تراوش در حالت دائمی..... ۳۷	۱۰-۲ - تعیین ضریب نفوذ پذیری در صحرا..... ۱۲۵
۱۱-۱ - معیارهای طراحی فیلترها..... ۳۹	۱۱-۲ - شناسایی های ژئوفیزیک..... ۱۳۰
۱۲-۱ - مفهوم تنش مؤثر..... ۴۱	۱۲-۲ - گزارش شناسایی خاک..... ۱۳۹
۱۳-۱ - صعود موئینگی در خاک..... ۴۶	مسائل فصل دوم..... ۱۴۰
۱۴-۱ - تحکیم..... ۴۹	مآخذ فصل دوم..... ۱۴۵
۱۵-۱ - مقاومت برشی..... ۶۵	فصل سوم - شالوده های سطحی..... ۱۴۷ تا ۲۷۳
۱۶-۱ - آزمایش فشاری محدود نشده..... ۷۲	۱-۳ - مقدمه..... ۱۴۷
۱۷-۱ - منشأ خاک..... ۷۷	۲-۳ - ظرفیت باربری نهایی..... ۱۴۷
۱۸-۱ - خاکهای برجا..... ۷۸	۳-۳ - نظریه ظرفیت باربری تریزاقی..... ۱۵۰
۱۹-۱ - خاکهای آبرفتی..... ۸۰	۴-۳ - اصلاح رابطه ظرفیت باربری برای آب زیرزمینی..... ۱۵۵
۲۰-۱ - نهشته های یخچالی..... ۸۳	۵-۳ - رابطه عمومی تعیین ظرفیت باربری..... ۱۵۷
۲۱-۱ - نهشته های بادی (بادرفت)..... ۸۵	۶-۳ - ضریب اطمینان..... ۱۶۵
۲۲-۱ - خاکهای آلی..... ۸۷	۷-۳ - ظرفیت باربری شالوده ها با بار برون محوری..... ۱۶۷
مسائل فصل اول..... ۸۷	۸-۳ - بعضی از حالات خاص در مطالعه ظرفیت باربری..... ۱۸۳
مآخذ فصل اول..... ۹۴	۹-۳ - حالات مختلف نشست شالوده..... ۱۹۱
	۱۰-۳ - نشست آبی..... ۱۹۱

۳۵۷.....	۵-۵- فشار مقاوم رانکین	۱۹۳.....	۳-۱۱- نشست آبی شالوده روی رس اشباع
۳۶۲.....	۵-۶- فشار مقاوم کولمب	۳-۱۲- نشست آبی خاکهای ماسه‌ای - استفاده از ضریب	
۳۶۳.....	۵-۷- مقدار زاویه اصطکاک دیوار	تأثیر کرنش.....	۱۹۴.....
۳۶۴.....	۵-۸- توصیه‌هایی در مورد انتخاب سطح گسیختگی	۳-۱۳- پارامترهای الاستیک خاک برای محاسبه	
۵-۹- فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز		نشست آبی.....	۱۹۶.....
۳۶۷.....	با سطح شیبدار	۳-۱۴- نشست آبی شالوده‌ها با بار برون‌محوری	۱۹۹.....
۳۶۹.....	۵-۱۰- فشار جانبی به علت سربار	۳-۱۵- نشست تحکیم.....	۲۰۳.....
۳۷۴.....	۵-۱۱- ضریب فشار محرک در هنگام زلزله	۳-۱۶- اصلاح اسکیمتون و بیروم در روابط	
۳۷۸.....	۵-۱۲- فشار مقاوم خاک در هنگام زلزله	نشست تحکیم.....	۲۰۵.....
۳۸۰.....	۵-۱۳- تناسبات دیوارهای حایل	۳-۱۷- افزایش تنش قائم در توده خاک به علت	
۳۸۲.....	۵-۱۴- کاربرد نظریه‌های فشار جانبی برای طراحی	اصمال بار شالوده.....	۲۰۸.....
۳۸۷.....	۵-۱۵- کنترل پایداری	۳-۱۸- ظرفیت باربری مجاز ماسه بر پایه	
۴۰۶.....	۵-۱۶- طراحی دیوارهای حایل وزنی برای شرایط زلزله	ملاحظات نشست.....	۲۳۴.....
۴۱۰.....	۵-۱۷- انواع دیگر خرابیهای ممکن دیوارهای حایل	۳-۱۹- آزمایش بارگذاری صفحه.....	۲۴۰.....
۴۱۴.....	۵-۱۸- توصیه‌هایی در خصوص پایداری	۳-۲۰- تنشهای مجاز آیین‌نامه‌ای.....	۲۴۵.....
۴۱۴.....	۵-۱۹- زهکشی خاکریز پشت دیوار حایل	۳-۲۱- نشست مجاز شالوده ساختمانها.....	۲۴۵.....
۴۱۶.....	۵-۲۰- تعبیه درز در دیوارهای حایل	مسائل فصل سوم.....	۲۴۸.....
۴۱۷.....	مسائل فصل پنجم.....	مآخذ فصل سوم.....	۲۵۷.....
۴۲۴.....	مآخذ فصل پنجم.....	پیوست فصل سوم - طراحی سازه‌های شالوده‌های تک.....	۲۶۰.....
۴۲۴.....	پیوست فصل پنجم - طراحی سازه‌های دیوار حایل		
فصل ششم - سپرها.....	۴۴۳ تا ۵۱۴.....	فصل چهارم - شالوده‌های مرکب.....	۲۷۵ تا ۳۳۳.....
۱- مقدمه.....	۴۴۳.....	۴-۱- مقدمه.....	۲۷۵.....
۲- احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی.....	۴۴۸.....	۴-۲- انواع معمول شالوده‌های گسترده.....	۲۷۹.....
۳- سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاکهای ماسه‌ای.....	۴۵۱.....	۴-۳- ظرفیت باربری شالوده‌های گسترده.....	۲۸۰.....
۴- حالات خاص برای سپرهای کوبیده شده در		۴-۴- نشست نسبی شالوده‌های گسترده.....	۲۸۷.....
خاکهای ماسه‌ای.....	۴۵۹.....	۴-۵- شالوده شناور.....	۲۸۸.....
۵- سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاکهای رسی.....	۴۶۲.....	۴-۶- طراحی شالوده‌های گسترده از نظر سازه‌ای.....	۲۳۹.....
۶- حالات خاص برای سپرهای طره‌ای کوبیده شده در		مسائل فصل چهارم.....	۳۱۵.....
خاکهای رسی.....	۴۶۸.....	مآخذ فصل چهارم.....	۳۱۹.....
۷- سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین ماسه‌ای.....	۴۷۲.....	پیوست فصل چهارم - طراحی سازه‌های شالوده‌های	
۸- سپر مهارشده با پای مفصلی در زمین رسی.....	۴۷۶.....	مرکب دوستونی.....	۳۲۰.....
۹- کاهش لنگر برای سپرهای مهار شده.....	۴۷۹.....		
۱۰- روش نمودار فشار محاسبانی برای سپرهای		فصل پنجم - فشار جانبی خاک، و دیوارهای	
کوبیده شده در خاک ماسه‌ای.....	۴۸۴.....	حایل.....	۳۳۵ تا ۴۴۱.....
۱۱- سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای.....	۴۸۸.....	۱- مقدمه.....	۳۳۵.....
۱۲- مهارها.....	۴۹۱.....	۲- فشار جانبی خاک در حال سکون.....	۳۳۷.....
مسائل فصل ششم.....	۵۰۷.....	۳- فشار محرک رانکین.....	۳۴۴.....
مآخذ فصل ششم.....	۵۱۴.....	۴- فشار محرک کولمب.....	۳۵۲.....

۶۸۸	۳-۹- روشهای اجرایی	فصل هفتم - ترانسه‌های مهارشده ۵۱۵ تا ۵۵۵
۷۰۰	۴-۹- ملاحظات طراحی	۱-۷- مقدمه
۷۰۱	۵-۹- تخمین ظرفیت باربری پایه‌های عمیق	۲-۷- فشار جانبی در ترانسه‌های مهار شده
۷۰۹	۶-۹- نشست پایه‌های عمیق در بار بهره‌برداری	۳-۷- نمودارهای پوش فشار چپ‌و‌تاریف
	۷-۹- ظرفیت باربری پایه‌های عمیق فرورفته در لایه سنگی	۴-۷- طراحی اجزای مختلف سازه نگهبان
۷۱۶	۸-۹- ظرفیت کششی پایه‌های عمیق	۵-۷- پایداری ترانسه‌های مهارشده
۷۱۹	۹-۹- ظرفیت حمل بارهای جانبی	۶-۷- خرابی کف ترانسه به علت پدیده رگاب
۷۲۷	۱۰-۹- انواع صندوقه‌ها	مسائل فصل هفتم
۷۲۷	۱۱-۹- ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای	مآخذ فصل هفتم
۷۳۰	۱۲-۹- ضخامت بتن آرمه کف در صندوقه‌های باز	فصل هشتم - شالوده‌های شمعی ۵۵۷ تا ۶۸۴
۷۳۵	مسائل فصل نهم	۱-۸- مقدمه
۷۴۱	مآخذ فصل نهم	۲-۸- انواع شمع و مشخصات سازه‌ای آنها
	فصل دهم - احداث شالوده در روی خاکهای مسئله‌دار ۷۴۳ تا ۷۸۰	۳-۸- تخمین طول شمع
	۱-۱۰- مقدمه	۴-۸- کوبیدن شمع
	۲-۱۰- تعریف خاکهای ژمنده	۵-۸- مکانیسم انتقال بار
	۳-۱۰- پارامترهای فیزیکی برای شناسایی	۶-۸- روابطی برای تخمین ظرفیت باربری شمع
	۴-۱۰- روشی برای محاسبه نشست خاکهای ژمنده	۷-۸- روابط طراحی کویل و کاستلو
	۵-۱۰- طراحی شالوده در خاکهای ژمنده که در معرض خطر رطوبت نیستند	۸-۸- ظرفیت باربری نوک شمعی متکی بر سنگ
	۶-۱۰- طراحی شالوده در خاکهای ژمنده که در معرض خطر رطوبت نیستند	۹-۸- نشست شمعی
	۷-۱۰- خاکهای قابل تورم	۱۰-۸- ظرفیت کششی شمعی
	۸-۱۰- اندازه‌گیری میزان تورم در آزمایشگاه	۱۱-۸- شمعی قائم تحت بار جانبی
	۹-۱۰- طبقه‌بندی خاکهای قابل تورم بر پایه آزمایشهای نشانه	۱۲-۸- روابط کوبیدن شمع
	۱۰-۱۰- نکات لازم در احداث شالوده‌ها بر روی خاکهای قابل تورم	۱۳-۸- تنشهای تولید شده در شمع در حین کوبیدن
	۱۱-۱۰- ساخت شالوده‌های متکی بر خاکهای قابل تورم	۱۴-۸- آزمایش بارگذاری شمع
	۱۲-۱۰- زمینهای دفن زباله	۱۵-۸- گروه شمع
	۱۳-۱۰- نشست زمینهای دفن زباله	۱۶-۸- نشست تحکیم گروه شمع
	۱۴-۱۰- ظرفیت باربری شالوده‌های متکی بر زمینهای دفن زباله	۱۷-۸- نشست الاستیک گروه شمع
	مسائل فصل دهم	۱۸-۸- ظرفیت کششی گروه شمع
	مآخذ فصل دهم	۱۹-۸- اصطکاک جدار منفی
		مسائل فصل هشتم
		مآخذ فصل هشتم
		فصل نهم - پایه‌های عمیق و شالوده‌های صندوقه‌ای ۶۸۵ تا ۷۴۲
		۱-۹- مقدمه
		۲-۹- انواع پایه‌های عمیق

۸۷۷	۱۲ - ۱۰ - ژنوگرید	فصل یازدهم - خاک مسلح ۷۸۱ تا ۸۳۲
۸۸۰	مسائل فصل دوازدهم	۱ - ۱۱ - مقدمه ۷۸۱
۸۸۳	مآخذ فصل دوازدهم	۲ - ۱۱ - تعاریف عمومی در خاک مسلح ۷۸۲
		۳ - ۱۱ - دیوارهای حایل مسلح شده به کمک
		تسمه‌های فولادی ۷۸۸
		۴ - ۱۱ - استفاده از ژتونکتایل به عنوان مسلح کننده
		دیوار حایل ۸۰۳
		ظرفیت با بری شالوده‌های متکی بر خاک مسلح شده بر وسیله تسمه‌های فولادی
		۵ - ۱۱ - اشکال گسیختگی ۸۰۷
		۶ - ۱۱ - تعیین نیروی ایجاد شده در تسمه‌های مسلح کننده ۸۰۹
		۷ - ۱۱ - ضریب اطمینان تسمه‌ها در مقابل پارگی و
		بیرون کشیدگی ۸۱۶
		۸ - ۱۱ - روش طراحی ۸۱۸
		۹ - ۱۱ - شالوده متکی بر خاک ماسه‌ای مسلح شده
		به وسیله ژتونکتایل ۸۲۶
		۱۰ - ۱۱ - شالوده متکی بر خاک رسی مسلح شده
		به وسیله ژتونکتایل ۸۲۶
		مسائل فصل یازدهم ۸۲۸
		مآخذ فصل یازدهم ۸۳۲
		فصل دوازدهم - اصلاح خاک ۸۳۳ تا ۸۴۴
		۱ - ۱۲ - مقدمه ۸۳۳
		۲ - ۱۲ - تراکم - اصول کلی ۸۳۴
		۳ - ۱۲ - تراکم ارتعاشی ۸۴۶
		۴ - ۱۲ - پیش بارگذاری ۸۵۱
		۵ - ۱۲ - چاههای زهکش ماسه‌ای ۸۵۷
		۶ - ۱۲ - تثبیت خاک به وسیله مواد افزودنی ۸۶۲
		۷ - ۱۲ - تثبیت به وسیله خاکستر بادی ۸۷۱
		۸ - ۱۲ - ستونهای سنگی ۸۷۱
		۹ - ۱۲ - شالوده بر روی تراشه‌های دانه‌ای ۸۷۵
		۱۲ - ۱۰ - فصل سیزدهم - شالوده ماشین آلات ۸۸۵ تا ۹۸۵
		۱ - ۱۲ - مقدمه ۸۸۵
		۲ - ۱۲ - نئوریهای پایه در ارتعاشات ۸۸۷
		۳ - ۱۲ - حرکت هارمونیک ساده ۸۸۷
		۴ - ۱۲ - ارتعاش آزاد سیستم جرم و فنر بدون میرایی ۸۹۱
		۵ - ۱۲ - ارتعاش آزاد با میرایی فرج ۸۹۳
		۶ - ۱۲ - ارتعاش تحمیلی سیستم جرم - فنر
		بدون میرایی ۸۹۸
		۷ - ۱۲ - ارتعاش تحمیلی سیستم جرم - فنر با میرایی ۹۰۱
		۸ - ۱۲ - فرکانس سیستم یک درجه آزادی با میرایی در
		ارتعاش تحمیلی به علت جرم دوار ۹۰۶
		۹ - ۱۲ - چند موضوع تکمیلی ۹۰۹
		۱۰ - ۱۲ - شالوده ماشینهایی که تحت ارتعاش
		یکساخت قرار دارند ۹۱۲
		۱۱ - ۱۲ - تحلیل ارتعاشی شالوده دایره صلب با
		روش تشابهی ۹۱۹
		۱۲ - ۱۲ - روش خاک - فنر الاستیک برای تحلیل
		ارتعاشی شالوده‌ها ۹۳۶
		۱۳ - ۱۲ - ارتعاشات ترکیبی ۹۴۷
		۱۴ - ۱۲ - شالوده ماشینهای ضربه‌ای ۹۵۱
		۱۵ - ۱۲ - معیارهای طراحی برای شالوده ماشین آلات ۹۶۱
		۱۶ - ۱۲ - جدا کردن ارتعاش ۹۶۴
		۱۷ - ۱۲ - مثالها ۹۶۶
		مسائل فصل سیزدهم ۹۸۴
		پیوست الف - ضرایب تبدیل واحد ۹۸۶
		پیوست ب - جواب مسائل با شماره فرد ۹۸۹

فصل اول

مشخصات ژئوتکنیکی خاک و نهشته های طبیعی خاک

۱-۱ مقدمه

طراحی شالوده های سازه های نظیر؛ ساختمان، پل، و سد احتیاج به داشتن معلوماتی در مورد عواملی از قبیل زیر دارد:

الف: باری که از سازه به شالوده منتقل می شود.

ب: احتیاجات آیین نامه های ساختمانی.

پ: رفتار تنش - تغییر شکل خاکی که سیستم شالوده را تحمل می کند.

ت: شرایط زمین شناسی خاک ناحیه مورد نظر.

برای یک مهندسی پی، دو عامل ب و ت خیلی مهم هستند زیرا این دو عامل بستگی به مشخصات مکانیکی خاک دارند.

مشخصات ژئوتکنیکی خاک نظیر؛ دانه بندی، خاصیت خمیری، قابلیت فشرده گی، و مقاومت برشی - با استفاده از آزمایشهای آزمایشگاهی قابل تعیین است. اخیراً برای تعیین خواص مقاومتی خاک، تأکید روی آزمایشهای درجا^۱ می باشد، زیرا در چنین آزمایشهایی، احتیاج به نمونه گیری که باعث دست خوردگی نمونه و در نتیجه تغییر خواص آن می شود، نیست. از طرفی تحت شرایطی خاص، تعیین تمام پارامترهای مکانیکی امکان پذیر نیست و یا بنا به ملاحظات اقتصادی بعضی از پارامترها تعیین نمی شوند. در چنین مواردی مهندس پی باید به کمک پارامترهای موجود، مقادیر مناسبی برای پارامترهای مجهول تخمین بزند. برای بالا بردن دقت پارامترهای مقاومتی خاک، (چه از

1- *insitu tests*

طریق آزمایشهای آزمایشگاهی، چه به صورت درجا، و چه با استفاده از فرضهای منطقی حاصل شده باشند)، مهندس پی باید دارای فهم خوبی از اصول پایه مکانیک خاک باشد. در کنار این موضوع، او باید به این نکته نیز توجه داشته باشد که نهشته‌های طبیعی خاک که شالوده روی آن بنا می‌شود، در اغلب اوقات یک محیط همگن نیستند. بنابراین مهندس باید یک اطلاعات کلی از زمین‌شناسی منطقه، یعنی منشأ پیدایش و طبیعت لایه‌بندی و همچنین شرایط آب زیرزمینی و وجود گسلها، داشته باشد. مهندسی پی یک ترکیب هوشمندانه از مکانیک خاک، مهندسی زمین‌شناسی و فضاوت درست از تجربیات گذشته است. در شرایط کنونی آن‌را می‌توان یک هنر مهندسی در نظر گرفت تا علم. در تعیین این موضوع که چه نوع شالوده‌ای برای سازه اقتصادی و ایمن است، مهندس طراح باید بار وارد از سازه، شرایط تحت‌الارضی و نشست و یا اختلاف نشست مجاز را در نظر داشته باشد. در حالت کلی شالوده‌های ساختمانها و پلها را می‌توان به دو نوع اصلی طبقه‌بندی کرد: ۱- شالوده‌های سطحی^۲؛ ۲- شالوده‌های عمیق^۳. شالوده‌های تک^۴، شالوده‌های پای دیوار^۵ و شالوده‌های گسترده^۶ از انواع شالوده‌های سطحی می‌باشند. در اکثر شالوده‌های سطحی، عمق شالوده مساوی و یا کمتر از سه‌چهارم عرض شالوده است. شمعها^۷ و صندوقه‌ها^۸، از انواع شالوده‌های عمیق هستند. از شالوده‌های عمیق وقتی استفاده می‌شود که ظرفیت باربری لایه‌های فوقانی خاک کم باشد و در صورت استفاده از شالوده‌های سطحی، صدمات جدی بر ساختمان وارد شود. مسائل مربوط به شالوده‌های سطحی در فصول ۳ و ۴ و مسائل مربوط به شالوده‌های عمیق در فصول ۸ و ۹ مورد توجه قرار خواهد گرفت.

فصل حاضر به دو بخش عمده تقسیم می‌شود: (۱) مشخصات ژئوتکنیکی پایه خاک، (۲) نهشته‌های طبیعی خاک. در بخش اول عناوینی نظیر؛ دانه‌بندی، خواص خمیری خاک، طبقه‌بندی خاک، تنش مؤثر، تحکیم و پارامترهای مقاومت برشی مورد بررسی قرار می‌گیرند. در ارائه مطالب فرض می‌شود که خواننده آشنایی ذهنی با این مفاهیم از درس مکانیک خاک دارد. در بخش دوم در مورد تشکیل خاک به وسیله آب، باد، یخچالها، و غیره صحبت شده و مشخصات نهشته‌های طبیعی خاک مورد بحث قرار می‌گیرد. این بخش می‌تواند در دروس زمین‌شناسی مهندسی با جزئیات بیشتری تحت پوشش قرار گیرد.

1- natural soil deposits

3- deep foundation

5- wall footing

7- pile

2- shallow Foundation

4- spread foundation

6- mat foundation

8- caisson

قسمت الف - مشخصات ژئوتکنیکی خاک

۱-۲ دانه بندی خاک

در هر توده خاک، اندازه‌های متنوعی از ذرات خاک موجود است. برای طبقه بندی کردن مشخصات خاک، باید توزیع دانه بندی (و یا طبق اصطلاح متداول، منحنی دانه بندی خاک) معلوم باشد. منحنی دانه بندی خاکها درشت دانه را می توان با استفاده از آزمایش دانه بندی با الک تعیین کرد. منحنی دانه بندی خاکهای ریزدانه با استفاده از آزمایش هیدرومتری به دست می آید. در این قسمت نکات برجسته این آزمایشها ارائه می شود. برای جزئیات بیشتر خواننده می تواند به کتابهای موجود در مورد آزمایشهای مکانیک خاک مراجعه نماید.

دانه بندی با الک

در این آزمایش، ابتدا یک مقدار مشخص از خاک، کاملاً خشک و کلوخه های آن پودر شده و از ستونی از الکهای استاندارد که در ته آنها زیرالک^۱ قرار دارد، گذرانده می شود. مقدار خاک باقیمانده روی هر الک و زیرالک، اندازه گیری شده و سپس مقدار تجمعی درصد عبوری از هر الک تعیین می شود. این عدد معمولاً به درصد عبوری و یا درصد ریزتر معروف است. در زیر لیست الکهای استاندارد آمریکایی که از آنها برای انجام آزمایش دانه بندی به منظور طبقه بندی خاک استفاده می شود، ارائه شده است.

شماره الک	قطر روزنه (mm)
4	4.75
10	2.00
20	0.85
40	0.425
60	0.25
100	0.150
200	0.075

درصد عبوری تعیین شده برای هر الک، مطابق شکل ۱-۱ در روی یک کاغذ نیمه لگاریتمی رسم می شود. توجه شود که قطر دانه ها در روی محور لگاریتمی و درصد عبوری در روی محور با مقیاس معمولی برده می شود.

از روی منحنی دانه‌بندی دو پارامتر مهم تعیین می‌شود:
(الف) ضریب یکنواختی^۱

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (۱-۱)$$

(ب) ضریب دانه‌بندی^۲ (ضریب خمیدگی)

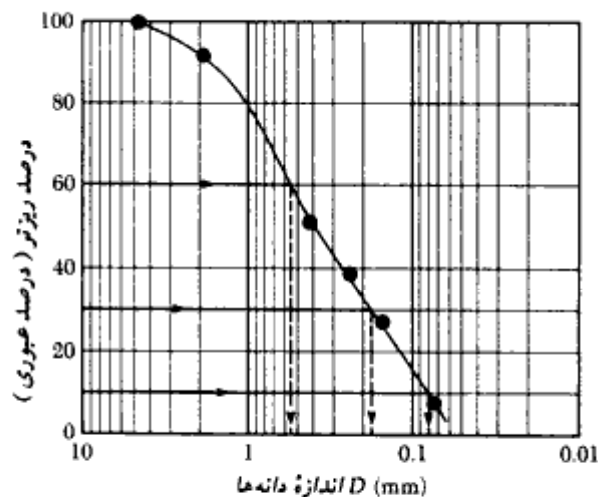
$$C_z = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (۲-۱)$$

که در آن D_{60} و D_{30} ، D_{10} قطر مربوط به ذراتی هستند که به ترتیب ۶۰، ۳۰، ۱۰ درصد ذرات از آنها ریزتر هستند.

برای منحنی دانه‌بندی نشان داده شده در شکل ۱-۱، $D_{30} = 0.17 \text{ mm}$ ، $D_{10} = 0.08 \text{ mm}$ و $D_{60} = 0.57 \text{ mm}$ می‌باشد. بنابراین برای این منحنی داریم:

$$C_u = \frac{0.57}{0.08} = 7.13$$

$$C_z = \frac{0.17^2}{(0.57)(0.08)} = 0.63$$



شکل ۱-۱ - منحنی دانه‌بندی برای خاک درشت‌دانه که از دانه‌بندی با الک حاصل شده است.

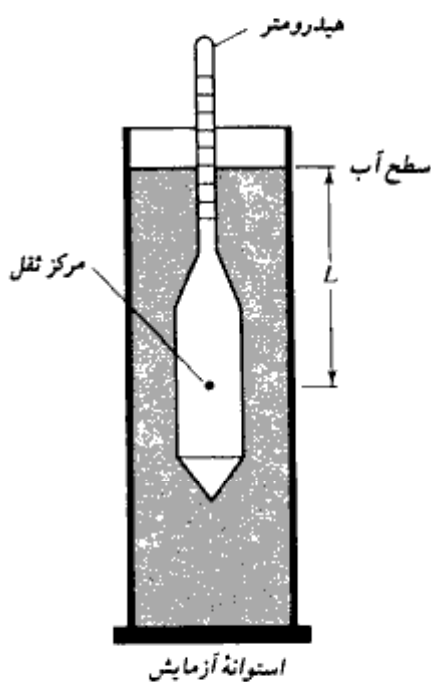
1- uniformity coefficient

2- coefficient of gradation or curvature

مقادیر C_u و C_c در سیستم طبقه‌بندی متحد (بخش ۱ - ۸) مورد استفاده قرار می‌گیرند.

دانه‌بندی با هیدرومتر

دانه‌بندی با هیدرومتر بر پایه اصول ته‌نشینی ذرات خاک در آب قرار دارد. در این آزمایش ۵۰ گرم از خاک خشک و پودر شده مورد استفاده قرار می‌گیرد. قبل از آزمایش همواره مواد پراکننده^۱ به خاک اضافه می‌شود. معمولترین ماده پراکننده، ۱۲۵ سی‌سی محلول ۴ درصد هگزمتافسفات سدیم می‌باشد. خاک باید به مدت ۱۶ ساعت در محلول پراکننده خیس بخورد. بعد از زمان خیس خوردن، آب مقطر به محلول اضافه شده و محلول رقیق شده کاملاً بهم می‌خورد. سپس محلول در استوانه آزمایش ۱۰۰۰ میلی‌لیتر ریخته می‌شود. آنقدر آب مقطر به محلول رقیق شده اضافه می‌شود تا سطح آن به علامت ۱۰۰۰ میلی‌لیتر برسد، و سپس این محلول نیز کاملاً بهم زده می‌شود. سپس مطابق شکل ۱-۲ هیدرومتر در داخل محلول قرار داده می‌شود. هیدرومتر وسیله‌ای است که به کمک آن



شکل ۱-۲ - دانه‌بندی با هیدرومتر

1- deflocculating

می توان چگالی دانه‌های محلول خاک - آب را در حوالی حباب آن اندازه‌گیری کرد. قرائت هیدرومتر معمولاً در هر ۲۴ ساعت انجام می‌شود. هیدرومتر طوری کالیبره می‌شود که مقدار خاک معلق را در هر زمان دلخواه t به دست دهد. با استفاده از قانون استوک می‌توان قطر بزرگترین ذره در حال تعلیق را در زمان t از رابطه زیر به دست آورد:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (۳-۱)$$

که در آن:

D = قطر ذره خاک

G_s = چگالی دانه‌های ذرات خاک

η = ویسکوزیته آب

γ_w = وزن مخصوص آب

L = طول مؤثر (فاصله سطح آب تا مرکز ثقل هیدرومتر - شکل ۱-۲)

t = زمان

ذرات خاک که دارای قطر بزرگتر از مقدار محاسبه شده از رابطه ۱-۳ می‌باشند، از محدوده اندازه‌گیری ته‌نشین شده‌اند. به کمک این مفهوم با قرائت هیدرومتر در زمانهای مختلف، می‌توان درصد ریزتر از قطر D محاسبه شده از رابطه ۱-۳ را تعیین نمود و به کمک آن منحنی دانه‌بندی را رسم کرد.

۱-۳ حدود اندازه ذرات خاک

خاکها برحسب اندازه ذراتشان به شن^۱، ماسه^۲، لای^۳، و رس^۴ طبقه‌بندی می‌شوند. در جدول ۱-۱ دامنه اندازه معرفی شده توسط انستیتو تکنولوژی ماساچوست (MIT)، انجمن ادارات راه و ترابری آمریکا (آشتو - AASHTO)، و سیستم طبقه‌بندی متحد ارائه شده است. از جدول ۱-۱ می‌توان مشاهده نمود که ذرات کوچکتر از ۰/۰۰۲ میلیمتر تحت عنوان رس طبقه‌بندی می‌شوند. لیکن باید به‌خاطر داشت که رس‌ها دارای خاصیت خمیری و فتیله شدن می‌باشند. این مسئله ناشی از ظهور کانیهای رسی نظیر کائولینیت^۵، ایللیت^۶، و مونت مریلونیت^۷ می‌باشد. در مقابل، بعضی کانیها نظیر

1- gravel

2- sand

3- silt

4- clay

5- kaolinite

6- illite

7- montmorillonite

کوآرتزو فلدسپات می‌توانند در اندازه‌هایی به ریزی ذرات رس وجود داشته باشند، لیکن خاصیت خمیری کانیهای رس را ندارند. از این لحاظ به آنها به جای ذرات رسی^۱، ذرات با اندازه رسی^۲ می‌گویند.

جدول ۱-۱ - حدود جداکننده اندازه ذرات

سیستم طبقه‌بندی	اندازه ذرات (mm)
MIT (استینر تکنولوژی ماساچوست)	شن : 100 mm to 2 mm ماسه : 2 mm to 0.06 mm لای : 0.06 mm to 0.002 mm رس : <0.002 mm
متحد	شن : 75 mm to 4.75 mm ماسه : 4.75 mm to 0.075 mm لای و رس (ریزانه‌ها) : <0.075 mm
AASHTO (آشتر)	شن : 75 mm to 2 mm ماسه : 2 mm to 0.05 mm لای : 0.05 mm to 0.002 mm رس : <0.002 mm

۱-۴ روابط وزنی - حجمی

در طبیعت خاک به صورت یک سیستم سه‌قسمته متشکل از ذرات جامد، آب، و هوا (یا گاز) می‌باشد. به منظور حصول روابط وزنی - حجمی، سه قسمت خاک را می‌توان مطابق شکل

۱-۳ الف از هم جدا کرد. بر این پایه، روابط حجمی به صورت زیر تعریف می‌شوند:

نسبت تخلخل^۳ e ، نسبت حجم حفرات به حجم قسمت جامد می‌باشد:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (۴-۱)$$

که در آن:

V_v = حجم حفرات (مساوی حجم آب به علاوه حجم هوا)

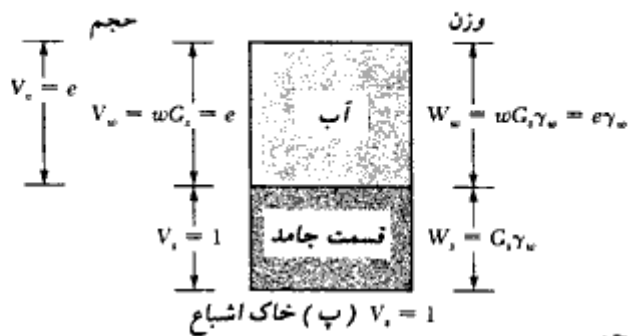
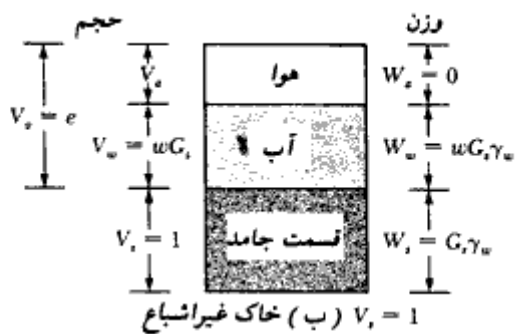
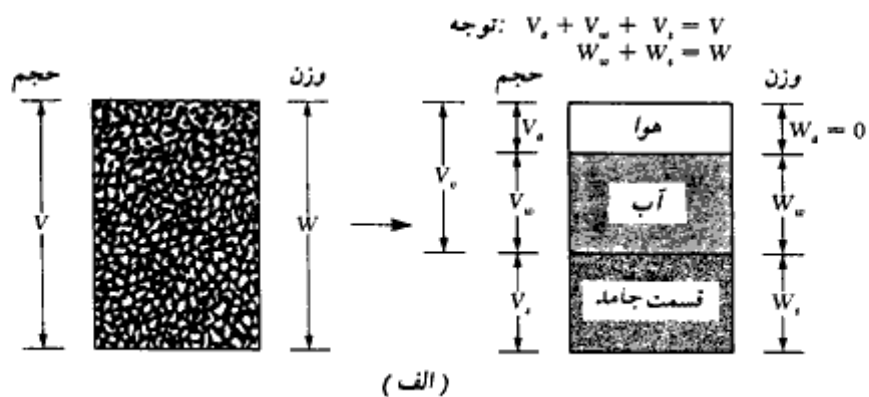
V_s = حجم قسمت جامد

پوکگی^۴ n نسبت حجم حفرات به حجم کل نمونه خاک است:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (۵-۱)$$

1- clay particle
3- void ratio

2- clay-size particle
4- procity



شکل ۱-۳- روابط وزنی - حجمی

که در آن:

$V =$ کل حجم خاک

مشاهده می شود که:

$$n = \frac{V_w}{V} = \frac{V_w}{V_s + V_w} = \frac{\frac{V_w}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_w}{V_s}} = \frac{e}{1 + e} \quad (۱-۶)$$

درجه اشباع S ، نسبت حجم آب موجود در فضای حفرات به حجم حفرات می باشد و معمولاً برحسب درصد بیان می شود.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (۷-۱)$$

که در آن:

$$V_w = \text{حجم آب}$$

توجه شود که برای خاک اشباع، درجه اشباع ۱۰۰ درصد می باشد. روابط وزنی عبارتند از میزان رطوبت w ، وزن مخصوص مرطوب γ ، وزن مخصوص خشک γ_d و وزن مخصوص اشباع γ_{sat} که به صورت زیر تعریف می شوند:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \text{میزان رطوبت} \quad (۸-۱)$$

که در آن:

$$W_s = \text{وزن قسمت جامد}$$

$$W_w = \text{وزن آب}$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \text{وزن مخصوص مرطوب} \quad (۹-۱)$$

که در آن:

$$W = \text{وزن کل نمونه خاک} = W_s + W_w$$

فرض می شود که وزن هوا، W_a ، ناچیز بوده و قابل صرف نظر کردن است.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \text{وزن مخصوص خشک} \quad (۱۰-۱)$$

وقتی که توده خاک کاملاً اشباع است (بدین معنی که تمام حجم حفرات توسط آب پر شده)، وزن مخصوص مرطوب خاک (رابطه ۱-۹)، مساوی وزن مخصوص اشباع γ_{sat} می شود. بنابراین اگر $V_o = V_w$ باشد، $\gamma = \gamma_{sat}$ می شود.

با توجه به تعاریف فوق و استفاده از شکل ۱-۳-۳ که در آن نمونه خاکی با حجم قسمت

1- Degree of saturation

2- moisture content

3- moist unit weight

4- dry unit weight

5- saturated unit weight

جامد واحد در نظر گرفته شده، روابط مفیدتری می‌توان به دست آورد. توجه شود که اگر $V_s = 1$ شود، از رابطه ۱-۴ مقدار $V_v = e$ می‌شود.

وزن قسمت جامد را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$W_w = G_s \gamma_w$$

که در آن:

$$G_s = \text{چگالی دانه‌ها}$$

$$\gamma_w = \text{وزن مخصوص آب (مساوی ۹/۸۱ کیلونیوتن بر مترمکعب °C)}$$

همچنین از رابطه ۱-۸، وزن آب مساوی $W_w = wW_s$ می‌شود. بنابراین برای نمونه خاک مورد نظر، خواهیم داشت:

$$W_w = wW_s = wG_s \gamma_w$$

حال با استفاده از رابطه عمومی وزن مخصوص مرطوب (رابطه ۱-۹)، می‌توان نوشت:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e} \quad (11-1)$$

به‌طور مشابه، وزن مخصوص خشک (رابطه ۱-۱۰) برابر است با:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (12-1)$$

از روابط ۱-۱۱ و ۱-۱۲ به دست می‌آید:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (13-1)$$

اگر مطابق شکل ۱-۳، پ یک نمونه خاک کاملاً اشباع باشد، داریم:

$$V_v = e$$

همچنین در این حالت:

$$V_v = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s \gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

بنابراین:

$$e = wG_s \quad (\text{فقط برای خاک اشباع}) \quad (14-1)$$

* با دقت کافی می‌توان آن را مساوی ۱۰ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر گرفت.

حال وزن مخصوص اشباع خاک را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} \quad (15-1)$$

روابطی نظیر روابط (۱۱-۱)، (۱۲-۱)، و (۱۵-۱) را با در نظر گرفتن نمونه خاک با حجم واحد، می‌توان برحسب پوکی به دست آورد. این روابط عبارتند از:

$$\gamma = G_s \gamma_w (1 - n)(1 + w) \quad (16-1)$$

$$\gamma_d = (1 - n) G_s \gamma_w \quad (17-1)$$

$$\gamma_{sat} = [(1 - n) G_s + n] \gamma_w \quad (18-1)$$

۱-۵ تراکم نسبی (چگالی نسبی)

در خاکهای دانه‌ای، درجه تراکم در صحرا را می‌توان با استفاده از تراکم نسبی (D_r) تعیین نمود. تراکم نسبی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (19-1)$$

که در آن:

e_{max} = نسبت تخلخل خاک در شل‌ترین حالت

e_{min} = نسبت تخلخل خاک در متراکم‌ترین حالت

e = نسبت تخلخل در محل

مقادیر e_{max} و e_{min} در آزمایشگاه طبق استاندارد ASTM-D2040^۲ تعیین می‌شوند.

تراکم نسبی را می‌توان برحسب وزن مخصوص خشک تعیین نمود. داریم:

$$D_r = \left\{ \frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}} \right\} \frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_d} \quad (20-1)$$

که در آن:

γ_d = وزن مخصوص خشک در محل

1- relative density

2- American Society for testing of materials

$\gamma_{d(max)}$ = وزن مخصوص خشک در متراکم‌ترین حالت (یعنی وقتی که نسبت تخلخل مساوی e_{min} می‌باشد).

$\gamma_{d(min)}$ = وزن مخصوص خشک در شل‌ترین حالت (یعنی وقتی که نسبت تخلخل مساوی e_{max} می‌باشد).

مثال ۱-۱:

یک نمونه خاک دارای وزن $1/8$ کیلو نیوتن و حجم $1/10$ متر مکعب می‌باشد. میزان رطوبت آن که در آزمایشگاه به دست آمده، $12/6$ درصد است. با داشتن $G_s = 2.71$ ، مطلوب است تعیین:

الف: وزن مخصوص مرطوب

ب: وزن مخصوص خشک

پ: نسبت تخلخل

ت: پوکی

ث: درجه اشباع

حل:

قسمت الف: وزن مخصوص مرطوب

از رابطه ۱-۹ داریم:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{1.8 \text{ kN}}{0.1 \text{ m}^3} = 18 \text{ kN/m}^3$$

قسمت ب: وزن مخصوص خشک

از رابطه ۱-۱۳ داریم:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{18}{1 + \frac{12.6}{100}} = 15.99 \text{ kN/m}^3$$

قسمت پ: نسبت تخلخل

از رابطه ۱-۱۲ داریم:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad \text{یا} \quad e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.71)(9.81)}{15.99} - 1 = 0.66$$

۲۱۰

مشخصات ژئوتکنیکی خاک

قسمت ت: پوکی

از رابطه ۱ - ۶ داریم:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.66}{1 + 0.66} = 0.398$$

قسمت ث: درجه اشباع

از رابطه ۱ - ۳ - ب داریم:

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e} = \frac{(0.126)(2.71)}{0.66} \times 100 = 51.7\%$$

مثال ۱ = ۲:

برای یک خاک مرطوب، $G_s = 2.68$ ، $w = 16\%$ ، $e = 0.62$ می باشد. مطلوب است تعیینالف: n ب: S پ: γ ت: γ_s

حل:

قسمت الف: پوکی

از رابطه ۱ - ۶ داریم:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.62}{1 + 0.62} = 0.383$$

قسمت ب: درجه اشباع

از رابطه ۱ - ۷ داریم:

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e} = \frac{(0.16)(2.68)}{0.62} = 0.692$$

قسمت پ: وزن مخصوص مرطوب

از رابطه ۱ - ۱۱ داریم:

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e} = \frac{(2.68)(9.81)(1 + 0.16)}{1 + 0.62} = 18.83 \text{ kN/m}^3$$

قسمت ت: وزن مخصوص خشک

از رابطه ۱-۱۳ داریم:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{18.83}{1+0.16} = 16.23 \text{ kN/m}^3$$

مثال ۱-۳:

یک خاک دانه‌ای (ماسه) در آزمایشگاه مورد آزمایش قرار گرفت و معلوم شد که نسبت تخلخل حداکثر و حداقل آن به ترتیب ۰/۸۴ و ۰/۳۸ می‌باشد. چگالی دانه‌ها نیز مساوی ۲/۶۵ به دست آمد. این ماسه در وضعیت طبیعی دارای میزان رطوبت ۹ درصد و وزن مخصوص مرطوب ۱۸/۶۴ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد. مطلوب است تعیین تراکم نسبی خاک در صحرا

حل:

از رابطه ۱-۱۳ داریم:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{18.64}{1 + \frac{9}{100}} = 17.1 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}$$

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.65)(9.81)}{17.1} - 1 = 0.52$$

در نتیجه با استفاده از رابطه ۱-۱۹ می‌توان نوشت:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0.84 - 0.52}{0.84 - 0.38} = 0.696 = 69.6\%$$

۱-۶ مقادیر نمونه چگالی دانه‌ها، نسبت تخلخل و وزن مخصوص خشک برای خاکهای طبیعی

به استثنای تورب^۱ و خاکهای خیلی آلی، دامنه تغییرات چگالی دانه‌های (G_s) خاکهایی که در طبیعت یافت می‌شوند، خیلی زیاد نیست. در جدول ۱-۲ بعضی مقادیر نمونه ارائه شده است. در غیاب نتایج آزمایشگاهی، با استفاده از اعداد نمونه معرفی شده در جدول، می‌توان مقدار مناسبی برای خاک مورد نظر انتخاب کرد.

جدول ۱-۲. چگالی دانه‌های بعضی خاکها

G_s	نوع خاک
2.64-2.66	ماسه کوارتزی
2.67-2.73	لای
2.70-2.9	رس
2.60-2.75	گچ
2.65-2.73	ماسه بادی
1.30-1.9	تورب

در جدول ۱-۳ نیز مقادیر نمونه نسبت تخلخل و وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت در حالت

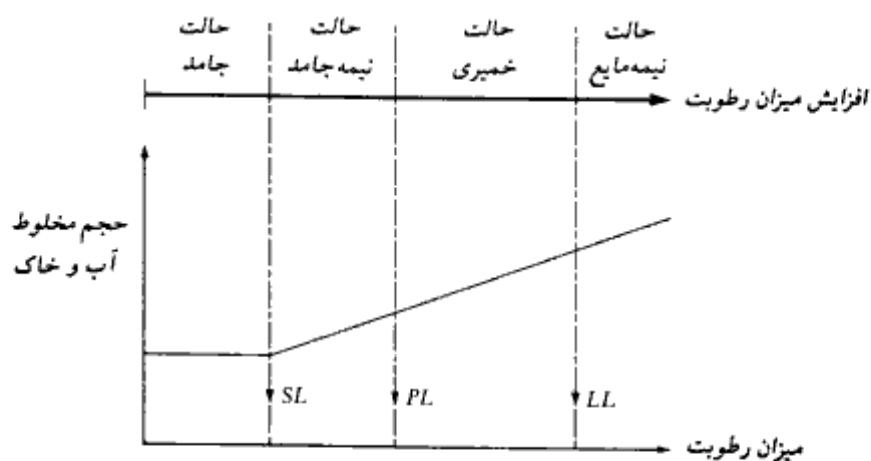
جدول ۱-۳. مقادیر نمونه نسبت تخلخل، میزان رطوبت در حالت اشباع و وزن مخصوص خشک بعضی از خاکها

نوع خاک	نسبت تخلخل e	میزان رطوبت طبیعی در حالت اشباع (%)	وزن مخصوص خشک % ^{۷۵}	
			(kN/m ³)	(lb/ft ³)
ماسه بکرواحت نل	0.8	30	14.5	92
ماسه بکرواحت متراکم	0.45	16	18	115
ماسه لای دار نل با دانه‌های نیزگوش	0.65	25	16	102
ماسه لای دار متراکم با دانه‌های نیزگوش	0.4	15	19	120
رس سفت	0.6	21	17	108
رس نرم	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5	73-92
ماسه بادی	0.9	25	13.5	86
رس آلی نرم	2.5-3.2	90-120	6-8	38-51
نیل (بهرفت نودمای)	0.3	10	21	134

اشباع برای بعضی از خاکهای طبیعی ارائه شده است. از این جدول ملاحظه می شود که برای اغلب خاکهای غیرچسبنده، نسبت تخلخل بین $0/4$ تا $0/8$ است. وزن مخصوص خشک این نوع خاکها بین 14 تا 19 کیلونیوتن بر متر مکعب می باشد.

۱-۷ حدود اتربرگ

اگر یک خاک رس دار با مقدار زیادی آب مخلوط شود، مثل یک سیال روان می شود. اگر این مخلوط بتدریج خشک شود، رطوبت خود را از دست می دهد. با کاهش میزان رطوبت، خاک ابتدا حالت خمیری^۱، بعد نیمه جامد^۲ و بالاخره حالت جامد^۳ به خود می گیرد. میزان رطوبتی که در آن خاک از حالت مایع به حالت خمیری درمی آید، حد مایع (یا حد روانی) (LL)^۴ نامیده می شود. به طور مشابه، میزان رطوبتی که در آن خاک از حالت خمیری به حالت نیمه جامد درمی آید، حد خمیری^۵ (PL) و میزان رطوبتی که در آن خاک از حالت نیمه جامد به حالت جامد درمی آید، حد انقباض^۶ (SL) نامیده می شود. این حدود که به حدود اتربرگ معروف هستند، در شکل ۱-۴ ارائه شده اند. حد مایع (حد روانی) خاک به کمک روش کازاگراننده طبق استاندارد ASTM-D4318



شکل ۱-۴- تعریف حدود اتربرگ

1- plastic
3- solid
5- plastic limit

2- semisolid
4- liquid limit
6- shrinkage limit

اندازه‌گیری می‌شود و طبق تعریف میزان رطوبتی است که به‌ازای آن شیباری به عمق ۱۲/۷ میلیمتر (۵/۰ اینچ) در ۲۵ ضربه بسته می‌شود.

حد خمیری، میزان رطوبتی است که به‌ازای آن اگر فیتبله‌ای به قطر ۳/۲ میلیمتر (یک‌هشتم اینچ) از خمیر خاک نمونه (با روش غلتاندن) ساخته شود، خرد گردد. روش آزمایش طبق (ASTM-D-4318) استاندارد شده است.

حد انقباض، میزان رطوبتی است که از آن به‌بعد، کاهش رطوبت باعث کاهش حجم خاک نمی‌شود. در شکل ۱ - ۴ این حد نشان داده شده است. روش آزمایش طبق (ASTM-D-427) استاندارد شده است.

نشانه خمیری (PI)، به‌صورت تفاضل حد مایع و حد خمیری تعریف می‌شود:

$$PI = LL - PL \quad (1 - 21)$$

در جدول ۱ - ۴، مقادیر نمونه از حدود مایع و خمیری برای تعدادی از کانیهای رس و خاکهای مختلف ارائه شده است. باید به‌خاطر داشت که حدود اتربرگ برای خاکهای مختلف برحسب منشأ خاک و طبیعت و مقدار کانیهای رس موجود در آن، به‌مقدار زیادی تغییر می‌کند.

جدول ۱ - ۴ - مقادیر نمونه حد مایع و خمیری برای بعضی از کانیهای رس و خاکها

نوع خاک	حد مایع	حد خمیری
Kaolinite کائولینیت	35-100	25-35
Illite ایلیت	50-100	30-60
Montmorillonite مونتمریلونیت	100-800	50-100
Boston Blue clay رس آبی بوستون	40	20
Chicago clay رس شیکاگو	60	20
Louisiana clay رس لوئیزیانا	75	25
London clay رس لندن	66	27
Cambridge clay رس کمبریج	39	21
Montana clay رس مونتانا	52	18
Mississippi Gumbo گامبوی می‌سی‌سی‌پی	95	32
Loessial soils in north and northwest China خاکهای بادی شمال چین	25-35	15-20

۸-۱ سیستمهای طبقه‌بندی خاک

سیستمهای طبقه‌بندی براساس مشخصات عادی مهندسی خاک نظیر دانه‌بندی، حد مایع، حد خمیری، خاکها را به گروهها و زیرگروههایی تقسیم می‌نمایند. دو سیستم طبقه‌بندی که در حال حاضر

متداول می‌باشند، عبارتند از سیستم طبقه‌بندی آشتو^۱ و سیستم طبقه‌بندی متحد^۲. سیستم طبقه‌بندی آشتو اساساً برای طبقه‌بندی خاک بستر راهها ابداع شده است و از آن معمولاً در مسائل خاک مربوط به پی ساختمانها استفاده نمی‌شود و به جای آن، سیستم طبقه‌بندی متحد مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این بخش هر دو سیستم به‌طور خلاصه تشریح می‌شوند.

سیستم طبقه‌بندی آشتو

سیستم طبقه‌بندی آشتو اول بار در سال ۱۹۴۵ پیشنهاد شد. در شکل کنونی این سیستم، خاکها برحسب دانه‌بندی و حد مایع و نشانه خمیری به هشت گروه اصلی A-1 تا A-8 طبقه‌بندی می‌شوند. خاکهایی که در گروههای اصلی A-1، A-2، A-3 جای می‌گیرند، خاکهای درشت‌دانه و آنهایی که در گروههای اصلی A-4، A-5، A-6 و A-7 جای می‌گیرند، خاکهای ریزدانه هستند. گروه A-8 نیز مخصوص خاکهای خیلی آلی مثل تورب و غیره هستند. این خاکها با بازرسی چشمی قابل شناسایی هستند.

در جدول ۱-۵ سیستم طبقه‌بندی آشتو برای گروههای A-1 تا A-7 ارائه شده است. توجه شود که تحت گروه A-7 دو نوع خاک وجود دارد. برای نوع A-7-5، نشانه خمیری خاک باید مساوی و یا کمتر از حد مایع منهای ۳۰ باشد. برای نوع A-7-6، نشانه خمیری باید بزرگتر از حد مایع منهای ۳۰ باشد.

برای برآورد کیفی مناسب بودن یک خاک به عنوان استفاده در بستر راه، عددی به نام نشانه گروه^۳ معرفی می‌شود. هرچه عدد نشانه گروه بزرگتر باشد، خاک برای استفاده به عنوان بستر ضعیفتر است. نشانه گروه ۲۰ و یا بزرگتر دلالت بر مصالح بسیار ضعیف به عنوان استفاده در بستر راه دارد. رابطه نشانه گروه GI به صورت زیر می‌باشد:

$$GI = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10) \quad (22-1)$$

که در آن:

F_{200} = درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ که به صورت یک عدد کامل بیان می‌شود.

1- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

2- Unified System

3- Group index

جدول ۱ - ۵ - سیستم طبقه بندی آشتو

طبقه بندی عمومی	مصالح دانه ای						
	کتر از ۳۵ درصد کل نمونه از الک ۲۰۰ عبور می کند						
	A-1			A-2			
طبقه بندی گروه	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
دانه بندی (درصد عبوری)							
الک No. 10	50 max						
الک No. 40	30 max	50 max	51 min				
الک No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
برای قسمت عبوری از الک شماره ۲۰							
حد مایع (LL)			غیرخمیری	40 max	41 min	40 max	41 min
نشانه خمیری (PI)	6 max			10 max	10 max	11 min	11 min
نوع معمول مصالح	خرده سنگ، شن و ماسه		ماسه ریز	شن و ماسه لای یا رس دار			
مناسب بودن برای بستر	خوب تا عالی						

طبقه بندی عمومی	مصالح رس - لای			
	بیشتر از ۳۵ درصد کل نمونه از الک ۲۰۰ عبور می کند			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6*
دانه بندی (درصد عبوری)				
الک No. 10				
الک No. 40				
الک No. 200	36 min	36 min	36 min	36 min
برای قسمت عبوری از الک شماره ۲۰				
حد مایع (LL)	40 max	41 min	40 max	41 min
نشانه خمیری (PI)	10 max	10 max	11 min	11 min
نوع معمول مصالح	اکثر خاکهای لای دار		اکثر خاکهای رسی	
مناسب بودن برای بستر	متوسط تا بد			

* If $PI \leq LL - 30$, it is A-7-5* If $PI > LL - 30$, it is A-7-6

LL = حد مایع

PI = نشانه خمیری

وقتی که نشانه گروه برای خاکی متعلق به گروه A-2-6 یا A-2-7 محاسبه می شود، فقط از قسمتی از

رابطه که به نشانه خمیری بستگی دارد، استفاده می‌شود:

$$GI = 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

نشانه گروه به نزدیکترین عدد کامل گرد می‌شود و بعد از گروه خاک در داخل پرانتز نوشته می‌شود. برای مثال:

$$\underbrace{A - 4 (5)}_{\text{نشانه گروه خاک}}$$

سیستم طبقه‌بندی متحد

این سیستم اول بار در سال ۱۹۴۲ توسط کازاگرانده پیشنهاد شده و در طول زمان اصلاحاتی بر آن وارد گردیده تا به شکل حاضر درآید. این سیستم در حال حاضر در تمام کارهای ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در سیستم طبقه‌بندی متحد، برای شناسایی خاکها از علائم زیر استفاده می‌کنند:

علامت	توصیف
G	شن
S	ماسه
M	لای
C	رس
O	رس یا لای آلی
Pt	تورب و خاکهای خیلی آلی
H	خاصیت خمیری زیاد
L	خاصیت خمیری کم
W	خوب دانه‌بندی شده
P	بد دانه‌بندی شده

جدول ۱-۶ و نمودار خمیری شکل ۱-۵، روش تعیین علامت گروه را برای انواع مختلف خاک نشان می‌دهند. در هنگام طبقه‌بندی خاک، نام گروه که توصیف عمومی از خاک است، همراه با علامت گروه ذکر می‌گردد. جداول ۱-۷، ۱-۸، و ۱-۹ به ترتیب معیارهایی جهت تعیین نام گروه خاکهای درشت‌دانه، ریزدانه غیرآلی، و ریزدانه آلی ارائه می‌دهند.

این جداول بر پایه ASTM-D-2487 تنظیم شده‌اند.

جدول ۱-۶- علامت گروه برای خاک طبق سیستم طبقه‌بندی متحد بر پایه مصالح عبوری
از الک ۱۳ اینچ (۷۵ میلی‌متر)

تقسیم‌بندی اصلی	معیار	علامت گروه
خاک درشت‌دانه $R_{200} > 50$ خاک شن‌دار $R_4 > 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5, C_u \geq 4, 1 \leq C_c \leq 3$	GW
	$F_{200} < 5, C_u < 4, 3$ و یا C_c خارج از محدوده ۱ و ۲	GP
	$F_{200} > 12, PI < 4, A$ یا حدود ازبرگ زیر خط A	GM
	$F_{200} > 12, PI > 7, A$ و حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A	GC
	$F_{200} > 12, LL < 50, 4 \leq PI \leq 7, A$ و حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A	GC-GM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12;$	GW-GM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12;$	GW-GC*
	$5 \leq F_{200} \leq 12;$	GP-GM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12;$	GP-GC*
	خاک ماسه‌دار $R_4 \leq 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5, C_u \geq 6, 1 \leq C_c \leq 3$
$F_{200} < 5, C_u < 6, 3$ و یا C_c خارج از محدوده ۱ و ۲		SP
$F_{200} > 12, PI < 4, A$ یا حدود ازبرگ زیر خط A		SM
$F_{200} > 12, PI > 7, A$ و حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A		SC
$F_{200} > 12, LL > 50, 4 \leq PI \leq 7, A$ و حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A		SC-SM*
$5 \leq F_{200} \leq 12;$		SW-SM*
$5 \leq F_{200} \leq 12;$		SW-SC*
$5 \leq F_{200} \leq 12;$		SP-SM*
$5 \leq F_{200} \leq 12;$		SP-SC*
خاک ریزدانه (غیر آلی) $R_{200} \leq 50$ خاکهای لای و رس‌دار $LL < 50$		$PI < 4, A$ یا حدود ازبرگ زیر خط A
	$PI > 7, A$ و حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A	CL
	$4 \leq PI \leq 7, A$ حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A	CL-ML*
خاکهای لای و رس‌دار $LL \geq 50$	حدود ازبرگ زیر خط A	MH
	حدود ازبرگ منطبق و با بالای خط A	CH
خاک ریزدانه (آلی) رس و لای آلی $LL < 50$ رس و لای آلی $LL \geq 50$	$\frac{LL_{not\ oven\ dry}}{LL_{oven\ dry}} < 0.75$	OL
	$\frac{LL_{not\ oven\ dry}}{LL_{oven\ dry}} < 0.75$	OH

درصد ماسه روی الک ۴، R_4 ، درصد ماسه روی الک ۲۰۰، R_{200} ، درصد عبوری از الک $F_{200} = 200$ ، نشانه خمیری PI ، حد مایع LL ، ضریب دان‌بندی (خمیدگی) C_u ، ضریب یکپوشایی C_c ، حدود ازبرگ بر مبنای قسمت عبوری از الک نمره ۴۰ قرار دارد.

* حالت خط مرزی، نامگذاری مضاعف

جدول ۱-۷- نام گروه برای خاکهای درشت دانه (بر پایه ASTM-D-2487)

علامت گروه	معیار		نام گروه
	قسمت شنی (%)	قسمت ماسه‌ای (%)	
GW	< 15	< 15	شن خوب دانه‌بندی شده
	≥ 15	< 15	شن خوب دانه‌بندی شده با ماسه
GP	< 15	< 15	شن بد دانه‌بندی شده
	≥ 15	< 15	شن بد دانه‌بندی شده با ماسه
GM	< 15	< 15	شن لای دار
	≥ 15	< 15	شن لای دار با ماسه
GC	< 15	< 15	شن رس دار
	≥ 15	< 15	شن رس دار با ماسه
GC-GM	< 15	< 15	شن رس و لای دار
	≥ 15	< 15	شن رس و لای دار با ماسه
GW-GM	< 15	< 15	شن خوب دانه‌بندی شده با لای
	≥ 15	< 15	شن خوب دانه‌بندی شده با لای و ماسه
GW-GC	< 15	< 15	شن خوب دانه‌بندی شده با رس
	≥ 15	< 15	شن خوب دانه‌بندی شده با رس و ماسه
GP-GM	< 15	< 15	شن بد دانه‌بندی شده با لای
	≥ 15	< 15	شن بد دانه‌بندی شده با لای و ماسه
GP-GC	< 15	< 15	شن بد دانه‌بندی شده با رس
	≥ 15	< 15	شن بد دانه‌بندی شده با رس و ماسه
SW	< 15	< 15	ماسه خوب دانه‌بندی شده
	≥ 15	< 15	ماسه خوب دانه‌بندی شده با شن
SP	< 15	< 15	ماسه بد دانه‌بندی شده
	≥ 15	< 15	ماسه بد دانه‌بندی شده با شن
SM	< 15	< 15	ماسه لای دار
	≥ 15	< 15	ماسه لای دار با شن
SC	< 15	< 15	ماسه رس دار
	≥ 15	< 15	ماسه رس دار با شن
SM-SC	< 15	< 15	ماسه رس و لای دار
	≥ 15	< 15	ماسه لای و رس دار با شن
SW-SM	< 15	< 15	ماسه خوب دانه‌بندی شده با لای
	≥ 15	< 15	ماسه خوب دانه‌بندی شده با لای و شن
SW-SC	< 15	< 15	ماسه خوب دانه‌بندی شده با رس
	≥ 15	< 15	ماسه خوب دانه‌بندی شده با رس و شن
SP-SM	< 15	< 15	ماسه بد دانه‌بندی شده با لای
	≥ 15	< 15	ماسه بد دانه‌بندی شده با لای و شن
SP-SC	< 15	< 15	ماسه بد دانه‌بندی شده با رس
	≥ 15	< 15	ماسه بد دانه‌بندی شده با رس و شن

توجه: قسمت ماسه‌ای = درصد عبوری از الک شماره چهار و مانده روی الک شماره $R_{200} - R_4 = 200$
 قسمت شنی = درصد عبوری از الک ۷۵ میکرومتر و مانده روی الک شماره $R_4 = 4$

جدول ۱-۸. نام گروه برای خاکهای ریزدانه غیرآلی (بر پایه ASTM-D-2487)

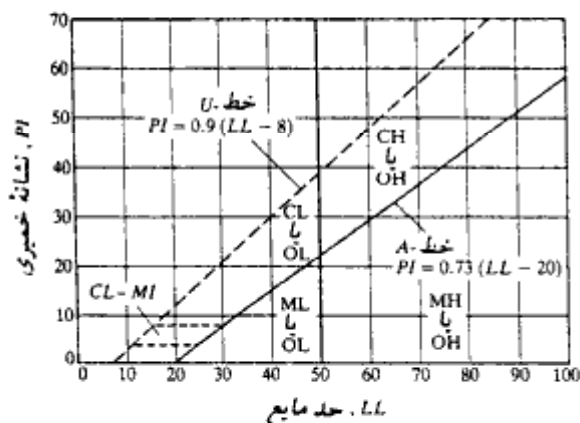
علامت گروه	معیار			نام گروه
	R_{200}	نسبت ماسه‌ای / قسمت شنی	نسبت شنی	
CL	< 15	≥ 1		رس لایه
	15 to 29	< 1		رس لایه با ماسه
	≥ 30	≥ 1	< 15	رس لایه با شن
		< 1	≥ 15	رس لایه ماسه‌دار
ML	< 15	≥ 1		رس لایه ماسه‌دار با شن
	15 to 29	< 1		رس لایه شن‌دار
	≥ 30	≥ 1	< 15	رس لایه شن‌دار با ماسه
		< 1	≥ 15	لایه
CL-ML	< 15	≥ 1		لایه با ماسه
	15 to 29	< 1		لایه با شن
	≥ 30	≥ 1	< 15	لایه ماسه‌دار
		< 1	≥ 15	لایه ماسه‌دار با شن
CH	< 15	≥ 1		لایه شن‌دار با ماسه
	15 to 29	< 1		رس لایه‌دار
	≥ 30	≥ 1	< 15	رس لایه‌دار با ماسه
		< 1	≥ 15	رس لایه‌دار با شن
MH	< 15	≥ 1		رس ماسه و لایه‌دار با شن
	15 to 29	< 1		رس شن و لایه‌دار
	≥ 30	≥ 1	< 15	رس شن و لایه‌دار با ماسه
		< 1	≥ 15	رس چاق
MH	< 15	≥ 1		رس چاق با ماسه
	15 to 29	< 1		رس چاق با شن
	≥ 30	≥ 1	< 15	رس چاق ماسه‌دار
		< 1	≥ 15	رس چاق ماسه‌دار با شن
MH	< 15	≥ 1		رس چاق شن‌دار
	15 to 29	< 1		رس چاق شن‌دار با ماسه
	≥ 30	≥ 1	< 15	لایه الاستیک
		< 1	≥ 15	لایه الاستیک با ماسه
MH	< 15	≥ 1		لایه الاستیک با شن
	15 to 29	< 1		لایه الاستیک ماسه‌دار
	≥ 30	≥ 1	< 15	لایه الاستیک ماسه‌دار با شن
		< 1	≥ 15	لایه الاستیک شن‌دار
MH	< 15	≥ 1		لایه الاستیک شن‌دار با ماسه
	15 to 29	< 1		
	≥ 30	≥ 1	< 15	
		< 1	≥ 15	

توجه: R_{200} = درصد مانده روی الک شماره ۲۰۰، نسبت ماسه‌ای = درصد عبوری از الک شماره ۴ و مانده روی الک شماره ۲۰۰ - $R_4 - R_{200}$ ، نسبت شنی = درصد عبوری از الک ۷۵ میلیمتر و مانده روی الک شماره ۴ - R_4

جدول ۱-۹. نام گروه برای خاکهای ریزدانه آلی

علامت گروه	خاصیت خمیری	معیار			نام گروه
		R_{200}	قسمت شنای	قسمت شنای ماسه‌ای	
OL	$PI \geq 4$, حدود از برگ منطقه و با بالای خط A	< 15	≥ 1		رس آلی
		15 تا 29	≥ 1		رس آلی با ماسه
		≥ 30	≥ 1	< 15	رس آلی با شن
			≥ 1	≥ 15	رس آلی ماسه‌دار
			< 1		رس آلی ماسه‌دار با شن
			< 1		رس آلی شن‌دار
	$PI < 4$, حدود زیر خط A	< 15	≥ 1		رس آلی شن‌دار با ماسه
		15 تا 29	≥ 1		لای آلی با ماسه
		≥ 30	≥ 1	< 15	لای آلی با شن
			≥ 1	≥ 15	لای آلی ماسه‌دار
			< 1		لای آلی ماسه‌دار با شن
			< 1		لای آلی شن‌دار
OH	حدود از برگ منطقه و با بالای خط A	< 15	≥ 1		رس آلی
		15 تا 29	≥ 1		رس آلی با ماسه
		≥ 30	≥ 1	< 15	رس آلی با شن
			≥ 1	≥ 15	رس آلی ماسه‌دار
			< 1		رس آلی ماسه‌دار با شن
			< 1		رس آلی شن‌دار
	حدود از برگ منطقه زیر خط A	< 15	≥ 1		رس آلی شن‌دار با ماسه
		15 تا 29	≥ 1		لای آلی
		≥ 30	≥ 1	< 15	لای آلی با ماسه
			≥ 1	≥ 15	لای آلی با شن
			< 1		لای آلی ماسه‌دار
			< 1		لای آلی ماسه‌دار با شن

توجه: R_{200} = درصد مانده روی الک نمره ۲۰۰، قسمت ماسه‌ای = درصد عبوری از الک نمره ۴ و مانده روی الک نمره ۲۰۰، $R_{200} - R_4$ = قسمت شنای، درصد عبوری از الک ۷۵ میلیمتر و مانده روی الک نمره ۲، R_4



شکل ۱-۵. نمودار خمیری

مثال ۱ - ۳:

خاک زیر را با استفاده از سیستم طبقه‌بندی آشتو، طبقه‌بندی نمایید:

$$۸۲ = \text{درصد عبوری از الک نمرة ۴}$$

$$۷۱ = \text{درصد عبوری از الک نمرة ۱۰}$$

$$۶۴ = \text{درصد عبوری از الک نمرة ۴۰}$$

$$۴۱ = \text{درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰}$$

$$۳۱ = \text{حد مایع}$$

$$۱۲ = \text{حد خمیری}$$

حل:

با مراجعه به جدول ۱-۵، چون درصد عبوری از الک نمرة ۲۰۰ بیش از ۳۵ درصد است، خاک از نوع رس - لای است و می‌تواند یکی از گروه‌های A-7 و A-6 و A-5 و A-4 باشد. چون برای این خاک $LL = 31$ (کوچکتر از ۴۰) و $PI = 12$ (بزرگتر از ۱۱) است، خاک در گروه A-6 جای می‌گیرد. با استفاده از رابطه ۱-۲۲ داریم:

$$GI = (F_{200} - 35)[0.02 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

$$GI = (41 - 35)[0.02 + 0.005(31 - 40)] + 0.01(41 - 15)(12 - 10) \\ = 0.37 \approx 0$$

بنابراین خاک (A-6(0) است.

مثال ۱ - ۵:

خاک مثال ۱ - ۴ را طبق سیستم متحد، طبقه‌بندی نمایید:

حل:

$$F_{200} = 41.$$

$$R_{200} = 100 - F_{200} = 100 - 41 = 59$$

چون $R_{200} > 50$ است، خاک درشت‌دانه است.

$$R_4 = 100 - (\text{درصد عبوری از الک نمره ۴}) \\ = 100 - 82 = 18$$

چون $R_4 = 18 < 0.5R_{200} = 29.5$ است، نمونه خاک ماسه دار است. حال با مراجعه به جدول ۱ - ۶، چون F_{200} بزرگتر از ۱۲ است، علامت گروه باید SM یا SC باشد. چون PI بزرگتر از ۷ است و حدود اتبرگ در بالای خط A در شکل ۱ - ۵ قرار دارد، علامت خاک SC می باشد. برای نام گروه به جدول ۱ - ۷ مراجعه شود. قسمت شنی از ۱۵ درصد بزرگتر است، در نتیجه نام گروه ماسه رس دار همراه با شن می باشد.

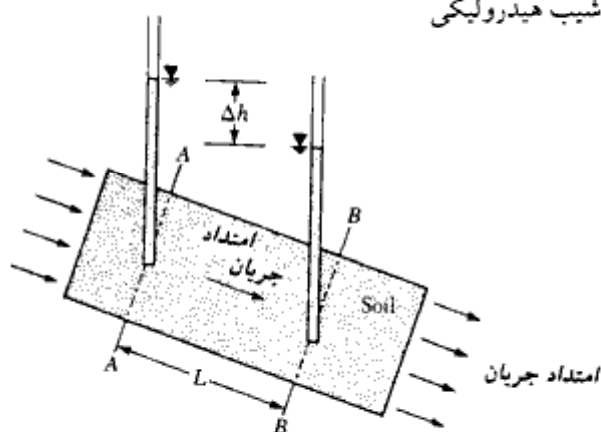
۱ - ۹ نفوذپذیری خاک

وجود حفرات بین دانه‌های، اجازه جریان آب را از میان دانه‌های خاک می دهد. در طراحی سدهای خاکی، برآورد تراوش آب از زیر سازه‌های آبی، و پایین بردن سطح آب زیرزمینی در هنگام احداث شالوده ساختمانها، لازم است که به طریق مطمئن دبی (مقدار آب جریان یافته در واحد زمان) جریان آب در داخل خاک تعیین گردد. در سال ۱۸۵۶، داری رابطه زیر را برای محاسبه سرعت جریان آب در داخل خاک پیشنهاد کرد (شکل ۱ - ۶):

$$v = ki$$

(۱ - ۲۳)

که در آن:

 v = سرعت (سانتیمتر بر ثانیه) k = ضریب نفوذپذیری (سانتیمتر بر ثانیه) i = شیب هیدرولیکی

شکل ۱ - ۶ - قانون داریسی

شیب هیدرولیکی (i) را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (۲۴ - ۱)$$

که در آن:

Δh = اختلاف ارتفاع تراز پیزومتریک بین مقاطع AA و BB

ΔL = فاصله بین مقاطع AA و BB

(توجه: مقاطع AA و BB عمود بر امتداد جریان هستند)

قانون دارسی برای دامنه وسیعی از انواع خاک معتبر است. لیکن برای مصالحی نظیر شن تمیز و سنگریزه‌های با دانه‌بندی باز، قانون دارسی اعتبار خود را به علت طبیعت درهم (آشفته) جریان از دست می‌دهد.

ضریب نفوذپذیری برای خاکهای مختلف، به مقدار زیادی تغییر می‌کند. در آزمایشگاه ضریب نفوذپذیری با استفاده از آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل ثابت و یا آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل نزولی تعیین می‌شود. برای مصالح دانه‌ای آزمایش با پتانسیل ثابت مناسبتر است. در جدول ۱ - ۱۰ دامنه تغییرات k برای خاکهای مختلف ارائه شده است. در خاکهای دانه‌ای، ضریب نفوذپذیری بستگی به نسبت تخلخل دارد. در گذشته روابط متعددی برای ارتباط دادن k با نسبت تخلخل ارائه شده که به شرح زیر می‌باشند:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2} \quad (۲۵ - ۱)$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\frac{e_1^3}{1+e_1}\right)}{\left(\frac{e_2^3}{1+e_2}\right)} \quad (۲۶ - ۱)$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\frac{e_1^3}{1+e_1}\right)}{\left(\frac{e_2^3}{1+e_2}\right)} \quad (۲۷ - ۱)$$

که در آن k_1 و k_2 به ترتیب ضرایب نفوذپذیری خاکهایی با نسبتهای تخلخل e_1 و e_2 می‌باشند. هازن (۱۹۳۰) رابطه‌ای برای ضریب نفوذپذیری ماسه نسبتاً یکنواخت ارائه کرد:

$$k = AD_{10}^2 \quad (۲۸ - ۱)$$

جدول ۱ - ۱۰ - دامنه ضریب نفوذپذیری خاکهای مختلف

نوع خاک	ضریب نفوذپذیری k (cm/sec)
شن متوسط تا درشت	Medium to coarse gravel 10^{-1} بزرگتر از
ماسه درشت تا ریز	Coarse to fine sand 10^{-1} تا 10^{-3}
ماسه ریز، ماسه لای دار	Fine sand, silty sand 10^{-3} تا 10^{-5}
لای، لای رس دار، رس لای دار	Silt, clayey silt, silty clay 10^{-4} تا 10^{-6}
رس	Glays 10^{-7} یا کمتر

که در آن k برحسب میلیمتر بر ثانیه می باشد و:

$A =$ ثابتی که بین ۱۰ تا ۱۵ متغیر است.

$D_{10} =$ اندازه مؤثر خاک (میلیمتر)

تاواناس و همکاران^۱ (۱۹۸۳) رابطه ای عملی برای تخمین ضریب نفوذپذیری درجا، در خاکهای رس دار ارائه کردند:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \quad (۲۹ - ۱)$$

که در آن:

$k =$ ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل e

$k_0 =$ ضریب نفوذپذیری درجا در نسبت تخلخل e_0

$C_k =$ نشانه تغییر نفوذپذیری^۲ $\approx 0.5e_0$

مثال ۱ = ۹:

ضریب نفوذپذیری یک ماسه ریز در نسبت تخلخل ۰/۵۷ مساوی ۰/۰۱۲ سانتیمتر بر ثانیه است. مطلوب است تخمین ضریب نفوذپذیری ماسه در نسبت تخلخل ۰/۷۲. از رابطه ۱ - ۲۷ استفاده نمایید.

حل:

از رابطه ۱ - ۲۷ داریم:

1- Tavenas and etal

2- permeability change index

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{e_1^3}{1+e_1}}{\frac{e_2^3}{1+e_2}}$$

که در آن:

$$k_1 = 0.012 \text{ cm/sec}, e_1 = 0.57, \text{ and } e_2 = 0.72$$

پس:

$$\frac{0.012}{k_2} = \frac{\frac{(0.57)^3}{1+0.57}}{\frac{(0.76)^3}{1+0.72}} = 0.544$$

$$k_2 = 0.022 \text{ cm/sec}$$

۱-۱۰ تراوش در حالت دائمی^۱

برای اکثر حالات تراوش در زیر سازه‌های هیدرولیکی، امتداد مسیر جریان تغییر می‌کند و سرعت جریان در تمام نقاط ثابت نیست. در چنین حالتی یکی از روشهای تعیین سرعت تراوش، راه حل ترسیمی رسم شبکه جریان^۲ است. شبکه جریان بر پایه نظریه پیوستگی لاپلاس قرار دارد. طبق این نظریه، برای شرایط جریان دائمی، جریان در هر نقطه دلخواه A (شکل ۱-۷) می‌توان با رابطه زیر نشان داد:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1-30)$$

که در آن:

h = بار هیدرولیکی^۳ در نقطه A (یعنی ارتفاع آب در پیزومتر مستقر در A نسبت به تراز آب پایین دست).

k_x, k_y, k_z = به ترتیب ضرایب نفوذپذیری خاک در امتدادهای x, y و z

1- steady state seepage

2- flow net

3- hydraulic head

برای جریان دوبعدی (شکل ۱-۷)، داریم:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial^2 y} = 0$$

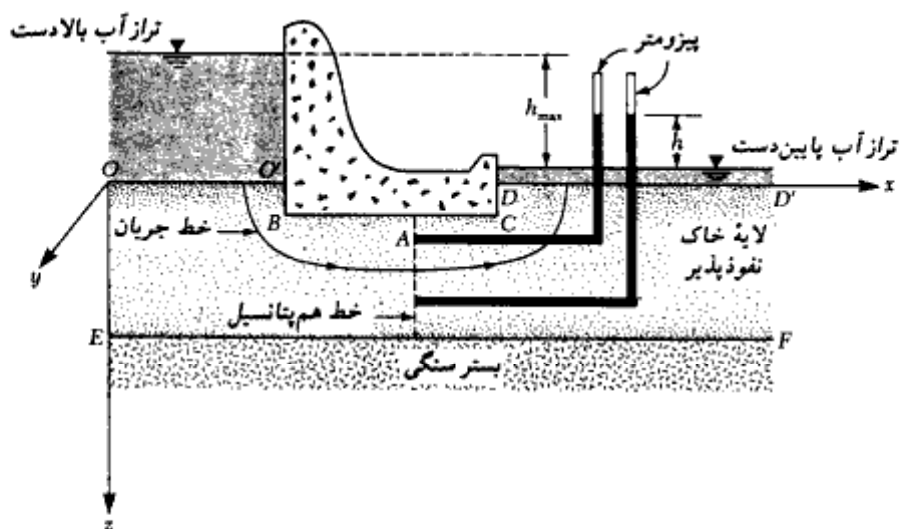
در نتیجه رابطه ۱-۳۰ به صورت زیر در می آید:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (۳۱-۱)$$

اگر خاک از نقطه نظر نفوذپذیری ایزوتروپیک (همسانگرد) باشد، $k_x = k_z = k$ خواهد بود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (۳۲-۱)$$

رابطه فوق که به معادله لاپلاس معروف است، برای جریان محدود شده معتبر است. این معادله نشان دهنده دو سری منحنی متعامد می باشد که به خطوط جریان و خطوط هم پتانسیل^۱ معروف هستند. شبکه جریان ترکیبی از تعدادی خطوط جریان و تعدادی خطوط هم پتانسیل می باشد.



شکل ۱-۷- تراش در حالت دائمی

خطوط جریان خطوطی هستند که ذرات آب در امتداد آنها از بالادست به پایین دست حرکت می‌کند. خطوط هم‌پتانسیل خطوطی هستند که ارتفاع پیزومتریک برای تمام نقاط واقع در روی آنها یکسان است (شکل ۱-۷)

برای رسم شبکه جریان، لازم است که ابتدا شرایط مرزی برقرار شود. برای مثال در شکل ۱-۷، سطح زمین در بالادست (OO') و پایین دست (DD')، خطوط هم‌پتانسیل می‌باشند. محل تماس سد با زمین (پایه سد) یعنی خط $O'BCD$ ، یک خط جریان است. سطح بستر سنگی یعنی خط EF نیز یک خط جریان می‌باشد. بعد از این که شرایط مرزی برقرار شد، به وسیله آزمون و خطا تعدادی خطوط هم‌پتانسیل و جریان طوری رسم می‌شود که نسبت طول به عرض چشمه‌های جریان (L/B)، یکسان باشد. در اغلب حالات نسبت L/B مساوی واحد در نظر گرفته می‌شود، یعنی چشمه‌های شبکه جریان به صورت مربع رسم می‌شوند. در شکل ۱-۸ یک شبکه جریان کامل رسم شده است. باید توجه شود که خطوط جریان و خطوط هم‌پتانسیل باید با زاویه قائمه یکدیگر را قطع کنند. بعد از رسم شبکه جریان، دبی تراوش در واحد زمان برای واحد طول سازه هیدرولیکی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q = kh_{\max} \frac{N_f}{N_d} n \quad (۱-۳۳)$$

که در آن:

N_f = تعداد مجاری جریان

N_d = تعداد افت پتانسیل

n = نسبت عرض به طول (B/L) چشمه‌های شبکه جریان

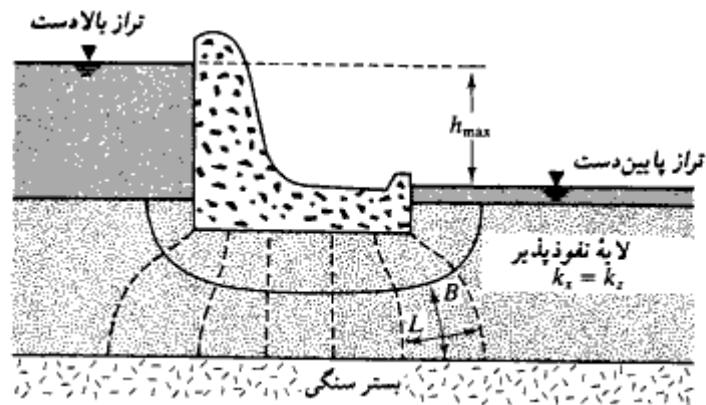
h_{\max} = اختلاف تراز آب در بالادست و پایین دست.

توجه شود که فاصله بین دو خط جریان متوالی، مجرای جریان و فاصله بین دو خط هم‌پتانسیل یک افت پتانسیل نامیده می‌شود. در شکل ۱-۸، $N_f = 2$ ، $N_d = 7$ و $n = 1$ می‌باشد. در صورتی که چشمه‌های شبکه جریان به صورت مربع می‌باشند، دبی واحد طول سد از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q = kh_{\max} \frac{N_f}{N_d} \quad (۱-۳۴)$$

۱۱-۱ معیارهای طراحی فیلترها

در سازه‌های خاکی، در مظهر مجرای نشست آب، فشار تراوش می‌تواند باعث فرسایش لایه‌های



شکل ۱-۸ - شبکه جریان

سطحی ریزدانه و در نتیجه ناپایداری سازه گردد. فرسایش سطحی خاک را می توان با اجرای یک لایه محافظ سطحی که فیلتر نامیده می شود (شکل ۱ - ۹)، محافظت نمود. دو عامل مهم در انتخاب مصالح فیلتر مؤثر است. دانه بندی مصالح فیلتر باید طوری باشد که (الف) خاکی که باید محافظت شود، به داخل مصالح فیلتر شسته نشود (ب) فشار هیدرواستاتیک اضافی در خاکی که دارای ضریب نفوذپذیری کمتر است، ظاهر نشود.

به منظور اقتناع شروط قبل، باید احتیاجات زیر برآورده شود (ترزاقی و پک ۱۹۶۷):

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(B)}} < 5 \quad (۱ - ۳۵) \quad (\text{اقتناع شرط الف})$$



شکل ۱-۹ - طراحی فیلتر

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} > 4 \quad (۱-۳۶) \quad (\text{اقتناع شرط ب})$$

در روابط فوق، زیرنویسهای F و B به ترتیب نشان‌دهنده مصالح فیلتر و مصالح پایه (یعنی مصالحی که باید محافظت شوند) می‌باشند. همچنین:

$$D_{15} = \text{قطری که ۱۵ درصد مصالح از آن ریزترند.}$$

$$D_{85} = \text{قطری که ۸۵ درصد مصالح از آن ریزترند.}$$

در تکمیل روابط فوق، احتیاجات اضافی برای اقتناع شرط الف پیشنهاد شده که به صورت زیر می‌باشند:

$$\frac{D_{50(F)}}{D_{50(B)}} < 25 \quad (۱-۳۷)$$

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} < 20 \quad (۱-۳۸)$$

در فصل ۵ مثالی از طراحی فیلتر با استفاده از روابط ۱-۳۵ تا ۱-۳۸ ارائه شده است.

۱-۱۲ مفهوم تنش مؤثر

مطابق شکل ۱-۱۰ الف، تنش قائم در نقطه A را که در عمق $h_1 + h_2$ از سطح زمین قرار دارد، در نظر بگیرید. تنش قائم کل σ در نقطه A به صورت زیر به دست می‌آید:

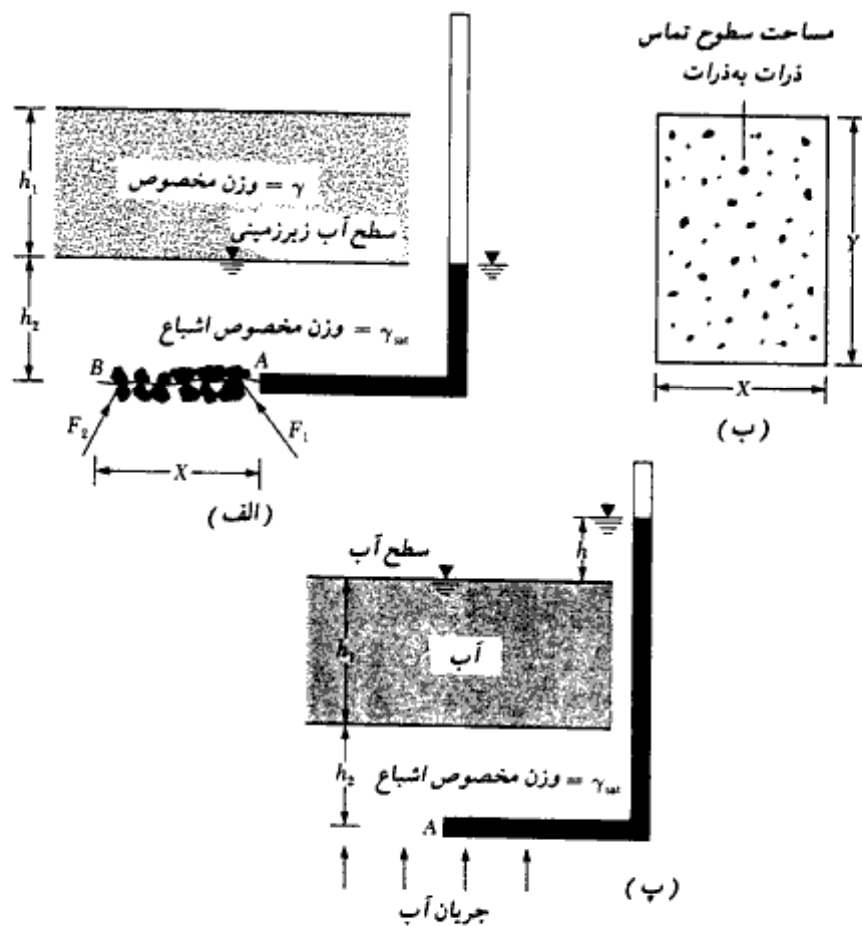
$$\sigma = h_1 \gamma + h_2 \gamma_{sat} \quad (۱-۳۹)$$

که در آن γ و γ_{sat} به ترتیب اوزان مخصوص خاک در بالا و پایین سطح آب زیرزمینی می‌باشند. از تنش کل بخشی به وسیله فشار آب حفره‌ای در فضای حفرات و بخشی به وسیله قسمت جامد خاک در محل تماس حمل می‌شود. به عنوان مثال سطح نامنظم AB را که از نقطه A و همچنین نقاط تماس دانه‌های خاک می‌گذرد، در نظر بگیرید. پلان این مقطع در شکل ۱-۱۰ ب رسم شده است. نقاط سیاه موجود در این شکل نشان‌دهنده سطوح تماس دانه‌های خاک با یکدیگر می‌باشند. مجموع این سطوح تماس را مساوی A' در نظر بگیرید. با این فرض، سطح پر شده به وسیله آب مساوی $XY - A$ به دست می‌آید. نیروی حمل شده به وسیله آب حفره‌ای در روی سطح نشان داده شده در شکل ۱-۱۰ ب برابر است با:

$$F_w = (XY - A')u \quad (۱-۴۰)$$

که در آن:

$$u = \text{فشار آب حفره‌ای} = \gamma_w h_2$$



شکل ۱-۱۰- معاشبه تنش مؤثر

حال مطابق شکل ۱-۱۰- الف، F_1 ، F_2 و ... را نیروهای موجود در محل تماس دانه‌های خاک در نظر بگیرید. مجموع مؤلفه‌های قائم این نیروها در روی سطح افقی XY را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$F_s = \Sigma F_{1(v)} + F_{2(v)} + \dots \quad (41-1)$$

که در آن $F_{1(v)}$ و $F_{2(v)}$ و ... مؤلفه‌های قائم نیروهای F_1 ، F_2 و ... می‌باشند.

تبادل نیروها در امتداد قائم ایجاد می‌کند که:

$$(\sigma)XY = F_w + F_s$$

یا:

$$(\sigma)XY = (XY - A')u + F_s \quad (42-1)$$

با تقسیم دو طرف رابطه بر مساحت کلی XY به دست می آید:

$$\sigma = (1 - a)u + \sigma' \quad (۴۳ - ۱)$$

که در آن:

$a = A'/XY =$ درصدی از سطح مقطع واحد که توسط سطوح تماس دانه‌ها پوشیده شده است

$\sigma' = F_d/(XY) =$ مؤلفه قائم نیروهای موجود بین سطوح تماس دانه‌ها در واحد سطح کل

جمله σ' در رابطه ۱-۴۳ معمولاً تنش مؤثر قائم^۱ نامیده می‌شود. همچنین مقدار a در رابطه ۱-۴۳ خیلی کوچک است و از آن می‌توان صرف‌نظر کرد. در نتیجه رابطه ۱-۴۳ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\sigma = u + \sigma' \quad (۴۴ - ۱)$$

توجه شود که تنش مؤثر یک کمیت استنتاج شده است^۲. همچنین به علت این که تنش مؤثر σ' به تماس بین دانه‌ها مربوط می‌شود، تغییر در تنش مؤثر باعث تغییر حجم می‌شود. تنش مؤثر همچنین ایجادکننده مقاومت اصطکاکی^۲ در خاک و سنگ است. برای خاکهای خشک، $\sigma = \sigma'$ می‌باشد، در نتیجه برای این نوع خاکها $u = 0$ خواهد شد.

برای مسئله تحت مطالعه در شکل ۱-۱۰ الف، $u = h_2 \gamma_w$ است ($\gamma_w =$ وزن مخصوص آب).

بنابراین تنش مؤثر در نقطه A برابر است:

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u = (h_1 \gamma + h_2 \gamma_{sat}) - h_2 \gamma_w \\ &= h_1 \gamma + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) = h_1 \gamma + h_2 \gamma' \end{aligned} \quad (۴۵ - ۱)$$

که در آن:

$\gamma' =$ وزن مخصوص مؤثر یا غوطه‌ور خاک که برابر است با:

$$= \gamma_{sat} - \gamma_w$$

از رابطه ۱-۱۵ می‌توان نوشت:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e}$$

یا:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e} - \gamma_w = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1 + e} \quad (۴۶ - ۱)$$

1- vertical effective stress

2- frictional resistance

* یعنی این کمیت به‌طور مستقیم قابل اندازه‌گیری نیست.

در مورد مسئله تحت مطالعه در اشکال ۱-۱۰ الف و ب، آب هیچ‌گونه حرکتی در خاک ندارد. شکل ۱-۱۰ پ حالتی را نشان می‌دهد که در آن یک تراوش روبه‌بالا در خاک وجود دارد. برای این حالت در نقطه A داریم:

$$\begin{aligned}\sigma &= h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{sat} \\ u &= (h_1 + h_2 + h) \gamma_w\end{aligned}$$

بنابراین از رابطه ۱-۴۴ می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u = (h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{sat}) - (h_1 + h_2 + h) \gamma_w \\ &= h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) - h \gamma_w = h_2 \gamma' - h \gamma_w\end{aligned}$$

یا:

$$\sigma' = h_2 \left(\gamma' - \frac{h}{h_2} \gamma_w \right) = h_2 (\gamma' - i \gamma_w) \quad (47-1)$$

توجه شود که در رابطه ۱-۴۷، نسبت h/h_2 شیب هیدرولیکی می‌باشد که با i نشان داده شده است. اگر شیب هیدرولیکی خیلی زیاد باشد، طوری که $\gamma' - i \gamma_w$ مساوی صفر شود، تنش مؤثر مساوی صفر خواهد شد. این بدان معنی است که هیچ‌گونه تنش تماسی بین دانه‌های خاک نیست و در نتیجه ساختار خاک شکسته می‌شود. این وضعیت به شرایط سریع^۱ و با بالا زدن خاک^۲ نامیده می‌شود. در نتیجه شیب هیدرولیکی بحرانی برای بالا زدن برابر خواهد شد با:

$$i = i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (48-1)$$

که در آن:

$$i_{cr} = \text{شیب هیدرولیکی بحرانی}$$

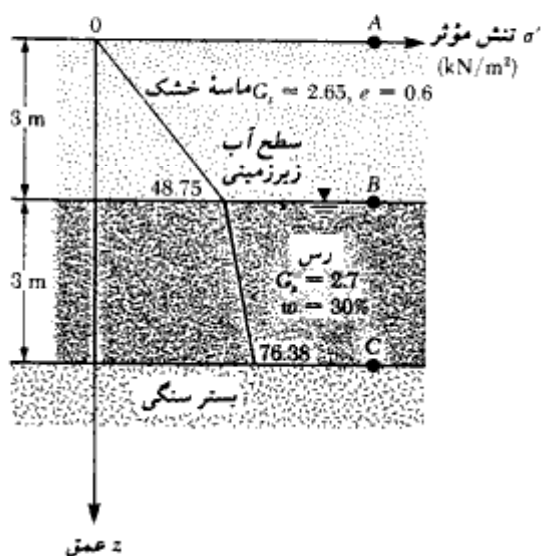
برای اکثر خاکهای ماسه‌ای، i_{cr} بین ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی در حدود ۱ می‌باشد.

1- quick condition

2- failure by heave

مثال ۱-۷:

شکل ۱-۱۱ مقطع یک خاک را نشان می‌دهد. مطلوبست تعیین تنش قائم، فشار آب حفره‌ای، و تنش قائم مؤثر در نقاط A و B و C. تغییرات تنش مؤثر را با عمق رسم نمایید.



شکل ۱-۱۱ - مقطع خاک

حل:

تعیین اوزان مخصوص خاک:

$$\gamma_{d(sand)} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.65)(9.81)}{1 + 0.6} = 16.25 \text{ kN/m}^3 \text{ (ماسه)}$$

$$\gamma_{sat(clay)} = \frac{G_s \gamma_w + w G_s \gamma_w}{1 + w G_s}$$

توجه: برای خاکهای اشباع، $e = w G_s$ (رابطه ۱-۱۴) می‌باشد. بنابراین برای این حالت داریم:

$$e = (0.3)(2.7) = 0.81$$

بنابراین:

$$\gamma_{sat(clay)} = \frac{(2.7)(9.81) + (0.81)(9.81)}{1 + 0.81} = 19.02 \text{ kN/m}^3 \text{ (رس)}$$

محاسبات تنش کل:

در $A: \sigma_A = 0$

در $B: \sigma_B = \gamma_{d(sand)} \times 3 = 16.25 \times 3 = 48.75 \text{ kN/m}^2$

در $C: \sigma_C = \sigma_B + \gamma_{sat(clay)} \times 3 = 48.75 + (19.02)3 = 105.81 \text{ kN/m}^2$

محاسبات فشار آب حفره‌ای:

در $A: u_A = 0$

در $B: u_B = 0$

در $C: u_C = 3 \times \gamma_w = 3 \times 9.81 = 29.43 \text{ kN/m}^2$

محاسبات تنش مؤثر:

در $A: \sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0$

در $B: \sigma'_B = 48.75 - 0 = 48.75 \text{ kN/m}^2$

در $C: \sigma'_C = 105.81 - 29.43 = 76.38 \text{ kN/m}^2$

تغییرات تنش مؤثر با عمق در شکل ۱-۱۱ نشان داده شده است.

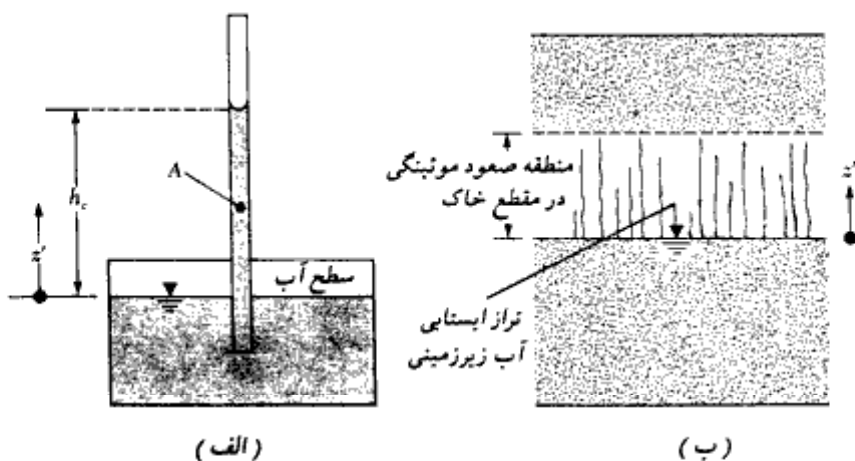
۱۳-۱ صعود موئینگی در خاک

وقتی که یک لوله موئینه در آب قرار داده شود، آب در داخل لوله موئینه صعود می‌کند (شکل ۱-۱۲ الف). این پدیده به علت اثر کشش سطحی می‌باشد. طبق شکل ۱-۱۲ الف فشار در هر نقطه A در لوله موئینگی (نسبت به فشار اتمسفر) می‌تواند به صورت زیر به دست آید:

$$u = -\gamma_w z' \quad (\text{برای } z' = 0 \text{ تا } h_c)$$

$$u = 0 \quad (\text{برای } z' \geq h_c)$$

در یک توده خاک، فضای حفره‌ای پیوسته بین دانه‌ای می‌تواند رفتاری همانند یک لوله موئینه با قطر متغیر داشته باشد. نیروی کشش سطحی می‌تواند باعث صعود آب نسبت به تراز آب زیرزمینی شود (شکل ۱-۱۲ ب). ارتفاع صعود موئینگی بستگی به قطر لوله‌های موئینگی دارد. هرچه قطر لوله‌های موئینگی افزایش یابد، ارتفاع صعود موئینگی کاهش خواهد یافت. از آنجایی که لوله‌های موئینگی تشکیل یافته در خاک دارای قطرهای متغیر می‌باشند، ارتفاع صعود موئینگی یکنواخت



شکل ۱-۱۲ - صعود موئینگی

نخواهد بود. فشار آب حفره‌ای در هر نقطه از صعود موئینگی در خاک، می‌تواند به صورت زیر تقریب زده شود:

$$u = -S\gamma_w z' \quad (۱-۴۹)$$

که در آن:

S = درجه اشباع خاک (رابطه ۱-۷)

z' = فاصله اندازه‌گیری شده در بالای سطح سفره آب زیرزمینی (شکل ۱-۱۲).

مثال ۱-۸:

به مقطع خاک نشان داده شده در شکل ۱-۱۱ توجه نمایید (مثال ۱-۷). فرض کنید که مطابق شکل ۱-۱۳ الف، صعود موئینگی مساوی ۱/۵ متر در بالای سطح آب زیرزمینی باشد. مطلوبست رسم تغییرات σ ، u و σ' با عمق.

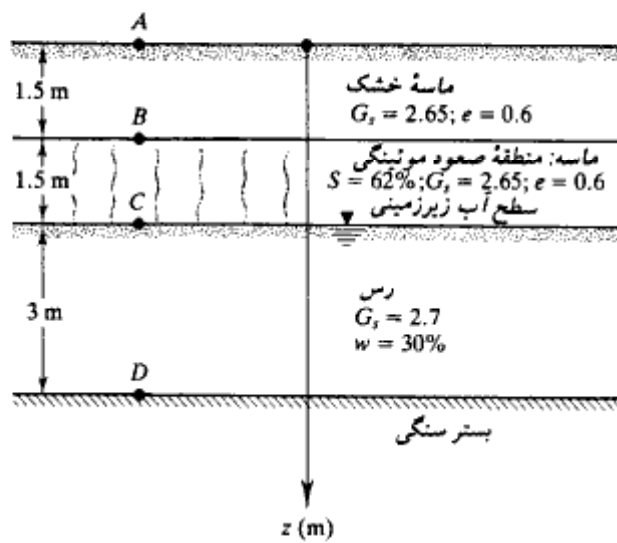
حل:

با استفاده از مثال ۱-۷ داریم:

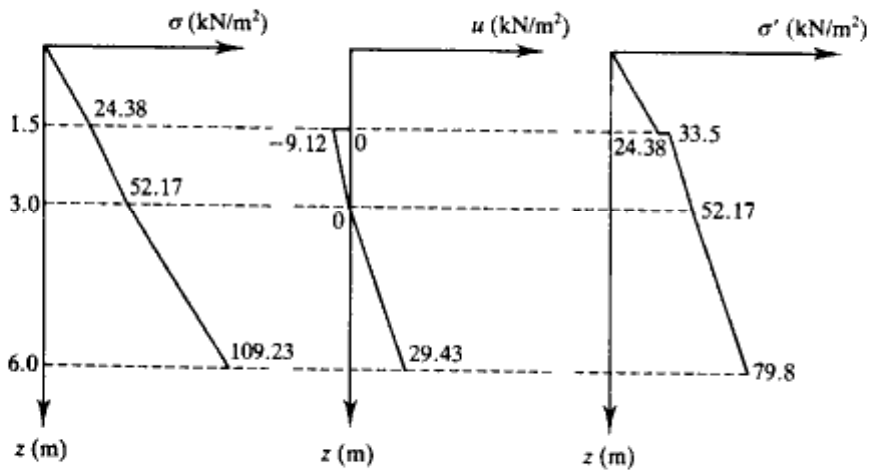
$$\gamma_{d(sand)} = 16.25 \text{ kN/m}^3 \quad \text{و} \quad \gamma_{sat(clay)} = 19.02 \text{ kN/m}^3$$

در منطقه صعود موئینگی می توان نوشت:

$$\gamma = \frac{\gamma_w(G_s + Se)}{1 + e} = \frac{(9.81)[2.65 + (0.62)(0.6)]}{1 + 0.6} = 18.53 \text{ kN/m}^3$$



(الف)



(ب)

محاسبات تنش:

$$\text{نقطه } A: \sigma = 0$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = 0$$

$$\text{نقطه } B: \sigma = (1.5)(16.25) = 24.38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{بلافاصله بالای نقطه } B \begin{cases} u = 0 \\ \sigma' = 24.38 - 0 = 24.38 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{بلافاصله پایین نقطه } B \begin{cases} u = -(S)(\gamma_w)(1.5) \\ = -(0.62)(9.81)(1.5) \\ = -9.12 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma' = 24.38 - (-9.12) = 33.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{نقطه } C: \sigma = (1.5)(16.25) + (1.5)(18.53) = 52.17 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 0$$

$$\sigma' = 52.17 - 0 = 52.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{نقطه } D: \sigma = (1.5)(16.25) + (1.5)(18.53) + 3(19.02) = 109.23 \text{ kN/m}^2$$

$$u = (9.81)(3) = 29.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma' = 109.23 - 29.43 = 79.80 \text{ kN/m}^2$$

در شکل ۱-۱۳ ب نمودار تغییرات σ ، u ، و σ' با عمق نشان داده شده است.

۱۴-۱ تحکیم

وقتی که تنش در یک لایه رس اشباع افزایش یابد، (به عنوان مثال با احداث یک شالوده)، فشار آب حفره‌ای آن افزایش می‌یابد. از آنجایی که ضریب نفوذپذیری رسها خیلی کوچک است (به جدول ۱-۱۰ مراجعه شود)، زمان قابل توجهی طول خواهد کشید تا خاک زهکشی شده و فشار آب حفره‌ای زایل شود و افزایش تنش به اسکلت خارج برسد. مطابق شکل ۱-۱۴، اگر Δp مقدار سربار در سطح زمین در یک منطقه وسیع باشد، افزایش تنش کل $\Delta \sigma$ در هر عمق از لایه رسی مساوی Δp خواهد بود. یا:

$$\Delta \sigma = \Delta p$$

در زمان $t = 0$ (یعنی لحظه‌ای بعد از اعمال تنش)، اضافه فشار حفره‌ای در هر عمق (Δu)،

1- consolidation

مساوی Δp خواهد شد. یا:

$$\Delta u = \Delta h_i \gamma_w = \Delta p \quad (\text{در زمان } t = 0)$$

بنابراین افزایش تنش مؤثر در زمان $t = 0$ برابر خواهد بود با:

$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = 0$$

به طور نظری، در زمان $t = \infty$ وقتی که تمام اضافه فشارهای آب حفره‌ای به علت زهکشی به لایه ماسه‌ای زایل گردید، خواهیم داشت:

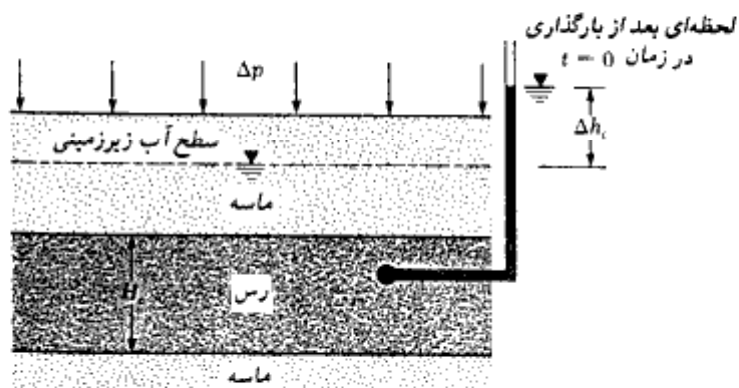
$$\Delta u = 0 \quad (\text{در زمان } t = \infty)$$

افزایش تنش مؤثر در لایه رسی برابر است با:

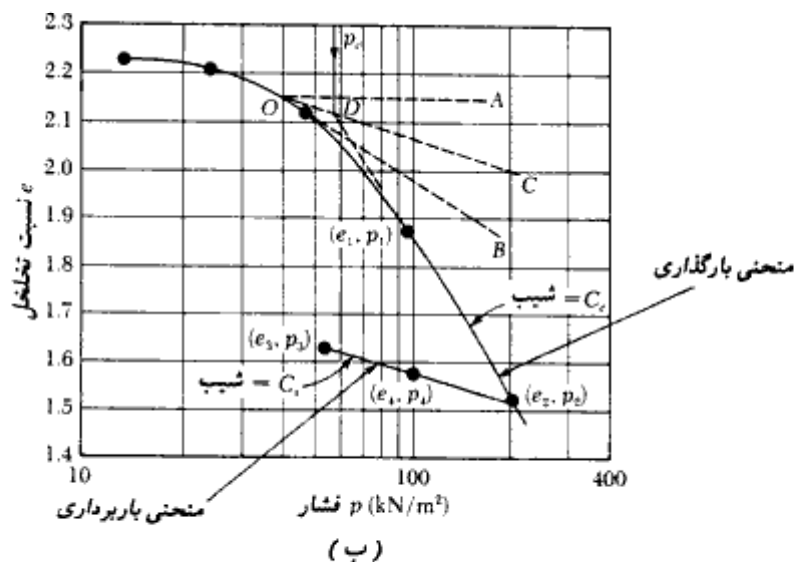
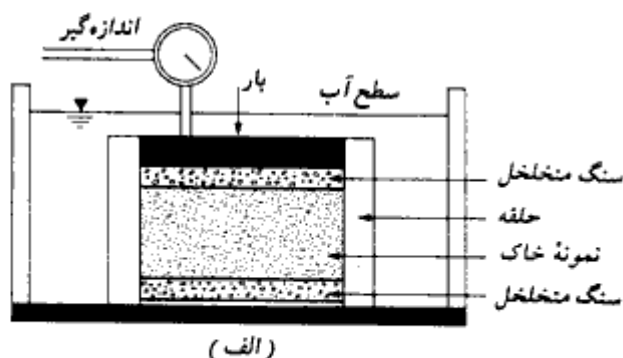
$$\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = \Delta p - 0 = \Delta p$$

افزایش تدریجی تنش مؤثر در لایه رسی، باعث نشست تدریجی در طول زمان خواهد شد. چنین نشست به نشست تحکیم معروف است.

برای تعیین نشست تحکیم ناشی از افزایش بار، می‌توان از آزمایشهای آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های رسی اشباع دست‌نخورده استفاده کرد (ASTM-D-2435). قطر نمونه آزمایشی ۶۳/۵ میلیمتر (۲/۵ اینچ) و ضخامت آن ۲۵/۴ میلیمتر (۱ اینچ) می‌باشد. نمونه در داخل یک حلقه با یک سنگ متخلخل در بالا و یک سنگ متخلخل در پایین قرار داده می‌شود (شکل ۱-۱۵ الف). سپس بار روی نمونه اعمال می‌شود تا تنش کل مساوی p شود. قرائت نشست نمونه به مدت ۲۴ ساعت ادامه می‌یابد. سپس، بار روی نمونه دو برابر شده و قرائت نشست انجام می‌شود. در تمام مدت آزمایش، نمونه در داخل آب نگه داشته می‌شود. این عمل ادامه می‌یابد تا این که به تنش حدی



شکل ۱-۱۴- اصول تحکیم



شکل ۱-۱۵- (الف) شکل شماتیک تجهیزات آزمایش تحکیم، (ب) منحنی $e-\log p$ برای رس نرم

مطلوب در روی نمونه رسی برسیم.

بر پایه آزمایشهای آزمایشگاهی، می توان نمودار تغییرات نسبت تخلخل e در مقابل فشار مربوطه p را رسم کرد (e در مقیاس معمولی و p در مقیاس لگاریتمی). در شکل ۱-۱۵- ب نمونه ای از این منحنی نشان داده شده است. در آزمایش تحکیم، بعد از این که فشار مورد نظر تحکیم حاصل شد، می توان به طور تدریجی نمونه را باربرداری کرد. این مسئله باعث تورم نمونه می شود. در شکل ۱-۱۵- ب نمودار تغییرات نسبت تخلخل در حین باربرداری نیز نشان داده شده است. با استفاده از نمودار $e-\log p$ نشان داده شده در شکل ۱-۱۵- ب، می توان سه پارامتر به دست

آورد که برای محاسبه نشست در صحرا لازم می‌باشند. این پارامترها عبارتند از:
 ۱- فشار پیش تحکیمی p_c : این مقدار حداکثر فشار مؤثر سرباری می‌باشد که در گذشته نمونه خاک تحت آن قرار داشته است. فشار پیش تحکیمی را می‌توان با استفاده از یک روش ترسیمی ساده که توسط کاذاگرانده (۱۹۳۶) پیشنهاد شده به دست آورد. با مراجعه به شکل ۱-۱۵ ب. این روش ترسیمی در پنج گام انجام می‌شود:

۱. نقطه O را در روی نمودار $e-\log p$ در محل تیزترین انحناء مشخص کنید (یعنی محلی که کوچکترین شعاع انحناء وجود دارد)
۲. خط افقی OA را رسم کنید.
۳. خط OB را مماس بر منحنی $e-\log p$ در نقطه O رسم کنید.
۴. خط OC ، نیمساز زاویه AOB را رسم کنید.
۵. قسمت خطی منحنی $e-\log p$ را به سمت عقب ادامه دهید تا OC را در D قطع کند. فشار مربوط به این نقطه، فشار پیش تحکیمی p_c می‌باشد.

نهشته‌های طبیعی خاک می‌توانند عادی تحکیم یافته یا اضافه تحکیم یافته (به عبارت دیگر پیش تحکیم یافته) باشند. اگر فشار مؤثر سربار موجود $p = p_c$ مساوی فشار پیش تحکیم p_c باشد، خاک عادی تحکیم یافته است. لیکن اگر $p_c < p$ باشد، خاک اضافه تحکیم یافته است. ناگراج و مورتی^۱ (۱۹۸۵) رابطه تجربی زیر را برای p_c در خاک پیش تحکیم یافته پیشنهاد کردند:

$$\frac{e_s}{e_L} = 1.122 - 0.188 \log p_c - 0.0463 \log p_o \quad (50-1)$$

\uparrow \uparrow
 kN/m^2 kN/m^2

که در آن:

e_L = نسبت تخلخل در حد مایع

e_o = نسبت تخلخل درجا در فشار مؤثر سربار p_o

برای خاکهای اشباع طبق رابطه ۱-۱۴، $e = wG_s$ می‌باشد. بنابراین در حد مایع:

$$e_L = \left(\frac{LL}{100} \right) G_s \quad (51-1)$$

در نتیجه:

$$\frac{100e_o}{(LL)G_s} = 1.122 - 0.188 \log p_c - 0.0463 \log p_o$$

یا:

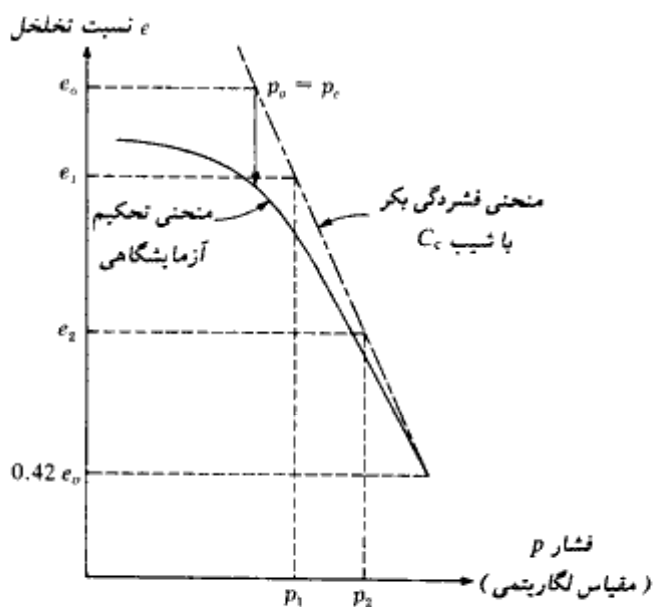
$$\log p_c = \frac{1.122 - \frac{100e_o}{(LL)G_s} - 0.0463 \log p_o}{0.188} \quad (52-1)$$

در روابط قبل، واحد p_c و p_o برحسب کیلونیوتن بر مترمربع می‌باشند.
۲- نشانه فشردگی C_c : این کمیت شیب قسمت خطی نمودار می‌باشد که آن را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \left(\frac{p_2}{p_1} \right)} \quad (53-1)$$

که در آن e_1 و e_2 به ترتیب نسبت‌های تخلخل در فشارهای p_1 و p_2 می‌باشند. نشانه فشردگی که از طریق منحنی $e - \log p$ آزمایشگاهی به دست می‌آید، ممکن است با مقدار واقعی آن در صحرا متفاوت باشد. این مسئله اساساً ناشی از دست‌خوردگی خاک در هنگام نمونه‌برداری در صحراست. در شکل ۱-۱۶ نمودار تغییرات $e - \log p$ در صحرا برای رس عادی تحکیم‌یافته نشان داده شده است. این منحنی به منحنی فشردگی بکر^۲ معروف است. منحنی بکر به‌طور تقریبی منحنی آزمایشگاهی را در نسبت تخلخل $0.42e_o$ قطع می‌کند (ترزاقی و پک - ۱۹۶۷). توجه شود که e_o نسبت تخلخل لایه رسی در صحراست. با دانستن مقادیر e_o و p_c ، می‌توان منحنی بکر را مطابق شکل ۱-۱۶ ساخت. حال می‌توان با استفاده از رابطه ۱-۵۳، نشانه فشردگی منحنی بکر را محاسبه نمود.
برحسب نوع خاک، مقدار C_c دارای دامنه تغییرات وسیعی است. اسکمپتون (۱۹۴۴) رابطه تجربی زیر را برای C_c پیشنهاد کرد.

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (54-1)$$



شکل ۱-۱۶ - رسم منحنی فشردگی بکر برای رس عادی تحکیم یافته

که در آن LL حدمایع می باشد.

بعضی از روابط دیگری که برای C_c پیشنهاد شده اند، به شرح زیر می باشند:

$$C_c = 0.01w_n \quad (\text{رس شیکاگو}) \quad (۵۵-۱)$$

$$C_c = 0.208e_0 + 0.0083 \quad (\text{رس شیکاگو}) \quad (۵۶-۱)$$

$$C_c = 0.0115w_n \quad (\text{خاک آلی و تورب}) \quad (۵۷-۱)$$

$$C_c = 0.0046(LL - 9) \quad (\text{رس برزیلی}) \quad (۵۸-۱)$$

که در آن:

w_n = میزان رطوبت طبیعی خاک بر حسب درصد.

بر پایه مشاهدات رسهای طبیعی متعدد، رندان و هررو^۱ (۱۹۸۰)، رابطه ای برای محاسبه نشانه فشردگی به شکل زیر ارائه کردند:

$$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38} \quad (۵۹-۱)$$

ناگارا و مورتی (۱۹۸۵) نیز رابطه‌ای به شکل زیر پیشنهاد کردند:

$$C_c = 0.2343e_L = 0.2343\left(\frac{LL}{100}\right)G_s \quad (۶۰ - ۱)$$

در هر حال، اگر برای تعیین نشانه فشردگی از روابط تجربی استفاده گردد، باید اختلافی در حدود ± ۱۵ درصد انتظار داشت.

۳- نشانه تورم C_s : شیب قسمت باربرداری منحنی $e-\log p$ می‌باشد. مطابق شکل ۱-۱۵ ب آن را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

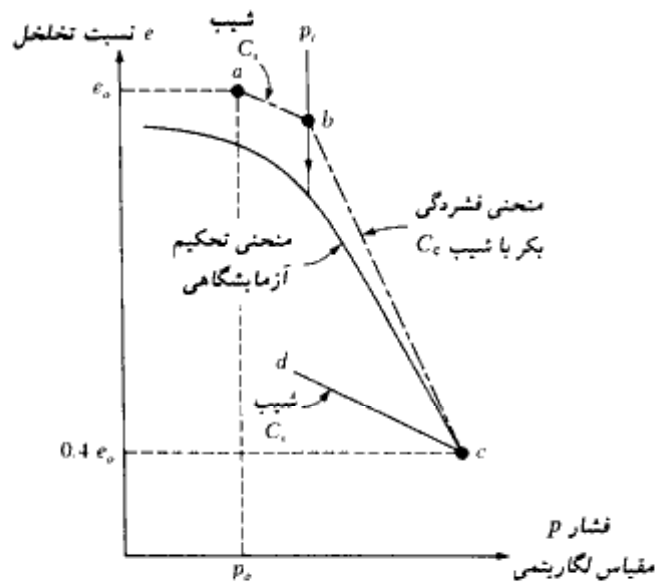
$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{p_4}{p_3}\right)} \quad (۶۱ - ۱)$$

مقدار نشانه تورم (C_s) در حدود یک‌چهارم تا یک‌پنجم نشانه فشردگی است. در جدول زیر به عنوان نمونه نسبت C_s/C_c برای نهشته‌های طبیعی خاک ارائه شده است:

تشریح خاک	C_s/C_c
رس آبی بوستون	۰/۲۴ تا ۰/۳۳
رس شیکاگو	۰/۱۵ تا ۰/۳
رس نیواورلئان	۰/۱۵ تا ۰/۲۸
رس سنت لارنس	۰/۰۵ تا ۰/۱

نشانه تورم در محاسبه نشست تحکیم رس پیش تحکیم یافته (شکل ۱-۱۷) بسیار مهم می‌باشد. در صحرا برحسب افزایش فشار، منحنی $e-\log p$ یک رس پیش تحکیم یافته در امتداد مسیر abc مطابق شکل ۱-۱۷ خواهد بود. توجه شود که در این شکل، نقطه a با مختصات p_0 و e_0 مربوط به شرایط صحرايي قبل از هرگونه افزایش فشار می‌باشد. نقطه b مربوط به فشار پیش تحکیمی p_c رس است. خط ab تقریباً موازی منحنی باربرداری cd می‌باشد (اشموتمن - ۱۹۵۳). بنابراین با دانستن C_s و

2. Swelling Index



شکل ۱- ۱۷ - رسم منحنی تحکیم بکر برای رس اضافه تحکیم یافته (پیش تحکیم یافته)

می‌توان به آسانی منحنی تحکیم صحرایی را رسم نمود. ناگراج و مورتی (۱۹۸۵) یک رابطه تجربی برای نشانه تورم به شرح زیر پیشنهاد کردند:

$$C_c = 0.0463 e_L = 0.0463 \left(\frac{LL}{100} \right) G_s \quad (۶۲-۱)$$

محاسبه نشست

نشست تحکیم یک بعدی یک لایه رس به ضخامت H_c به علت تأثیر سربار (شکل ۱- ۱۸ - الف) از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_c \quad (۶۳-۱)$$

که در آن:

S = نشست

Δe = تغییرات کل تخلخل به علت اعمال بار اضافی

e_0 = نسبت تخلخل رس قبل از اعمال بار

توجه شود که:

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \epsilon_v = \text{کرنش قائم}$$

برای رس عادی تحکیم یافته منحنی صحرایی $e - \log p$ مشابه شکل ۱-۱۸ - ب خواهد بود. اگر p_0 فشار متوسط مؤثر اولیه بر روی لایه رسی و Δp افزایش فشار متوسط بر روی لایه رسی ناشی از سربار اضافی باشد، تغییر در نسبت تخلخل به علت افزایش بار برابر است:

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (۶۴-۱)$$

حال با ترکیب روابط ۱-۶۳ و ۱-۶۴ به دست می آید:

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (۶۵-۱)$$

برای رس پیش تحکیم یافته، منحنی صحرایی $e - \log p$ مشابه شکل ۱-۱۸ - پ خواهد بود. برای این حالت، بر حسب مقدار Δp ، دو حالت می تواند رخ دهد:

۱- اگر $p_0 + \Delta p < p_c$ باشد، داریم:

$$\Delta e = C_s \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (۶۶-۱)$$

با ترکیب روابط ۱-۶۳ و ۱-۶۶ به دست می آید:

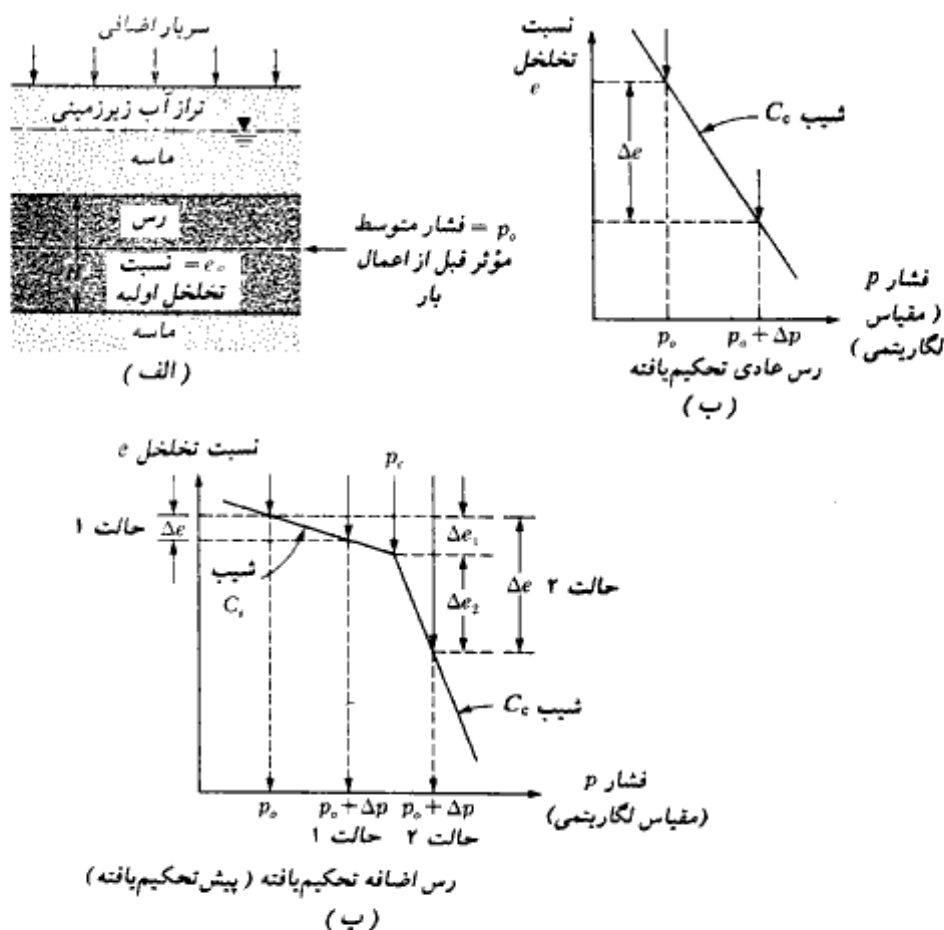
$$S = \frac{H_c C_s}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (۶۷-۱)$$

۲- اگر $p_0 < p_c < p_0 + \Delta p$ باشد:

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log \frac{p_c}{p_0} + C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (۶۸-۱)$$

با ترکیب روابط ۱-۶۳ و ۱-۶۸ به دست می آید:

$$S = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (۶۹-۱)$$

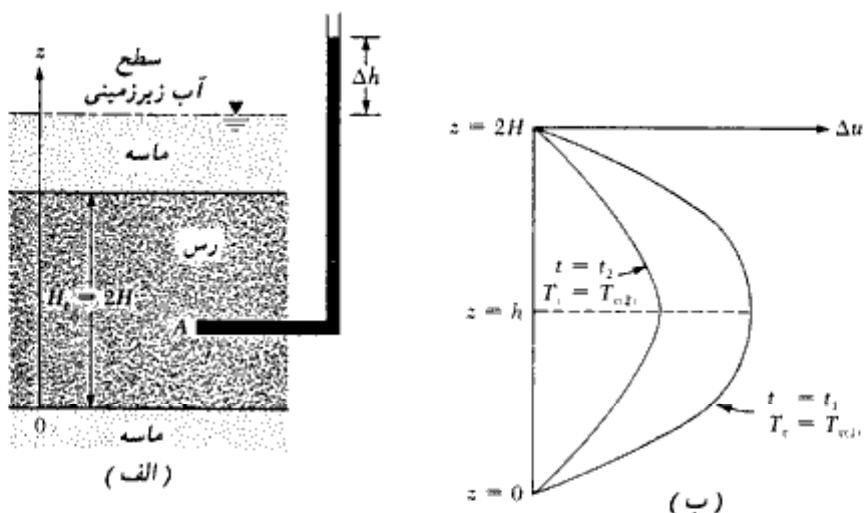


شکل ۱-۱۸. محاسبه نشست یک بعدی، (ب) برای رابطه ۱-۶۴، (پ) برای روابط ۱-۶۷ و ۱-۶۹

درجه تحکیم متوسط

ملاحظه کردیم که تحکیم نتیجه زایل شدن تدریجی فشار آب اضافی لایه رسی است (به شکل ۱-۱۴ مراجعه نمایید). زایل شدن فشار آب اضافی، باعث افزایش تنش مؤثر و ایجاد نشست می شود. بنابراین برای تخمین درجه تحکیم یک لایه رسی در زمان t بعد از اعمال بار، باید سرعت زایل شدن فشار آب اضافی معلوم باشد.

شکل ۱-۱۹. الف) یک لایه رسی به ضخامت H_c را نشان می دهد که در بالا و پایین آن دو لایه ماسه ای با نفوذپذیری زیاد قرار دارد. فشار آب اضافی در نقطه دلخواه A در زمان t بعد از اعمال بار را



شکل ۱-۱۹- (الف) حصول رابطه ۱-۷۲، (ب) تغییر Δu با زمان

مساوی $\Delta u = (\Delta h)\gamma_w$ در نظر بگیرید. برای شرایط زهکشی قائم (یعنی فقط در امتداد z) در لایه رسی، توزاقی رابطه دیفرانسیل زیر را به دست آورد:

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \quad (۷۰-۱)$$

که در رابطه فوق:

C_v = ضریب تحکیم^۱ که مقدار آن برابر است با:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k}{\frac{\Delta e}{\Delta p(1 + e_{av})} \gamma_w} \quad (۷۱-۱)$$

در این رابطه:

k = ضریب نفوذپذیری رس

Δe = تغییرات نسبت تخلخل به علت افزایش تنش Δp

e_{av} = نسبت تخلخل متوسط در حین تحکیم

m_v = ضریب قابلیت فشرده‌گی^۱ حجمی = $\Delta e / [\Delta p(1 + e_{av})]$

1- coefficient of consolidation

2- coefficient of volume compressibility

فصل اول

با استفاده از شرایط مرزی زیر می‌توان رابطه ۱ - ۷۰ را برای تعیین Δu به صورت تابعی از زمان t به دست آورد.

۱. به علت این که در $z = 0$ و $z = H_c$ ، لایه ماسی با نفوذپذیری زیاد قرار دارد، اضافه فشار

حفره‌ای به وجود آمده در رس در نزدیکی این نقاط، به سرعت زایل می‌شود. بنابراین:

$$\Delta u = 0 \text{ در } z = 0$$

$$\Delta u = 0 \text{ در } z = H_c = 2H$$

که در آن:

$H =$ طول حداکثر مسیر زهکشی (چون یک لایه زهکش در بالا و یک لایه زهکش در پایین

قرار دارد).

۲. در زمان $t = 0$ داریم:

فشار آب حفره‌ای اضافی اولیه بعد از اعمال بار $\Delta u = \Delta u_0 =$

با اعمال شرایط مرزی، رابطه ۱ - ۷۰ نتیجه می‌دهد:

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2(\Delta u_0)}{M} \sin \left(\frac{Mz}{H} \right) \right] e^{-M^2 T_0} \quad (۷۲ - ۱)$$

$$M = \frac{(2m + 1)\pi}{2}$$

که در آن:

$m =$ یک عدد صحیح = ۱ و ۲ و ۳ و ...

$T_0 =$ عامل زمان بدون بعد

$$= \frac{C_v t}{H^2} \quad (۷۳ - ۱)$$

مقدار Δu برای اعماق مختلف (یعنی $z = 0$ تا $z = 2H$) در زمان دلخواه t (یا عامل زمان T_0) را می‌توان از رابطه ۱ - ۷۲ محاسبه نمود. در شکل ۱ - ۱۹ ب نمودار تغییرات آن بر حسب عمق نشان داده شده است.

درجه تحکیم متوسط لایه رسی را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$U = \frac{S_t}{S_{\max}} \quad (۷۴ - ۱)$$

که در آن:

$$U = \text{درجه تحکیم متوسط}$$

$$S_t = \text{نشست لایه رسی در زمان } t \text{ بعد از اعمال بار}$$

$$S_{\max} = \text{حداکثر نشست تحکیم لایه رسی تحت بار اعمال شده}$$

اگر مطابق شکل ۱-۲۰ الف، توزیع فشار حفره‌ای اولیه Δu_0 در عمق یکنواخت باشد، درجه تحکیم متوسط را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد:

$$U = \frac{S_t}{S_{\max}} = \frac{\int_0^{2H} (\Delta u_0) dz - \int_0^{2H} (\Delta u) dz}{\int_0^{2H} (\Delta u_0) dz} \quad (۷۵-۱)$$

یا

$$U = \frac{(\Delta u_0)2H - \int_0^{2H} (\Delta u) dz}{(\Delta u_0)2H} = 1 - \frac{\int_0^{2H} (\Delta u) dz}{2H(\Delta u_0)} \quad (۷۶-۱)$$

با ترکیب روابط ۱-۷۲ و ۱-۷۶ نتیجه می‌شود:

$$U = \frac{S_t}{S_{\max}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \left(\frac{2}{M^2} \right) e^{-M^2 \tau_0} \quad (۷۷-۱)$$

از رابطه ۱-۷۷ می‌توان تغییرات U را در مقابل T_0 محاسبه کرد. در شکل ۱-۲۱ نتایج به صورت نمودار نشان داده شده است. توجه شود که رابطه ۱-۷۷ و در نتیجه شکل ۱-۲۱ وقتی که در پایین لایه رسی، یک لایه نفوذناپذیر قرار داشته باشد (شکل ۱-۲۰ ب)، نیز صادق است. در چنین حالتی زهکشی فقط از یکطرف می‌تواند رخ دهد. بنابراین حداکثر طول مسیر زهکشی مساوی $H = H_e$ خواهد بود.

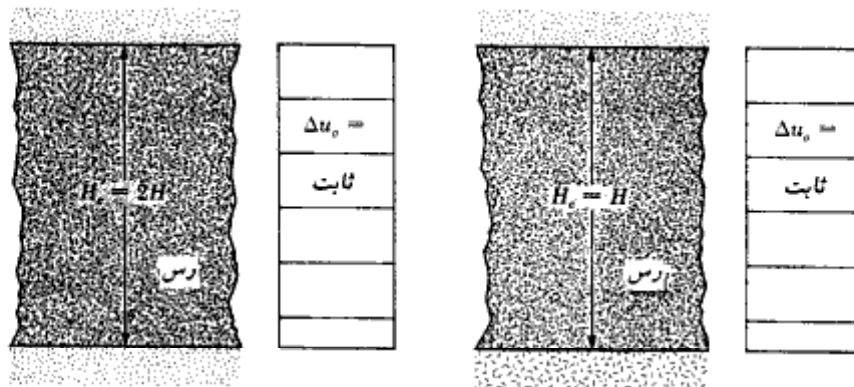
تغییرات T_0 با U که در شکل ۱-۲۱ نشان داده شده، می‌تواند با روابط زیر تقریب زده شود:

$$T_0 = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad (\text{برای } U = 0-60\%) \quad (۷۸-۱)$$

$$T_0 = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \quad (\text{برای } U > 60\%) \quad (۷۹-۱)$$

لایه خیلی نفوذپذیر (ماسه)

لایه خیلی نفوذپذیر (ماسه)



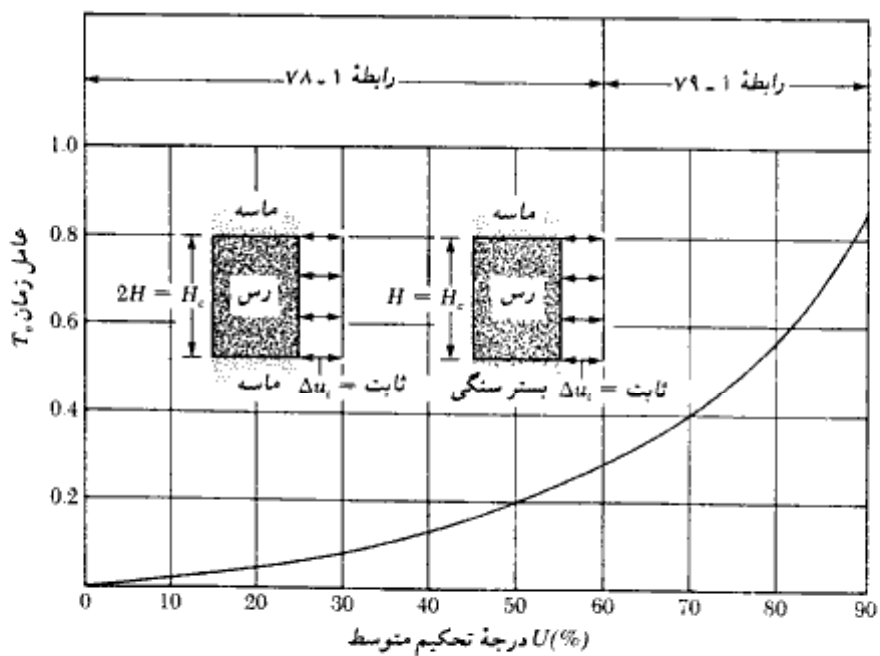
لایه خیلی نفوذپذیر (ماسه)

لایه غیر قابل نفوذ

(الف)

(ب)

شکل ۱-۲۰. شرایط زهکشی برای تحکیم (الف) تحکیم دوطرفه، (ب) تحکیم یکطرفه



شکل ۱-۲۱. نمودار عامل زمان در مقابل درجه تحکیم (ثابت $\Delta u_o =$)

سیوارام و سوامی^۱ (۱۹۷۷) یک رابطه تجربی بین T_v و U به دست آورده‌اند که برای تغییرات U از ۰ تا ۱۰۰ درصد معتبر است:

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \quad (۱ - ۸۰)$$

مثال ۱ - ۹:

نتایج حاصل از آزمایش تحکیم بر روی رس عادی تحکیم یافته به قرار زیر است:

نسبت تخلخل در انتهای تحکیم (e)	بار p (kN/m ²)
0.92	140
0.86	212

ضخامت نمونه مورد آزمایش مساوی ۲۵/۴ میلیمتر می‌باشد و از هر دو طرف زهکشی می‌شود. زمان لازم برای این که نمونه به درجه تحکیم ۵۰ درصد برسد، ۴/۵ دقیقه است.

لایه‌ای که نمونه فوق از آن به دست آمده، دارای ضخامت ۲/۸ متر می‌باشد و از هر دو طرف زهکشی می‌شود و تحت همان افزایش تنش می‌باشد (یعنی p_0 مساوی ۱۴۰ کیلونیوتن بر متر مربع و $p_0 + \Delta p$ مساوی ۲۱۲ کیلونیوتن بر متر مربع). مطلوبست تعیین موارد زیر:

الف: حداکثر نشست تحکیم مورد انتظار در صحرا

ب: زمان لازم برای این که نشست کل مساوی ۴۰ میلیمتر شود.

حل:

قسمت الف:

برای رس عادی تحکیم یافته (رابطه ۱ - ۵۳):

$$C_c = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{\log\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} = \frac{0.92 - 0.86}{\log\left(\frac{212}{140}\right)} = 0.333$$

از رابطه ۱ - ۶۵ داریم:

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + \epsilon_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} = \frac{(0.333)(2.8)}{1 + 0.92} \log \frac{212}{140} = 0.0875 \text{ m} \\ = 87.5 \text{ mm}$$

قسمت ب:

از رابطه ۱ - ۷۴ درجه تحکیم متوسط برابر است با:

$$U = \frac{S_i}{S_{\max}} = \frac{40}{87.5} (100) = 45.7\%$$

ضریب تحکیم C_c را می توان از آزمایش آزمایشگاهی تعیین کرد. از رابطه ۱ - ۷۳ داریم:

$$T_v = \frac{C_c t}{H^2}$$

برای ۵۰ درصد تحکیم از شکل ۱ - ۲۱، مقدار $T_v = 0.197$ به دست می آید و همچنین $t = 4.5 \text{ min}$ و $H = H_o/2 = 12.7 \text{ mm}$ باشد. بنابراین:

$$C_c = T_{50} \frac{H^2}{t} = \frac{(0.197)(12.7)^2}{4.5} = 7.061 \text{ mm}^2/\text{min}$$

برای تحکیم در صحرا، $U = 45.7\%$ است. از رابطه ۱ - ۷۸ داریم:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100}\right)^2 = \frac{\pi}{4} \left(\frac{47.5}{100}\right)^2 = 0.177$$

از طرفی داریم:

$$T_v = \frac{C_c t}{H^2}$$

در نتیجه:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_c} = \frac{0.177 \left(\frac{2.8 \times 1000}{2}\right)^2}{7.061} = 49132 \text{ min} = 34.1 \text{ روز}$$

۱-۱۵ مقاومت برشی

مقاومت برشی خاک (s)، برحسب تنش مؤثر، طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

(۸۱-۱)

که در آن:

$$\sigma' = \text{تنش مؤثر قائم بر صفحه برش}$$

$$c = \text{چسبندگی یا چسبندگی ظاهری}$$

$$\phi = \text{زاویه اصطکاک}$$

رابطه ۱-۸۱ به معیار گسیختگی مور کولمب موسوم است. مقدار c برای ماسه‌ها و رس‌های عادی تحکیم‌یافته مساوی صفر است. برای رس‌های اضافه تحکیم، مقدار $c > 0$ است.

برای تعیین پارامترهای برشی c و ϕ ، معمولاً از دو روش آزمایشگاهی استفاده می‌شود:

(الف) آزمایش برش مستقیم، (ب) آزمایش برش سه‌محوری. در ادامه، شرح مختصری

درخصوص دو آزمایش ارائه می‌شود:

الف: آزمایش برش مستقیم

ماسه خشک به راحتی می‌تواند توسط آزمایش برش مستقیم مورد آزمایش قرار گیرد. در این آزمایش ماسه در داخل جعبه برش که از دو نیمه تحتانی و فوقانی تشکیل یافته قرار می‌گیرد (شکل ۱-۲۲-الف). ابتدا یک بار قائم به نمونه وارد می‌شود. سپس نیروی برشی بر نیمه فوقانی جعبه برش تا جایی که باعث گسیختگی نمونه شود، اعمال می‌شود. تنش‌های قائم و برشی در لحظه گسیختگی به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$\sigma' = \frac{N}{A}$$

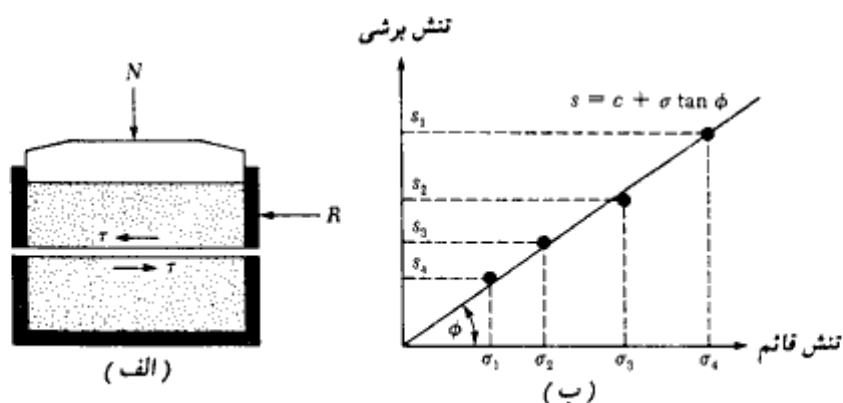
$$s = \frac{R}{A}$$

که در آن:

A = مساحت صفحه گسیختگی خاک که مساوی سطح مقطع جعبه برش می‌باشد.

با تغییر بار قائم، چند آزمایش با مقاومت‌های برشی مختلف انجام می‌شود. بارسم مقاومت برشی s

در مقابل تنش قائم σ' (شکل ۱-۲۲-ب)، خواهیم داشت:



شکل ۱-۲۲ - آزمایش برش مستقیم در ماسه (الف) شکل شماتیک وسیله آزمایش، (ب) رسم نتایج برای تعیین زاویه اصطکاک ϕ

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{s}{\sigma'} \right)$$

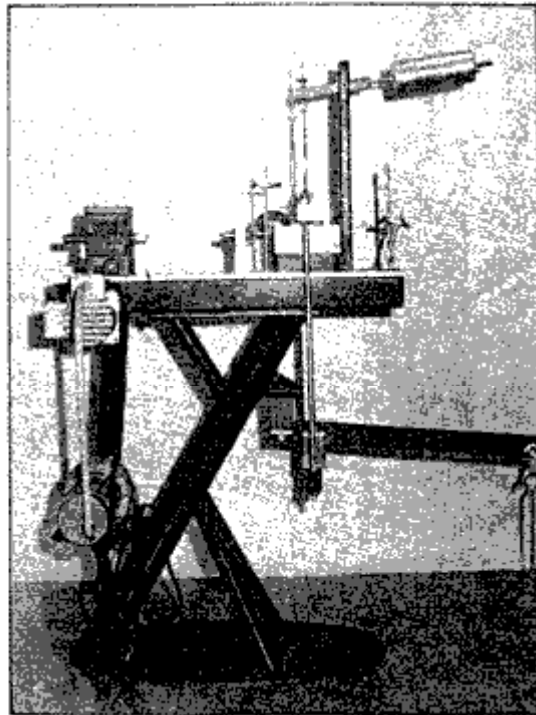
(۸۲-۱)

برای ماسه‌ها، زاویه اصطکاک داخلی بین ۲۶ تا ۴۵ درجه متغیر است. مقدار آن با تراکم نسبی افزایش می‌یابد. در جدول ۲-۴ مقادیر تقریبی تراکم نسبی و زاویه اصطکاک مربوطه ارائه شده است. شکل ۱-۲۳ تصویری از ماشین آزمایش برش مستقیم را نشان می‌دهد.

آزمایش سه‌محوری

آزمایش فشار سه‌محوری را می‌توان روی نمونه‌های رسی و ماسه‌ای انجام داد. شکل ۱-۲۴ الف - شکل شماتیک دستگاه آزمایش سه‌محوری را نشان می‌دهد. در این آزمایش نمونه درون یک غشاء لاستیکی در داخل یک محفظه شفاف قرار داده می‌شود.

به وسیله مایعی که در داخل محفظه شفاف است (معمولاً آب یا گلیسرین)، فشار همه‌جانبه σ_3 که به فشار محفظه‌ای محدودکننده موسوم است، بر نمونه وارد می‌شود. به وسیله پیستون تنش اضافی $\Delta\sigma$ که به تنش انحرافی موسوم است، به‌طور محوری بر نمونه وارد شده و مقدار آن تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش داده می‌شود. در لحظه گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_r$ می‌باشد. برحسب شرایط آزمایش، ممکن است اجازه زهکشی به نمونه داده شود و یا نشود. برای رس، سه نوع آزمایش



شکل ۱- ۲۳- وسیله آزمایش برش مستقیم

سه محوری قابل اجرا است:

۱. آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده (آزمایش CD)

۲. آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده (آزمایش CU)

۳. آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده (آزمایش UU)

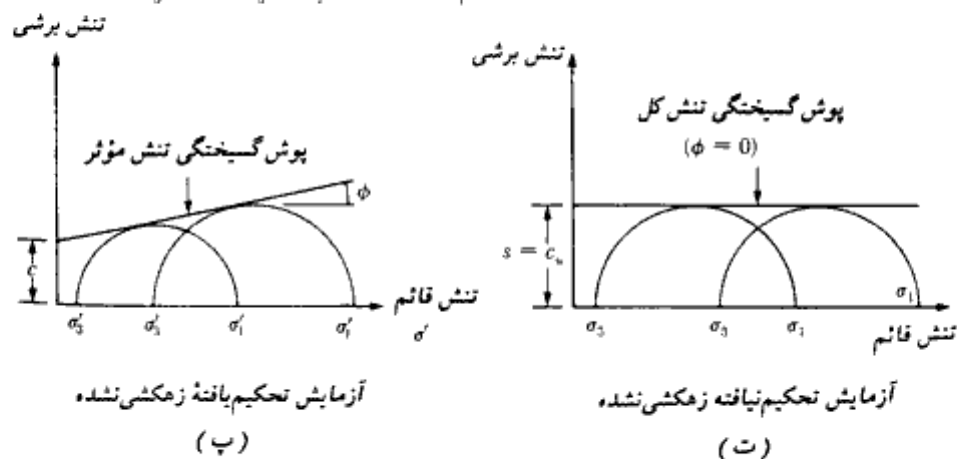
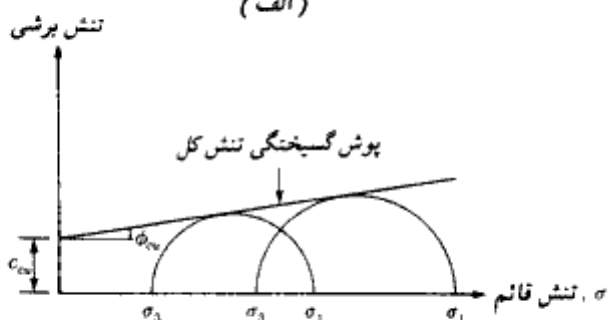
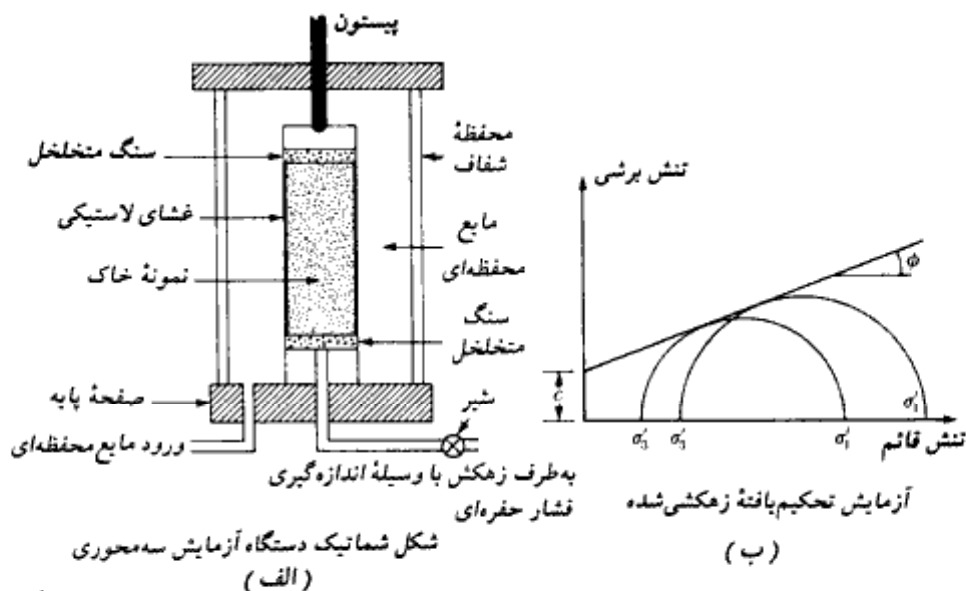
در جدول ۱- ۱۱ خلاصه‌ای از سه آزمایش ارائه شده است.

برای آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده در لحظه گسیختگی داریم:

$$\text{تنش اصلی حداکثر مؤثر} = \sigma_3 + \Delta\sigma_r = \sigma_1 = \sigma'_1$$

$$\text{تنش اصلی حداقل مؤثر} = \sigma_3 = \sigma'_3$$

با تغییر σ_3 ، آزمایشهای متعددی از این نوع می‌تواند بر روی نمونه‌های رسی انجام شود. با داشتن نتایج، پارامترهای مقاومت برشی c و ϕ را می‌توان با رسم دوایر مور در لحظه گسیختگی و مماس مشترک آنها، تعیین نمود (شکل ۱- ۲۴- ب). به این مماس مشترک، پوش گسیختگی مور



شکل ۱-۲۴. آزمایش سه محوری

کولمب گفته می‌شود. توجه شود که برای رس عادی تحکیم یافته $c \approx 0$ است. می‌توان نشان داد که در لحظه گسیختگی رابطه زیر بین تنش مؤثر حداکثر و حداقل برقرار است:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (۸۳-۱)$$

برای آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده در لحظه گسیختگی داریم:

$$\text{تنش اصلی حداکثر کل} = \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$$

جدول ۱-۱۱ - خلاصه‌ای از آزمایشهای سه محوری بر روی رس اشباع شده

نوع آزمایش	گام ۱	گام ۲
تحکیم یافته زهکشی شده	فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال شده و اجازه زهکشی کامل داده می‌شود تا فشار آب حفره‌ای به وجود آمده ($u = u_e$) مساوی صفر شود.	تنش انحرافی $\Delta\sigma$ به آرامی وارد می‌شود. اجازه زهکشی داده می‌شود تا فشار آب حفره‌ای به وجود آمده ($u = u_e$) در حین اعمال $\Delta\sigma$ مساوی صفر شود. در لحظه گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای کل برابر است با: $u_f = u_e + u_e = 0$
تحکیم یافته زهکشی نشده	فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال می‌شود. اجازه زهکشی کامل داده می‌شود. بنابراین فشار حفره‌ای تولید شده در این مرحله ($u = u_e$)، مساوی صفر است.	تنش انحرافی $\Delta\sigma$ اعمال می‌شود. اجازه زهکشی وجود ندارد ($u = u_e \neq 0$). در لحظه گسیختگی، $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای مساوی مقدار زیر است: $u = u_f = u_e + u_e = 0 + u_{ef}$
تحکیم نیافته زهکشی نشده	فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال می‌شود. اجازه زهکشی داده نمی‌شود. بنابراین فشار حفره‌ای تولید شده در هنگام اعمال فشار محفظه‌ای، ($u = u_e$) مساوی صفر نیست.	تنش انحرافی $\Delta\sigma$ اعمال می‌شود. اجازه زهکشی داده نمی‌شود ($u = u_e \neq 0$). در لحظه گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای $u = u_f = u_e + u_{ef}$ می‌باشد.

$$\sigma_3 = \text{تنش اصلی حداقل کل}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_r - u_f = \text{تنش اصلی حداکثر مؤثر}$$

$$\sigma_3 - u_f = \sigma'_3 = \text{تنش اصلی حداقل مؤثر}$$

با تغییر σ_3 آزمایشهای متعددی از این نوع می‌تواند بر روی نمونه‌های مختلف انجام شود. با داشتن این نتایج می‌توان مطابق شکل ۱-۲۴، پ دوایر تنش کل را در لحظه گسیختگی رسم کرده و با رسم مماس مشترک آنها، پوش گسیختگی را تعیین نمود. پوش گسیختگی تنش کل را می‌توان با استفاده از رابطه زیر تعریف نمود:

$$s = c_w + \sigma \tan \phi_w \quad (۸۴-۱)$$

که در آن c_w و ϕ_w به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک تحکیم یافته زهکشی نشده می‌باشند. (توجه: برای رس عادی تحکیم یافته $c_w \approx 0$ می‌باشد).

به طور مشابه مطابق شکل ۱-۲۴، پ می‌توان پوش گسیختگی تنش مؤثر را با رسم دوایر مور

تنش مؤثر رسم کرد. این کار با استفاده از اصول ارائه شده در رابطه ۱-۸۱ انجام می‌شود.

کنی (۱۹۵۹) با بررسی ۶۰ نوع خاک، رابطه‌ای تجربی بین زاویه اصطکاک ϕ و نشانه خمیری

PI ارائه کرد. این رابطه در شکل ۱-۲۵ نشان داده شده است. بر پایه نمودار متوسط، مقدار ϕ از ۳۸

درجه برای نشانه خمیری ۱۰، تا ۲۵ درجه برای نشانه خمیری ۱۰۰ تغییر می‌کند. زاویه اصطکاک

تحکیم یافته زهکشی نشده ϕ_w رسهای اشباع عادی تحکیم یافته، عموماً بین ۵ تا ۲۰ درجه قرار دارد.

برای آزمایش تحکیم نیافته - زهکشی نشده داریم:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_r = \text{تنش اصلی حداکثر کل}$$

$$\sigma_3 = \text{تنش اصلی حداقل کل}$$

دایره تنش کل در لحظه گسیختگی مطابق شکل ۱-۲۴، ت رسم می‌شود. می‌توان نشان داد که برای

رس اشباع، مقدار $\Delta\sigma_r = \sigma_1 - \sigma_3$ مستقل از فشار محفظه‌ای محدودکننده σ_3 ، مقدار ثابتی است

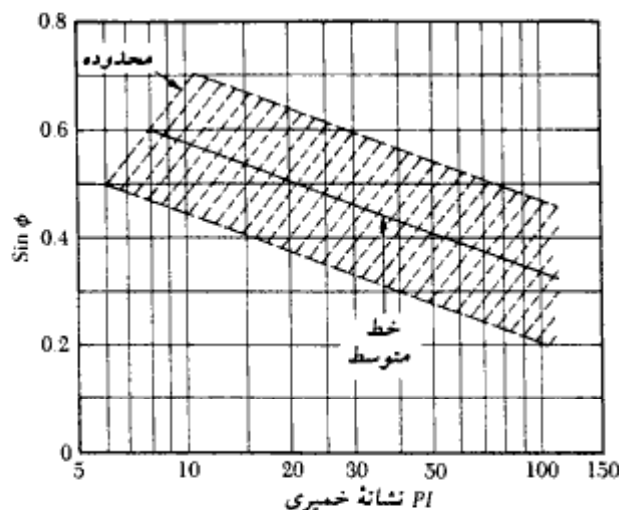
(شکل ۱-۲۴، ت). در نتیجه مماس مشترک دوایر مور یک خط افقی است که پوش گسیختگی در

شرایط $\phi = 0$ خوانده می‌شود. مقاومت برشی برای این شرایط به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$s = c_w = \frac{\Delta\sigma_r}{2} \quad (۸۵-۱)$$

فشار حفره‌ای به وجود آمده در نمونه خاک، در حین آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی شده

برابر است با:



شکل ۱-۲۵ - تغییرات $\sin \phi$ برحسب نشانه خمیری برای خاکهای رسی (کنی - ۱۹۵۹)

$$u = u_a + u_d \quad (۸۶ - ۱)$$

فشار حفره‌ای u_a به علت فشار محفظه‌ای محدودکننده σ_3 می‌باشد و مقدار آن به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$u_a = B\sigma_3 \quad (۸۷ - ۱)$$

که در آن B پارامتر فشار حفره‌ای اسکمپتون می‌باشد.

به طور مشابه فشار حفره‌ای u_d به علت فشار محوری انحرافی $\Delta\sigma$ می‌باشد و مقدار آن از رابطه

زیر به دست می‌آید:

$$u_d = A \Delta\sigma \quad (۸۸ - ۱)$$

که در آن A پارامتر فشار حفره‌ای اسکمپتون می‌باشد.

از طرفی داریم:

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (۸۹ - ۱)$$

با ترکیب روابط ۱-۸۶، ۱-۸۷، ۱-۸۸، و ۱-۸۹ خواهیم داشت:

$$u = u_a + u_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (۹۰ - ۱)$$

پارامتر فشار حفره‌ای B برای خاک اشباع مساوی ۱ است. بنابراین:

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (۹۱ - ۱)$$

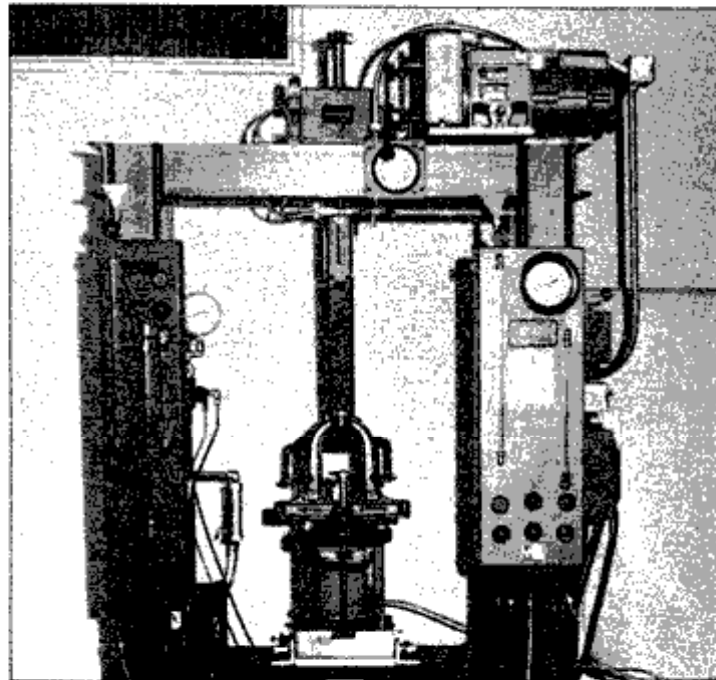
مقدار پارامتر فشار حفره‌ای A در لحظه گسیختگی برحسب نوع خاک تغییر می‌کند. در جدول زیر مقادیر نمونه A برای خاکهای مختلف ارائه شده است:

نوع خاک	پارامتر A در لحظه گسیختگی
رس ماسه‌دار	۰/۵ تا ۰/۷
رسهای عادی تحکیم‌یافته	۰/۵ تا ۱
رسهای اضافه تحکیم‌یافته (پیش تحکیم‌یافته)	۰ تا ۰/۵ -

در شکل ۱- ۲۶ تصویری از دستگاه آزمایش برش سه‌محوری نشان داده شده است.

۱- ۱۶ آزمایش فشاری محدودنشده

آزمایش فشاری محدودنشده (شکل ۱- ۲۷ - الف)، نوع خاصی از آزمایش سه‌محوری تحکیم‌نیافته



شکل ۱- ۲۶ - دستگاه آزمایش برش سه‌محوری

زهکشی نشده می باشد که در آن فشار محفظه ای محدودکننده $\sigma_3 = 0$ است (شکل ۱- ۲۷- ب). در این آزمایش، تنش محوری $\Delta\sigma$ بر نمونه اعمال شده و مقدار آن آنقدر افزایش می یابد تا باعث گسیخته شدن نمونه شود. در لحظه گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ می باشد. دایره مور مربوطه در شکل ۱- ۲۷- ب نشان داده شده است. توجه شود که در این حالت:

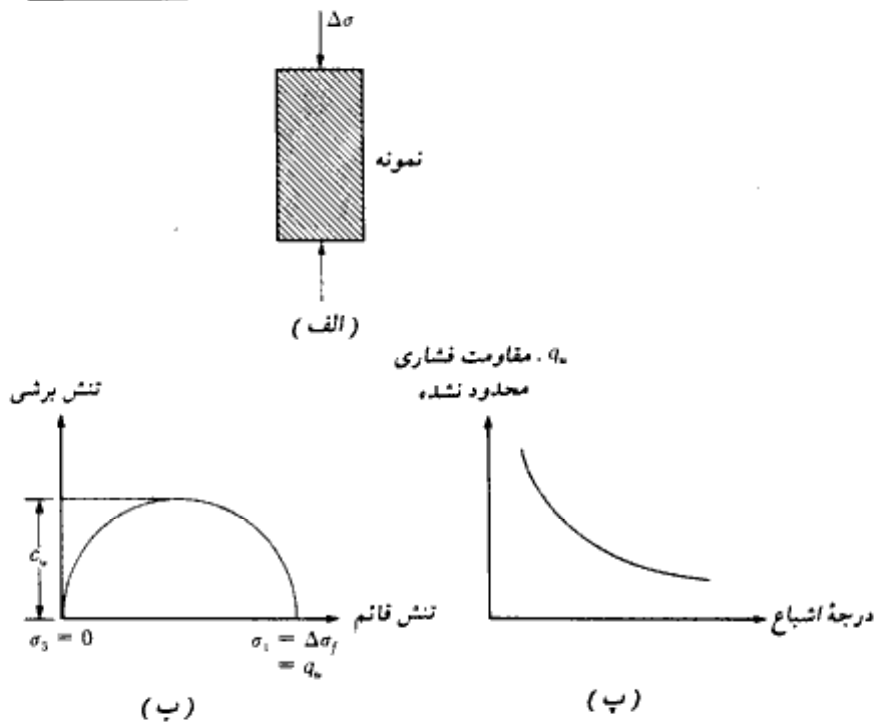
$$\text{تنش اصلی حداکثر کل} = \Delta\sigma_f = q_u$$

$$\text{تنش اصلی حداقل کل} = 0$$

تنش محوری در لحظه گسیختگی، $\Delta\sigma_f = q_u$ ، معمولاً به مقاومت فشاری محدود نشده موسوم است. مقاومت برشی رس اشباع در این شرایط ($\phi = 0$) با استفاده از رابطه ۱- ۸۱ به صورت زیر نوشته می شود:

$$s = c_u = \frac{q_u}{2}$$

(۹۲-۱)

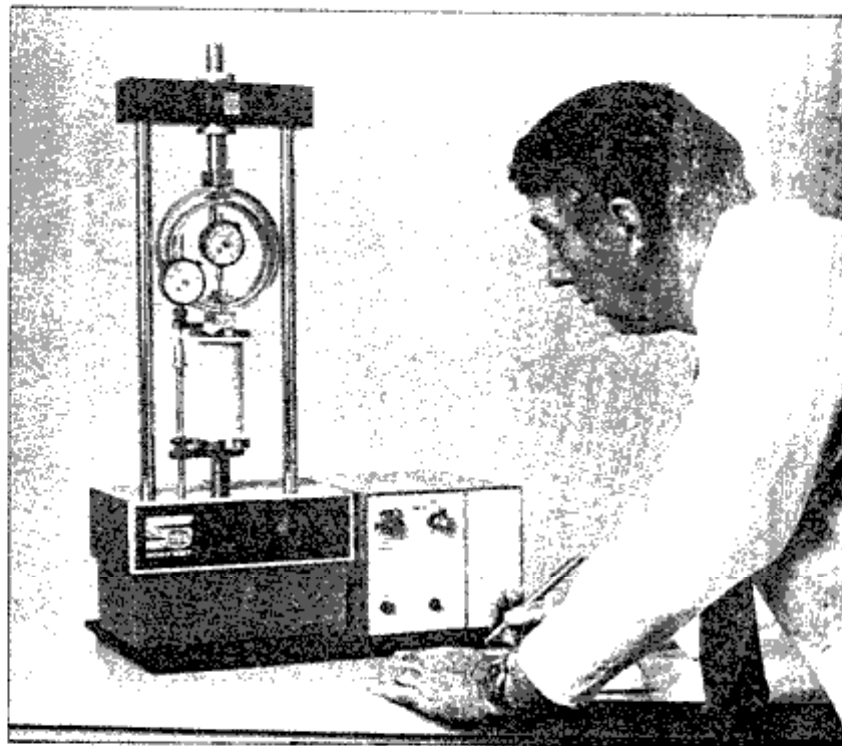


شکل ۱- ۲۷- آزمایش فشاری محدود نشده. (الف) نمونه خاک، (ب) دایره مور برای آزمایش، (پ) تغییرات q_u درجه اشباع

مقاومت فشاری محدود نشده می‌تواند به‌عنوان شاخص سفتی خاکهای رسی مورد استفاده قرار گیرد. این مسئله در جدول ۲ - ۳ نشان داده شده است.

آزمایش فشاری محدود نشده گاهی مواقع روی خاکهای غیراشباع اجرا می‌شود. با فرض ثابت ماندن نسبت تخلخل نمونه خاک، مقاومت فشاری محدود نشده با افزایش درجه اشباع، به شدت کاهش می‌یابد. (شکل ۱ - ۲۷ - پ)

شکل ۱ - ۲۸ یک آزمایش فشاری محدود نشده را در حین اجرا نشان می‌دهد. چسبندگی زهکشی نشده c_u پارامتر خیلی مهمی در طراحی پی‌هاست. برای نهشته‌های رسی عادی تحکیم یافته (شکل ۱ - ۲۹) مقدار c_u با افزایش فشار سربار مؤثر p افزایش می‌یابد. اسکمپتون (۱۹۷۵) مقدار c_u و p را طبق رابطه زیر به هم مربوط می‌کند:



شکل ۱ - ۲۸ - آزمایش فشاری محدود نشده در حین اجرا

$$\frac{c_u}{p} = 0.11 + 0.0037(PI) \quad (\text{رس عادی تحکیم یافته}) \quad (93-1)$$

که در آن نشانه خمیری می باشد.

در شکل ۱-۳۰ تغییرات c_u/p با نسبت پیش تحکیمی (یا اضافه تحکیمی) $OCR = p/p_c =$ فشار پیش تحکیمی) برای بعضی رسهای طبیعی نشان داده شده است (لد و قوت ۱۹۷۴). با مطالعه شکل ۱-۳۰ می توان نوشت:

$$\left(\frac{c_u}{p}\right)_{\text{پیش تحکیم یافته}} = \alpha \left(\frac{c_u}{p}\right)_{\text{عادی تحکیم یافته}} \quad (94-1)$$

در شکل ۱-۳۱ دامنه تغییرات α بر حسب OCR بر پایه نتایج تجربی ارائه شده در شکل ۱-۳۰ نشان داده شده است. برای تخمینهای اولیه، مقدار α را می توان از منحنی متوسط شکل ۱-۳۱ تعیین کرد و در رابطه ۱-۹۴ مورد استفاده قرار داد.

مثال ۱-۱۰:

در نقطه‌ای از یک نهشته رسی اشباع پیش تحکیم یافته، $p = 112.4$ کیلونیوتن بر متر مربع است. نشانه خمیری رس ۲۴ و نسبت پیش تحکیمی OCR مساوی $2/5$ می باشد. مطلوبست تخمین چسبندگی زهکشی نشده c_u

حل:

از رابطه ۱-۹۳ برای رس عادی تحکیم یافته می توان نوشت:

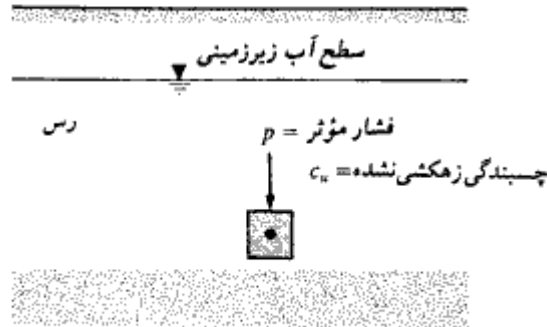
$$\frac{c_u}{p} = 0.11 + 0.0037(PI) = 0.11 + 0.0037(24) \\ = 0.199$$

برای $OCR = 2$ ، مقدار α از شکل ۱-۳۱ مساوی $1/9$ به دست می آید. با استفاده از رابطه ۱-۹۴

$$\left(\frac{c_u}{p}\right)_{\text{پیش تحکیم یافته}} = \alpha \left(\frac{c_u}{p}\right)_{\text{عادی تحکیم یافته}} \\ = (1.9)(0.199) = 0.378$$

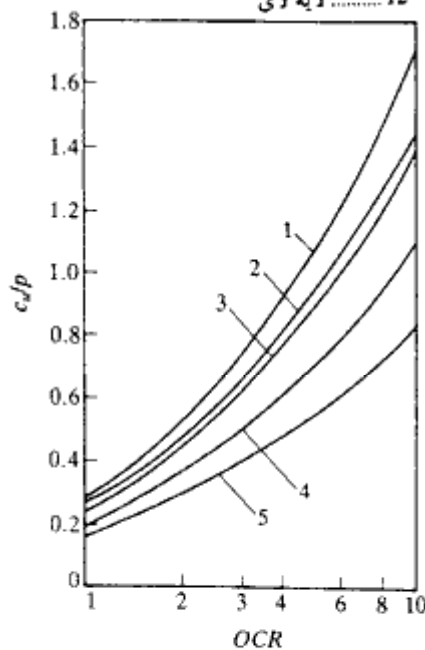
در نتیجه:

$$c_u = (0.378)(p) = (0.378)(112.4) = 42.5 \text{ kN/m}^2$$

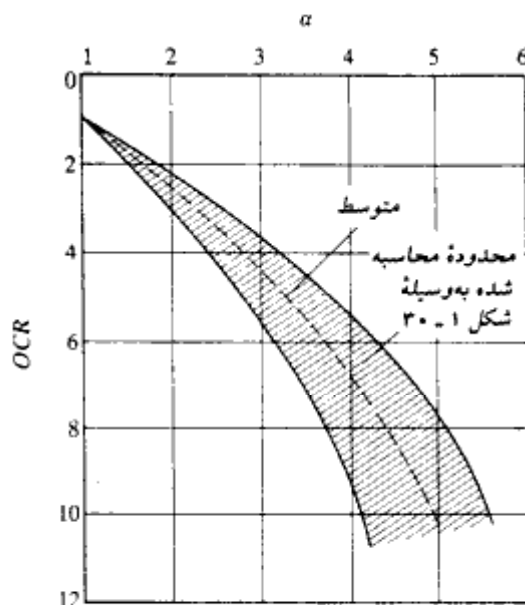


شکل ۱-۲۹- نهشته رسی

منحنی	نوع خاک	PI
1.....	رس آلی دریایی	34
2.....	رس بانکوک	41
3.....	رس آجا فالیا	75
4.....	رس آبی بوستون	21
5.....	رسوبات سالچیندای کانکیکاد	
	لایه رسی	39
	لایه لای	12



شکل ۱-۳۰- تغییرات c_u/p با نسبت OCR برای ۵ نوع خاک رس (لد، و فوت ۱۹۷۴)



شکل ۱-۳۱- تغییرات α با OCR (رابطه ۱-۹۴) بر پایه نتایج ارائه شده در شکل ۱-۳۰

قسمت ب- نهشته‌های طبیعی خاک

۱-۱۷ منشأ خاک

اکثر خاکهایی که سطح کره زمین را پوشانده‌اند، از هوازدگی سنگهای مختلف به وجود آمده‌اند. دو نوع هوازدگی وجود دارد (۱) هوازدگی مکانیکی، (۲) هوازدگی شیمیایی. هوازدگی مکانیکی فرآیندی است که در آن، سنگهای منشأ به وسیله نیروهای فیزیکی به قطعات کوچکتر خرد می‌شوند. نیروهای فیزیکی مذکور می‌توانند به علت آب جاری، باد، موج دریا، حرکت یخچال، یخزدگی، و انبساط و انقباض ناشی از تغییرات درجه حرارت باشند. هوازدگی شیمیایی فرآیند تجزیه شیمیایی سنگهای منشأ می‌باشد. در هوازدگی مکانیکی، سنگ بدون هرگونه تغییر در ترکیب شیمیایی، به قطعات کوچکتر تقسیم می‌شود. لیکن در هوازدگی شیمیایی، مصالح منشأ ممکن است کاملاً به یک ترکیب شیمیایی متفاوت تبدیل شوند. به عنوان مثال، هوازدگی شیمیایی فلدسپار می‌تواند کانیهای رسی را به وجود آورد.

خاکی که به وسیله فرآیند هوازدگی سنگها به وجود می آید، می تواند به وسیله فرآیندهای فیزیکی به مناطق دیگر حمل شود. نهشته‌هایی^۱ از خاک که بدین ترتیب ایجاد می شوند، خاکهای حمل شده^۲ (خاکرفت) نامیده می شوند. در طرف مقابل، بعضی خاکها در همان محلی که به وجود می آیند، باقی می مانند و سنگهایی را که از آنها به وجود آمده اند، می پوشانند. چنین خاکهایی به خاکهای برج^۳ معروف هستند. برحسب نوع حمل، خاکهای حمل شده به گروههای زیر تقسیم می شوند:

۱. آبرفت^۴ که حمل آنها توسط آبهای جاری انجام می شود.
 ۲. نهشته‌های یخچالی^۵ (یخرفت): که حمل آنها توسط یخچالها صورت می گیرد.
 ۳. نهشته‌های بادی^۶ (بادرفت): که حمل آنها توسط باد صورت می گیرد.
- علاوه بر خاکهای حمل شده و برج، تورب و خاکهای آلی وجود دارند که از تجزیه مصالح آلی به وجود آمده‌اند.
- در بخشهای بعدی، مشخصات فیزیکی عمومی خاکهای برج و سه نوع خاک حمل شده، و خاکهای آلی مورد بحث قرار می گیرند.

۱- ۱۸ خاکهای برج

خاکهای برج در مناطق حاره بسیار معمول هستند. طبیعت نهشته‌های خاکهای برج عموماً بستگی به سنگ منشأ دارند. وقتی که سنگهای سخت نظیر گرانیت و گنیس تحت هوازدگی قرار می گیرند، اکثر مصالح به وجود آمده احتمالاً در محل باقی می مانند. این نهشته‌های خاک عموماً در بالا دارای یک لایه رسی یا لای - رسی می باشند که در زیر آنها لایه‌های لای و یا ماسه وجود دارد. سپس لایه سنگ هوازده و در زیر آن سنگ سالم خواهد بود. عمق بستر سنگی سالم نقطه به نقطه فرق می کند و حتی در یک فاصله چندمتری ممکن است عمق بستر سنگی سالم تغییر کند. در شکل ۱ - ۳۲ نمودار گمانه حفر شده در نهشته خاک برج که از هوازدگی گرانیت به وجود آمده، نشان داده شده است.

در مقابل سنگهای سخت، بعضی سنگهای شیمیایی نظیر سنگ آهک وجود دارند که از کانیهای کلسیت (CaCO_3) تشکیل یافته‌اند. گچ و دولومیت دارای تمرکز زیادی از کانیهای دولومیت

1- *deposite*

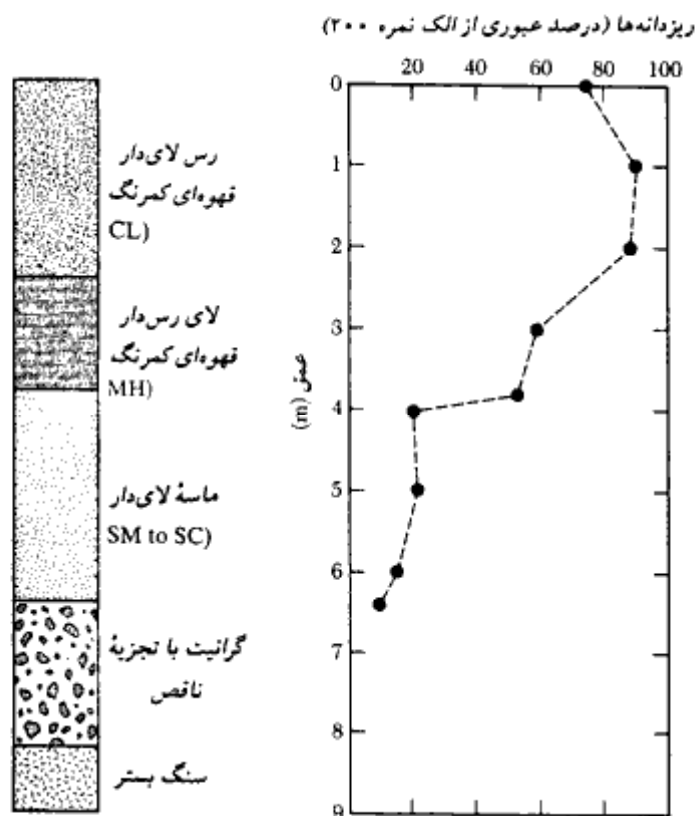
3- *residual soil*

5- *Glacial*

2- *transported soils*

4- *Alluvial of fluvial*

6- *Aeolin*



شکل ۱- ۳۲. نمودار گمانه حفر شده در خاکهای برجای ناشی از هوازدگی گرانیت

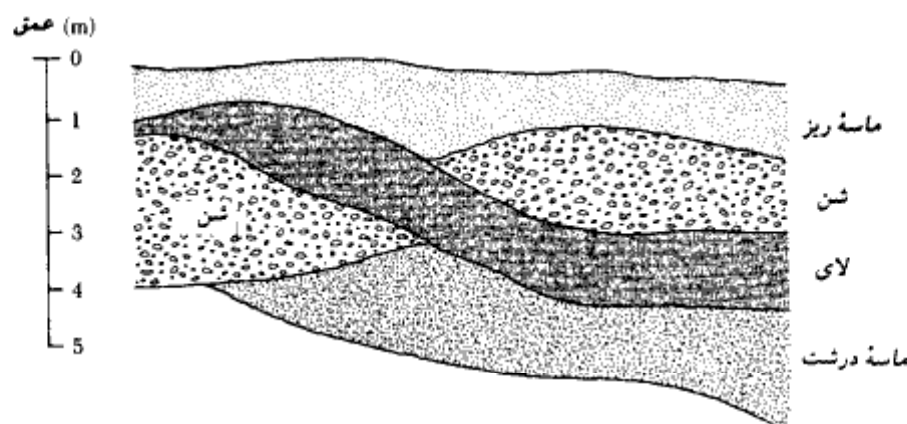
می‌باشند $[CaMg(CO_3)_2]$. این سنگها دارای مصالح محلول زیادی هستند که مقداری از آنها در آبهای زیرزمینی حل شده و حدفواصل قسمتهای غیر محلول سنگ را ترک می‌کنند. در نتیجه خاکهای برجای به وجود آمده از سنگهای شیمیایی، دارای انتقال تدریجی از ریزدانه تا بستر سنگی مطابق شکل ۱- ۳۲ نیستند. خاکهای برجایی که از هوازدگی سنگهایی نظیر سنگ آهک به وجود می‌آیند، اکثراً دارای رنگ قرمز هستند. اگرچه این نهشته‌ها از نظر نوع یکنواخت هستند، لیکن عمق هوازدگی ممکن است دارای تغییرات زیاد باشد. خاکهای برجای بلافاصله بالای بستر سنگی ممکن است به‌طور عادی تحکیم یافته باشد. شالوده‌های سنگین احداث شده بر روی این خاکها، ممکن است تحت نشستهای تحکیم قابل توجهی قرار گیرند.

۱-۱۹ خاکهای آبرفتی

نهشته‌های آبرفتی، ناشی از حمل و رسوب‌گذاری جویبارها و رودخانه‌ها می‌باشند. آبرفتها به دو طبقه عمده تقسیم می‌شوند؛ (۱) نهشته‌های رودخانه‌های نامنظم^۱ (بریده بریده)، (۲) نهشته‌های رودخانه‌های مثاندری^۲

نهشته‌های آبرفتی رودخانه‌های نامنظم (بریده بریده)

رودخانه‌های نامنظم (بریده بریده)، رودخانه‌های پرسیب با سرعت جریان زیاد هستند. قدرت فرسایش آنها زیاد است و دارای مقادیر متناهی بار رسوب می‌باشند. به علت بار کف زیاد^۳، تغییر کمی در سرعت جریان باعث ته‌نشینی رسوبات می‌شود. به علت این پدیده، مسیر رودخانه بسیار نامنظم و بریده بریده شده و در واقع مسیر متشکل از جویبارهای متعددی خواهد بود که در نقاطی از هم جدا شده و در نقاطی به هم می‌پیوندند و به وسیله جزایر ماسه‌ای و شنی از هم جدا می‌شوند. نهشته‌های تشکیل یافته به علت رودخانه‌های منظم، از نظر لایه‌بندی بسیار نامنظم با دامنه دانه‌بندی بزرگ هستند. در شکل ۱-۳۳ مقطع چنین نهشته‌هایی نشان داده شده است. این نهشته‌ها



شکل ۱-۳۳ - مقطع نهشته‌های به وجود آمده از رودخانه‌های نامنظم (بریده - بریده)

1- braided stream

2- meandering stream

3- bed load

* رسوبات حمل شده به وسیله رودخانه به بار معلق و بار کف تقسیم می‌شوند. بار معلق رسوبات معلق در آب و بار کف رسوبات بی‌وزن شده در کف بستر می‌باشد.

دارای مشخصات زیر هستند:

۱. اندازه دانه‌ها معمولاً از لای تا شن متغیر است و ذرات با اندازه رسی معمولاً در آنها یافت نمی‌شود.
 ۲. اگرچه تغییرات وسیعی در اندازه دانه‌ها وجود دارد، لیکن خاکهای موجود در هر عدسی یا توده رسوب، نسبتاً یکنواخت هستند.
 ۳. در هر عمق، به فاصله چند متر در امتدادهای جانبی، تغییرات وسیعی می‌تواند در نسبت تخلخل و وزن مخصوص مشاهده شود. این تغییرات می‌تواند در برنامه مطالعات خاک برای احداث شالوده یک ساختمان دیده شود (فصل ۲). عدد نفوذ استاندارد به دست آمده در گمانه‌ها و اعماق مختلف می‌تواند بسیار متغیر باشد.
- در طبیعت، نهشته‌های آبرفتی حاصل از رودخانه‌های نامنظم، هم در مقیاس بزرگ و هم در مقیاس کوچک (به صورت موضعی) قابل مشاهده است.

نهشته‌های آبرفتی رودخانه‌های مئاندری

کلمه مئاندر دارای ریشه یونانی و به معنای پیچ و خم می‌باشد. رودخانه‌های مئاندری به رودخانه‌های دارای پیچ و خم زیاد اطلاق می‌شود. مطابق شکل ۱-۳۴، رودخانه‌های مئاندری ساحل مقعر خود را فرسایش می‌دهند و در ساحل محدب رسوب‌گذاری می‌نمایند که به آن رسوبات خم رودخانه می‌گویند. رسوبات خم رودخانه^۱ از ماسه‌های ریزدانه و ذرات با اندازه رسی تشکیل می‌شود. وقتی که انحنا پیچ رودخانه مئاندری زیاد شود، دو نقطه ابتدا و انتهای قوس به هم نزدیک شده و رودخانه به جای مسیر پیچ، به طور مستقیم این دو نقطه را به هم وصل می‌کند و پیچ متروک مانده به صورت دریاچه هلالی شکلی^۲ باقی می‌ماند.

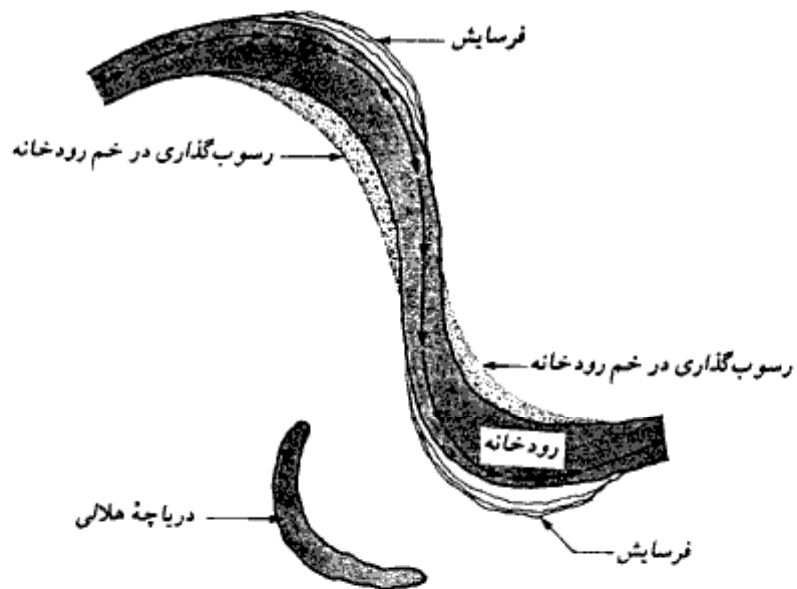
در فصول سیلابی، سطح آب بالا آمده و رودخانه زمینهای اطراف بستر خود را با ضخامت کمی می‌پوشاند. ماسه و ذرات با اندازه رسی حمل شده توسط رودخانه، با کاهش سرعت آب در این مناطق ته‌نشین می‌شوند و تولیدکنار نهشت^۳ می‌کنند (شکل ۱-۳۵). ذرات ریزتر، شامل لای و ذرات به اندازه رسی به نقاط دورتر از ساحل حمل شده و با کاهش سرعت آب، با سرعتهای متفاوتی رسوب می‌نمایند و تشکیل نهشته‌های مرداب کناری^۴ می‌دهند (شکل ۱-۳۵). رسوبات ترسیب شده

1- point bar

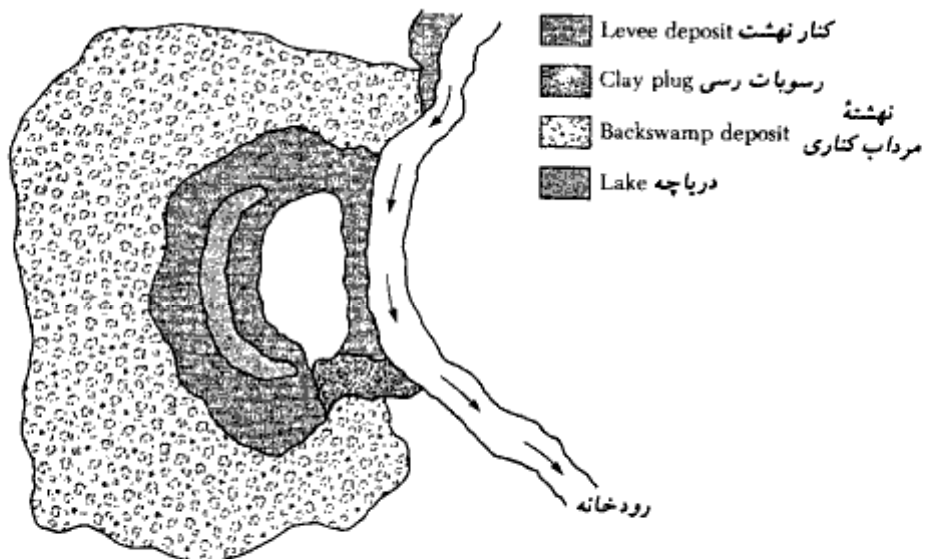
2- oxbow lake

3- natural levees

4- backswamp



شکل ۱- ۳۴- رسوب گذاری رودخانه های مناندری و تشکیل دریاچه های هلالی



شکل ۱- ۳۵- کنار نهشت و نهبشته های مرداب کناری

جدول ۱-۱۲. مشخصات نهشته‌های موجود در بستر رودخانه می‌سی‌سی‌پی*

محل	تشریح	میزان رطوبت		نشانه خمیری	مقاومت برشی	
		طبیعی (%)	حد مایع		+ چسبندگی (kN/m ²)	زاویه اصطکاک (deg)
کنار نهشت	(CL) رس (ML) لای	25-35	35-45	15-25	17-57	0
		15-35	NP ⁺ -35	NP-5	9-33	10-35
رسوبات خم رودخانه	د (ML) رس (SM) ماسه لای دار	25-45	30-55	10-25	0-41	25-35
مسیر فنردک	رس (CL, CH)	30-95	30-100	10-65	14-57	0
مرداب کناری	رس (CH)	25-70	40-115	25-100	19-120	0
رسوبات مردابی	رس آلی (OH)	100-265	135-300	100-165	---	---

* (کوب و شوکلی ۱۹۵۹)
+ اعداد گرد شده‌اند
NP = غیر خمیری

در این نواحی ممکن است دارای خاصیت خمیری خیلی زیادی باشند. در جدول ۱-۱۲ مشخصات نهشته‌های خاک موجود در کنار نهشت، سواحل خم رودخانه، دریاچه‌های هلالی، مرداب کناری، و مردابی بستر آبرفتی رودخانه می‌سی‌سی‌پی نشان داده شده است.

۱-۲۰ نهشته‌های یخچالی

در دوران یخبندان پلیستوسن^۱ بزرگ، مناطق وسیعی از سطح زمین توسط یخچالها پوشیده شد. این یخچالها در طی زمان، پیشری و پسرویهای داشتند. در طی پیشری، یخچالها مقادیر متناهی از رس، لای، ماسه، شن، قلوه سنگ و سنگ با خود حمل می‌کردند. یخرفت^۲ اصطلاح عمومی است که معمولاً به نهشته‌های بجا مانده از یخچالها اطلاق می‌شود. نهشته‌های لایه‌بندی‌نشده^۳ بجا مانده از یخچالها، وقتی که ذوب می‌شوند، به تیل^۴ معروف هستند. خصوصیات فیزیکی تیل از یخچال تا یخچال ممکن است فرق کند.

سازنده‌های تشکیل شده از نهشته‌های تیل، یخرفت^۴ نامیده می‌شوند. یخرفت پایانه^۵ (شکل

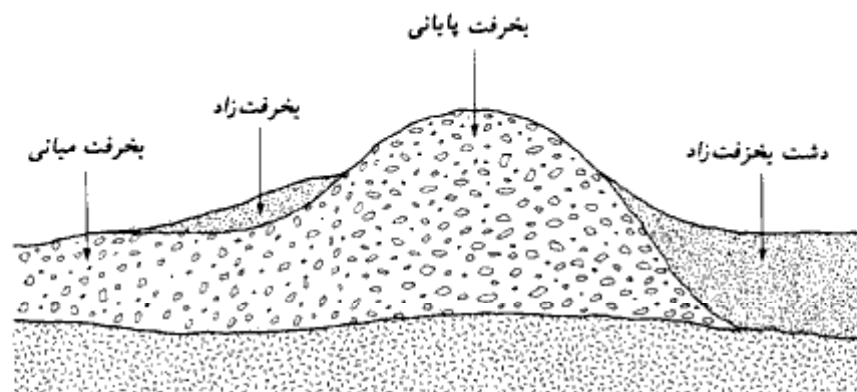
- | | | |
|----------------------|--------------------|---------|
| 1- great pleistocene | 2- Drift | 3- till |
| 4- morain | 5- terminal morain | |

۱- ۳۶) یک گرده ماهی است که نشان دهنده حداکثر پیشروی یخچال می باشد. در بالادست یخرفت پایانه، ممکن است گرده ماهیهای دیگری نیز وجود داشته باشد که به آنها یخرفتهای پایانه عقب نشینی^۱ می گویند. این گرده ماهیها حاصل پایداری موقت یخچالها در زمانهای عقب نشینی می باشند. نهشته های تیل در حدفاصل گرده ماهیها، یخرفت میانی^۲ نامیده می شوند.

ماسه، لای و شنی که توسط آب ذوب شده در جلوی یخچالها حمل می گردد، یخرفت زاد^۳ نامیده می شود. یخرفت زاداها به روشی شبیه به نهشته های رودخانه های نامنظم (بریده بریده) رسوب کرده و تشکیل دشت یخرفت زاد می دهند (شکل ۱ - ۳۶). آنها معمولاً نهشته های یخرفتی - رودخانه ای^۴ نامیده می شوند.

دامنه اندازه دانه های موجود در تیل بسیار متغیر است. در شکل ۱ - ۳۷، منحنی دانه بندی تیل و تلماسه^۵ مقایسه شده است. نشانه خمیری و همچنین مقدار دانه ها با اندازه رسی موجود در تیل بسیار متغیر است. در حین شناسایی تحت الارضی، باید انتظار تغییرات زیادی را در عدد نفوذ استاندارد در نقاط و اعماق مختلف داشت.

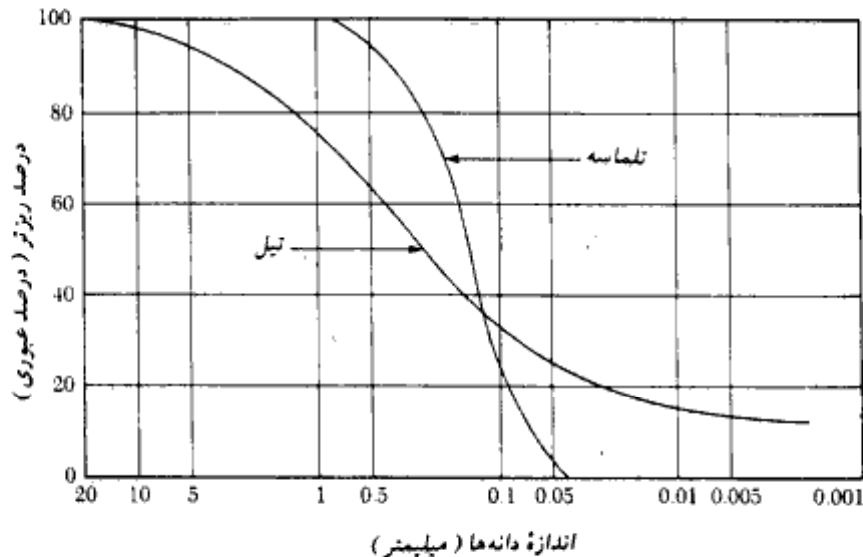
آب ذوب شده از یخچالها، مقادیر قابل ملاحظه ای رس و لای حمل می کند. جویبارهای حاصل، راه خود را به سمت حوضچه ها پیدا کرده و تشکیل دریاچه می دهند. با آرام شدن آب، ابتدا لای ها



شکل ۱- ۳۶ - بخرفت پایانی و بخرفت میانی

- 1- Recessional moraine
- 3- out wash
- 5- dune sand

- 2- ground moraine
- 4- glaciofluvial deposit



شکل ۱ - ۳۷ - مقایسه منحنی دانه بندی بین تیل و تلماسه‌ها

رسوب می نمایند. در حین زمستان، وقتی که سطح دریاچه یخ می بندد، ذرات رس معلق به تدریج به کف دریاچه رسوب می نمایند. مجدداً در تابستان، برفهای بالادست دریاچه ذوب می شوند. با ورود آب تازه به همراه رسوبات، فرآیند رسوب گذاری تکرار می شود. در نتیجه خاکی که در کف دریاچه رسوب می کند، دارای لایه های یکدردمیان از رس و لای خواهد بود. چنین خاکی، رس سالچینه ای^۱ نامیده می شود. ضخامت هر کدام از سالچینه ها در حدود چند میلیمتر می باشد، لیکن در بعضی نمونه ها، ضخامت آنها می تواند به ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر برسد. این رسها معمولاً عادی تحکیم یافته و حساس می باشند. ضریب نفوذ پذیری آنها در امتداد قائم، چند برابر کوچکتر از ضریب نفوذ پذیری در امتداد افقی است. ظرفیت باربری چنین نهشته هایی کاملاً کم است و برای ساختمانهایی که با شالوده سطحی بر روی این خاکی احداث می شوند، انتظار نشست زیادی می توان داشت.

۱ - ۲۱ نهشته های بادی^۲ (بادرفت)

باد نیز عامل مهمی برای تشکیل نهشته های خاکی می باشد. وقتی که سطوح وسیعی از ماسه

1- varved clay

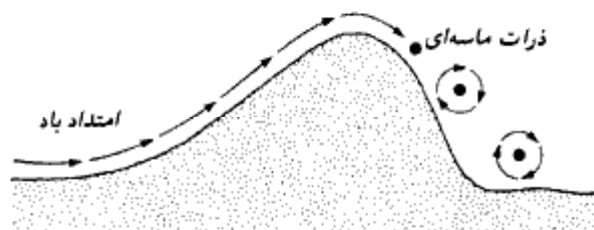
2- Aeolian de

به صورت باز وجود داشته باشد، باد می تواند آنها را با خود حمل کرده و در جایی دیگر ترسیب نماید. رسوب گذاری باد به صورت تپه های ماسه ای (تلماسه) می باشد (شکل ۱ - ۳۸). با تشکیل تپه های ماسه ای، ماسه های سمت بادگیر به وسیله باد به حرکت درآمده و پس از رسیدن به قلّه تپه، به سمت دیگر می غلتند. این مسئله باعث می شود که ماسه های سمت بادگیر متراکم و ماسه های سمت پشت به باد به صورت شل باشند. مشخصات فیزیکی تپه های ماسه ای به قرار زیر است:

۱. دانه بندی ماسه موجود در تپه های ماسه ای، به نحو تعجب انگیزی یکنواخت است.
 ۲. با دور شدن از منبع فرسایش مصالح، قطر عمومی ذرات رسوب یافته ریزتر می شود. این مسئله از این حقیقت ناشی می شود که باد ذرات ریزتر را به مناطق دورتری نسبت به مصالح درشت تر حمل می نماید.

۳. تراکم نسبی نهشته های ماسه در سمت بادگیر تپه های ماسه ای می تواند تا حدود ۵۰ تا ۶۵ درصد باشد. در سمت پشت به باد این مقدار به ۰ تا ۱۵ درصد می رسد.

ماسه بادی^۱ از نهشته های بادرفتی می باشد که متشکل از ذرات لای و ذرات با اندازه لای می باشد. دانه بندی ماسه بادی نسبتاً یکنواخت است. چسبندگی ماسه بادی ناشی از پوشش دانه های اندازه لای با رس می باشد که در حالت غیراشباع وضعیت پایداری به ماسه بادی می دهد. چسبندگی می تواند به علت مواد شیمیایی نفوذ کرده از طریق بارش باران نیز باشد. ماسه بادی، خاک پایداری نیست و در صورت اشباع شدن، مقاومت اتصالی بین دانه ها از بین می رود و ساختار خاک بهم می خورد. در هنگام ساخت شالوده در روی نهشته های ماسه بادی باید دقت زیادی به خرج داد.



شکل ۱ - ۳۸ - تپه های ماسه ای (تلماسه)

۱-۲۲ خاکهای آلی

خاکهای آلی در مناطق پست که سطح آب زیرزمینی نزدیک یا بالای سطح زمین قرار دارد، به وجود می‌آیند. وجود آب زیرزمینی باعث رشد گیاهان می‌شود که با پوشیده شدن آنها، خاکهای آلی شکل می‌گیرند. نهشته‌های آلی اغلب در مناطق ساحلی و پوشیده از برف و یخ مشاهده می‌گردند. مشخصات خاکهای آلی به‌قرار زیر است:

۱. میزان رطوبت طبیعی آنها می‌تواند بین ۲۰۰ تا ۳۰۰ درصد باشد.
۲. قابلیت فشرده‌گی آن بسیار بالاست.
۳. آزمایشهای آزمایشگاهی نشان می‌دهند که به‌علت تحکیم ثانویه، نشست بسیار زیادی می‌تواند در آنها به وجود آید.

مسائل فصل اول

۱-۱ - نتایج یک آزمایش دانه‌بندی نشان می‌دهد که:

$$D_{85} = 1.18 \text{ mm}, D_{60} = 0.76 \text{ mm}, D_{30} = 0.29 \text{ mm} \text{ و } D_{10} = 0.14 \text{ mm}$$

مطلوبست تعیین ضریب یکنواختی و ضریب دانه‌بندی خاک

۱-۲ - برای یک خاک نسبت تخلخل مساوی ۰/۸۱، میزان رطوبت مساوی ۲۱ درصد، و چگالی دانه‌ها مساوی ۲/۶۸ می‌باشد. مطلوبست تعیین:

الف: تخلخل

ب: درجه اشباع

پ: وزن مخصوص مرطوب برحسب کیلونیوتن بر متر مکعب

ت: وزن مخصوص خشک برحسب کیلونیوتن بر متر مکعب.

۱-۳ - وزن مخصوص مرطوب خاکی مساوی ۱۹/۱۵ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد. اگر میزان رطوبت آن ۱۲ درصد و چگالی دانه‌ها ۲/۶۵ باشد، مطلوبست تعیین:

الف: نسبت تخلخل ب: پوکی

پ: درجه اشباع
ت: وزن مخصوص خشک

۱-۴ - برای خاک مسئله ۱-۳ مطلوبست تعیین:

الف: وزن مخصوص اشباع

ب: مقدار آب لازم اضافی برای این که خاک را به حالت اشباع درآورد.

پ: وزن مخصوص مرطوب برای حالتی که درجه اشباع ۸۰ درصد باشد.

۱-۵ - وزن مخصوص اشباع یک خاک در میزان رطوبت ۲۳ درصد مساوی ۱۹/۲ کیلونیوتن بر

متر مکعب می باشد. مطلوبست تعیین:

الف: وزن مخصوص خشک

ب: چگالی دانه ها G_s

۱-۶ - حجم یک نمونه خاک ۰/۰۵ متر مکعب و جرم آن ۸۷/۵ کیلوگرم و میزان رطوبت آن ۱۵

درصد و چگالی دانه ها ۲/۶۸ می باشد. مطلوبست تعیین:

الف: نسبت تخلخل

ب: پوکی

پ: وزن مخصوص خشک

ت: وزن مخصوص مرطوب

ث: درجه اشباع

۱-۷ - برای یک خاک دانه ای، اطلاعات زیر در دست است:

$$\gamma = 173 \text{ kN/m}^3, D_r = 82\%, w = 8\% \text{ و } G_s = 2.65$$

برای این خاک اگر $e_{min} = 0.44$ باشد، چقدر خواهد بود. در شل ترین وضعیت وزن

مخصوص خشک چقدر خواهد بود.

۱-۸ - در جدول زیر نتایج آزمایشگاهی ۶ نمونه خاک ارائه شده است. آنها را طبق سیستم آشتو

طبقه بندی نموده و شماره گروه آنها را تعیین نمایید.

نتایج آزمایش دانه بندی - درصد عبوری

شماره الک	خاک					
	A	B	C	D	E	F
4	100	100	95	95	100	100
10	95	80	80	90	94	94
40	82	61	54	79	76	86
200	65	55	8	64	33	76
حد مایع	42	38	NP*	35	38	52
حد خمیری	26	25	NP	26	25	28

a - غیر خمیری

۹-۱ - خاکهای مسئله ۱-۸ را با سیستم طبقه بندی متحد طبقه بندی نموده و علامت گروه و نام گروه آنها را تعیین کنید.

۱۰-۱ - ضریب نفوذپذیری یک ماسه در تخلخل $0/63$ مساوی $0/22$ سانتیمتر بر ثانیه می باشد. ضریب نفوذپذیری آن را در نسبت تخلخل $0/43$ با استفاده از روابط ۱-۲۵، ۱-۲۶ و ۱-۲۷ تعیین نمایید.

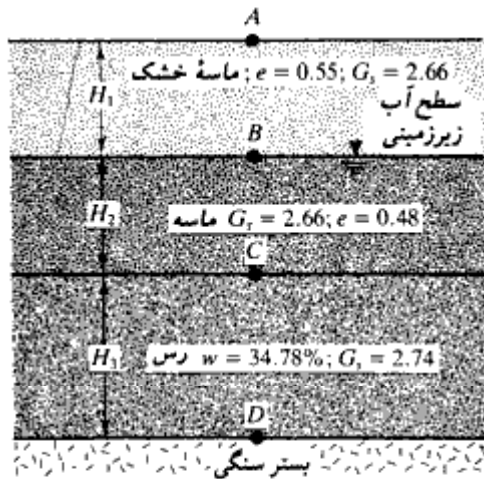
۱۱-۱ - ضریب نفوذپذیری یک ماسه در نسبت تخلخل $0/7$ مساوی $0/25$ سانتیمتر بر ثانیه می باشد. با استفاده از رابطه ۱-۲۷، نسبت تخلخلی را به دست آورید که برای آن نفوذپذیری مساوی $0/115$ سانتیمتر بر ثانیه باشد.

۱۲-۱ - ضریب نفوذپذیری درجای یک نمونه رس مساوی $4/2 \times 10^{-6}$ سانتیمتر بر ثانیه در نسبت تخلخل $0/92$ می باشد. با استفاده از رابطه ۱-۲۹، ضریب نفوذپذیری را در نسبت تخلخل $0/72$ به دست آورید.

۱۳-۱ - مقطع یک خاک در شکل مسئله نشان داده شده است. داریم:

$$H_1 = 2.4m, \quad H_2 = 1.2m \quad \text{و} \quad H_3 = 4.5m$$

مطلوبست تعیین تنش کل، فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر در نقاط A، B، C و D.



شکل مسئله ۱۳

۱- ۱۴ - مسئله ۱- ۱۳ را با اعداد زیر مجدداً حل کنید:

$$H_1 = 4 \text{ m}, H_2 = 2 \text{ m}, H_3 = 6 \text{ m}$$

۱- ۱۵ - یک خاک ماسه‌ای با $G_s = 2.65$ در متراکمترین و شل‌ترین وضعیت به ترتیب دارای نسبتهای تخلخل ۰/۴۲ و ۰/۸۵ می‌باشد. دامنه شیب هیدرولیکی بحرانی را که می‌تواند شرایط سریع در این خاک را به دست آورد، تعیین نمایید.

۱- ۱۶ - از یک خاک رس اشباع در صحرا اطلاعات زیر در دست است:

چگالی دانه‌ها مساوی ۲/۷۱، میزان رطوبت ۳۲ درصد، حد مایع ۵۵ و فشار سربار متوسط مؤثر مساوی ۸۰ کیلونیوتن بر متر مربع. با استفاده از رابطه ۱- ۵۲ فشار پیش‌تحکیمی p_c را تعیین نمایید.

۱- ۱۷ - یک لایه رس عادی تحکیم‌یافته به ضخامت ۳/۶ متر دارای نسبت تخلخل ۰/۹۲ می‌باشد. حد مایع آن ۳۵ و تنش متوسط مؤثر در لایه مساوی ۱۰۲ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد. اگر به واسطه ساخت یک شالوده فشار متوسط مؤثر به ۱۵۶ کیلونیوتن بر متر مربع افزایش یابد، چه مقدار نشست تحکیم رخ می‌دهد. برای تعیین C_c از رابطه ۱- ۵۴ استفاده کنید.

۱۸- ۱ - با مراجعه به مسئله ۱- ۱۷، فرض کنید که لایهٔ رسی تا فشار $p_c = 142 \text{ kN/m}^2$ پیش تحکیم یافته است. با فرض $C_c = \frac{1}{5} C_c$ ، نشست تحکیم آن را تعیین نمایید.

۱۹- ۱ - نیمرخ خاک تشریح شده در مسئله ۱- ۱۴ مفروض است. رس عادی تحکیم یافته می باشد. نتایج آزمایش تحکیم آزمایشگاهی بر روی رس نتایج زیر را به دست داده است:

فشار (kN/m^2)	نسبت تخلخل
۱۵۰	۰/۹۰۹
۳۰۰	۰/۷۹۵

مطلوبست تعیین:

الف: تنش مؤثر متوسط در لایهٔ رسی

ب: نشانهٔ فشردگی C_c

پ: اگر تنش مؤثر متوسط لایه به $220 \text{ kN/m}^2 = (p_o + \Delta p)$ افزایش یابد، نشست تحکیم کل چقدر خواهد شد.

۲۰- ۱ - اگر در قسمت پ مسئله ۱- ۱۹، مقدار C_c برای خاک مساوی $5/6$ میلیمتر مربع بر دقیقه باشد، چه مدت طول می کشد تا نصف نشست تحکیم رخ دهد.

۲۱- ۱ - برای یک خاک عادی تحکیم یافته اطلاعات زیر در دست است.

فشار (kN/m^2)	نسبت تخلخل
۱۲۰	۰/۸۲
۳۶۰	۰/۶۴

مطلوبست تعیین (الف) نشانهٔ فشردگی C_c (ب) نسبت تخلخل مربوط به فشار ۲۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع

۲۲- ۱ - یک نمونه خاک رس به ضخامت ۳۸ میلیمتر با زهکشی فقط از بالا، در آزمایشگاه مورد

فصل اول

آزمایش قرار گرفت. برای یک افزایش بار، زمان لازم برای ۶۰ درصد تحکیم مساوی ۸ دقیقه و ۱۰ ثانیه بود. زمان لازم برای ۵۰ درصد تحکیم همان نمونه خاک در صحرا برای لایه‌ای به ضخامت ۳ متر با زهکشی دو طرفه چقدر می‌باشد.

۱- ۲۳ - یک آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه خشک انجام شد و نتایج زیر به دست آمد:
مساحت نمونه = 50×50 mm

نیروی برشی در لحظه گسیختگی (نیوتن)	نیروی قائم (نیوتن)
۱۹۸	۲۲۵
۴۳۳	۵۰۰
۶۰۰	۶۸۰

نمودار تنش برشی در لحظه شکست را در مقابل فشار قائم رسم نموده و زاویه اصطکاک خاک را تعیین نمایید.

۱- ۲۴ - یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی ماسه نتایج زیر را به دست داده است:

$$\sigma_3 = 210 \text{ kN/m}^2 = \text{فشار محدودکننده محفظه‌ای}$$

$$\Delta\sigma = 670 \text{ kN/m}^2 = \text{فشار انحرافی محوری در لحظه گسیختگی}$$

مطلوبست تعیین پارامترهای مقاومت برشی

۱- ۲۵ - یک آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی یک نمونه رس عادی تحکیم یافته زاویه اصطکاک ϕ را ۲۸ درجه داده است. اگر فشار محدودکننده محفظه‌ای مساوی ۱۴۰ کیلو نیوتن بر متر مربع باشد، تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی چقدر می‌باشد.

۱- ۲۶ - در زیر نتایج دو آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بر روی نمونه رس داده شده است:

$$۱ \text{ آزمایش } : \sigma_3 = 82 \text{ kN/m}^2; \sigma_{1(\text{failure})} = 329.2 \text{ kN/m}^2$$

$$۲ \text{ آزمایش } : \sigma_3 = 165.6 \text{ kN/m}^2; \sigma_{1(\text{failure})} = 558.6 \text{ kN/m}^2$$

مطلوبست تعیین پارامترهای برشی ϕ و c

۱ - ۲۷ - مسئله ۱ - ۲۶ را با داده‌های زیر تکرار نمایید:

$$۱ \text{ آزمایش } : \sigma_3 = 140 \text{ kN/m}^2; \sigma_{1(\text{failure})} = 368.16 \text{ kN/m}^2$$

$$۲ \text{ آزمایش } : \sigma_3 = 280 \text{ kN/m}^2; \sigma_{1(\text{failure})} = 700.86 \text{ kN/m}^2$$

۱ - ۲۸ - یک آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی نشده بر روی رس عادی تحکیم‌یافته اشباع انجام شد و نتایج زیر به دست آمد:

$$\sigma_1 = 196 \text{ kN/m}^2 \text{ در لحظه شکست}$$

$$\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2$$

$$u_f = 31.5 \text{ kN/m}^2 = \text{فشار آب حفره‌ای در لحظه گسیختگی}$$

مطلوبست تعیین ϕ_e و ϕ

۱ - ۲۹ - یک خاک رس عادی تحکیم‌یافته دارای $\phi = 28^\circ$ و $\phi_e = 20^\circ$ می‌باشد. اگر یک آزمایش تحکیم‌یافته زهکشی نشده بر روی این رس با $\sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$ انجام شود، مقدار تنش اصلی حداکثر σ_1 و فشار آب حفره‌ای u در لحظه گسیختگی چقدر خواهد بود.

۱ - ۳۰ - یک لایه خاک رس اشباع دارای مشخصات زیر است:

$$\gamma_{sat} = 19.6 \text{ kN/m}^3 \text{ وزن مخصوص اشباع}$$

$$21 = \text{نشانه خمیری}$$

سطح آب زیرزمینی منطبق بر سطح زمین است. اگر رس عادی تحکیم یافته باشد، مطلوبست محاسبه مقدار c_u بر حسب kN/m^2 در عمق ۸ متری از سطح زمین.

۱ - ۳۱ - فرض کنید لایه رسی مسئله ۱ - ۳۰، اضافه تحکیم یافته است و ضریب اضافه تحکیمی $OCR = 2.5$ می‌باشد. مطلوبست تعیین مقدار c_u بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع در عمق ۶/۵ متر زیر سطح آب زیرزمینی.

مأخذ فصل اول

- American Society for Testing and Materials (1986). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, Philadelphia, Pa.
- Azzouz, A. S., Krizek, R. J., and Corotis, R. B. (1976). "Regression Analysis of Soil Compressibility," *Soils and Foundations*, Vol. 16, No. 2, pp. 19-29.
- Casagrande, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. 3, pp. 60-64.
- Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Paris.
- Das, B. M. (1989). *Soil Mechanics Laboratory Manual*, 3rd ed., Engineering Press, San Jose, Calif.
- Hazen, A. (1930). "Water Supply," *American Civil Engineers Handbook*, Wiley, New York.
- Highway Research Board (1945). *Report of the Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads*, Vol. 25, pp. 375-388.
- Kenney, T. C. (1959). "Discussion," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. SM3, pp. 67-69.
- Kolb, C. R., and Shockley, W. B. (1959). "Mississippi Valley Geology: Its Engineering Significance," *Proceedings*, American Society of Civil Engineers, Vol. 124, pp. 633-656.
- Ladd, C. C., and Foot, R. (1974). "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 92, No. GT2, pp. 79-103.
- Nagaraj, T. S., and Murthy, B. R. S. (1985). "Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils," *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, Vol. 8, No. 4, pp. 199-202.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.
- Rendon-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. GT11, pp. 1178-1200.
- Schmertmann, J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 120, p. 1201.
- Sivaram, B., and Swamee, P. (1977). "A Computational Method for Consolidation Coefficient," *Soils and Foundations*, Tokyo, Japan, Vol. 17, No. 2, pp. 48-52.
- Skempton, A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays," *Quarterly Journal of Geological Society*, London, Vol. C, pp. 119-135.
- Skempton, A. W. (1957). "The Planning and Design of New Hong Kong Airport," *Proceedings*, The Institute of Civil Engineers, London, Vol. 7, pp. 305-307.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., and Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, pp. 645-660.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York.
- U.S. Department of the Navy (1971). "Design Manual—Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures," *NAVFAC DM-7*, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

فصل دوم

شناسایی های تحت الارضی

۲-۱ مقدمه

برای طراحی شالوده‌ای که بار مشخصی از سازه را حمل می‌کند، مهندس طراح باید از طبیعت و رفتار خاک زیرشالوده مطلع باشد. فرآیند شناسایی لایه‌های خاک تحت الارضی و تعیین مشخصات فیزیکی آن، شناسایی های تحت الارضی^۱ نامیده می‌شود. هدف از یک برنامه شناسایی تحت الارضی، تعیین اطلاعاتی می‌باشد که مهندس ژئوتکنیک را در موارد زیر یاری دهد.

۱. انتخاب نوع و عمق شالوده‌ای که برای سازه مناسب است.
 ۲. تخمین ظرفیت باربری پی
 ۳. تخمین نشست احتمالی سازه
 ۴. تعیین پتانسیل‌های مسئله‌ساز خاک مثل قابلیت تورم، ژمبندگی^۲ (به‌ضمیمه سکون م) و غیره
 ۵. تعیین سطح آب زیرزمینی
 ۶. تعیین فشار جانبی خاک بر روی سازه‌هایی نظیر دیوارهای حایل، سپر، و سازه نگهبان در ترانشه مهار شده
 ۷. تعیین روشهای اجرایی برای تغییر شرایط تحت الارضی
- در صورت اعمال تغییرات و یا اضافات به‌سازه موجود، ممکن است شناسایی های تحت الارضی لازم گردد.

1- subsurface exploration

2- collapsible

مهندس پی باید همواره به‌خاطر داشته باشد که خاک منطقه مورد مطالعه، معمولاً ناهمگن است. یعنی مقطع خاک ممکن است متغیر باشد. نظریه‌های مکانیک خاک فقط شرایط ایده‌آل خاک را در نظر می‌گیرند. کاربرد این نظریه‌ها در مهندسی پی، احتیاج به قضاوت مهندسی در تفسیر اطلاعات کسب‌شده از برنامه شناسایی‌های تحت‌الارضی دارد. قضاوت حرفه‌ای خوب که بخش مهمی از کار یک مهندس ژئوتکنیک را تشکیل می‌دهد، فقط به‌وسیله تجارب عملی کسب می‌گردد.

۲-۲ برنامه مطالعات تحت‌الارضی

مطالعات تحت‌الارضی از گام‌های اساسی زیر تشکیل می‌شود:

گام ۱. جمع‌آوری اطلاعات اولیه

این گام مشتمل است بر کسب اطلاعاتی درباره سازه مورد ساخت و استفاده عمومی از آن و شناسایی کلی خاک منطقه. در مورد ساختمانهای معمولی، بار تقریبی و فواصل ستونها و محدودیتهای آیین‌نامه‌های ملی و محلی، و در مورد پلها، دهانه پل و بار پایه‌ها باید معلوم باشد.

اطلاعات کلی در مورد خاک منطقه و نقاط مجاور آن را می‌توان از منابع زیر تهیه کرد:

۱. نقشه‌های زمین‌شناسی که از طرف سازمان زمین‌شناسی منتشر می‌شود.

۲. گزارشهای زمین‌شناسی و ژئوتکنیک که برای تأسیسات نزدیک به منطقه موردنظر تهیه شده است.

کسب اطلاعات فوق، مهندس ژئوتکنیک را در برنامه‌ریزی شناسایی تحت‌الارضی کمک بسیار می‌کند.

گام ۲. بازدید محلی

مهندس پی باید همیشه بازدیدی از منطقه به‌منظور بازرسی چشمی داشته باشد. هدف از این بازدید کسب اطلاعات زیر است:

۱. توپوگرافی عمومی منطقه، امکان وجود ترانشه‌های زهکشی، وجود خاک دستی، بررسی وضعیت ترکها و ناپایداریهای احتمالی در شیبها، بررسی خاصیت تورم خاک و سایر عوامل از این دست.

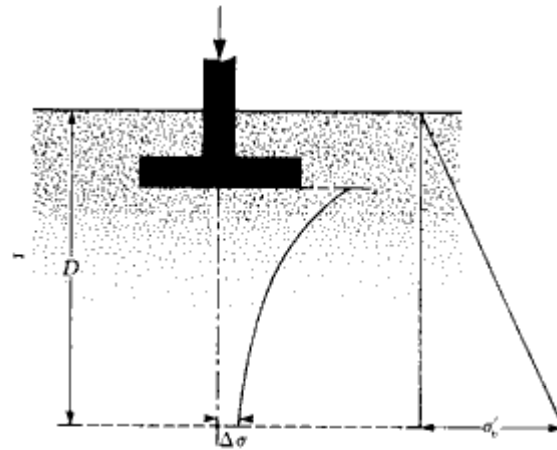
۲. بررسی لایه‌بندی خاک به‌وسیله رخنمونها و یا ترانشه‌های مصنوعی که ممکن است در آن

- حوالی موجود باشد.
۳. بررسی روییدنیهای سطحی می‌تواند اطلاعات مفیدی از وضعیت خاکهای تحت‌الارضی به‌دست دهد.
 ۴. در بازدید محلی برای طراحی شالوده پایه‌های پل، حداکثر تراز آب را می‌توان از داغ آب موجود در سواحل رودخانه تعیین کرد.
 ۵. با بررسی تراز آب در چاههای موجود در منطقه، می‌توان تراز آب زیرزمینی را تعیین کرد.
 ۶. بررسی شالوده‌های ساختمانهای اطراف و عملکرد آنها، اطلاعات مفید برای تصمیم‌گیری درخصوص انتخاب نوع شالوده ساختمان موردنظر به‌دست می‌دهد.
 ۷. با مطالعه گزارشهای آزمایشهای مکانیک خاک انجام شده برای ساختمانهای مجاور، اطلاعات مفیدی از وضعیت خاکهای تحت‌الارضی به‌دست می‌آید.
 ۸. احداث چند چاهک درحین بازدید محلی، کمک بزرگی در طرحریزی عملیات شناسایی خواهد بود.

عملیات شناسایی

عملیات شناسایی شامل طرحریزی عملیات، گمانه‌زنی، اخذ نمونه‌ها در اعماق مختلف برای شناسایی، و انجام آزمایشهای آزمایشگاهی می‌باشد. در ابتدای کار لازم است یک عمق تقریبی و اولیه برای گمانه‌ها تعیین شود. این عمق در هنگام گمانه‌زنی برحسب نوع خاکهای تحت‌الارضی مشاهده شده می‌تواند افزایش و یا کاهش داده شود. برای تعیین عمق اولیه گمانه‌ها می‌توان از توصیه‌های زیر که توسط انجمن مهندسان عمران آمریکا ارائه شده، استفاده کرد:

۱. مطابق شکل ۱ - ۲ تغییرات افزایش خالص فشار $\Delta\sigma$ را در زیر شالوده برحسب عمق رسم کنید (در فصل سوم روابط عمومی تعیین افزایش فشار در عمق به‌علت تأثیر بار سطحی ارائه شده است).
۲. تغییرات تنش قائم مؤثر σ'_0 را برحسب عمق به‌دست آورید (شکل ۱ - ۲)
۳. عمق $D = D_1$ را که در آن افزایش تنش $\Delta\sigma$ مساوی $\frac{1}{10}\sigma'_0$ می‌باشد، تعیین کنید (q تنش خالص در زیر شالوده است)
۴. عمق $D = D_2$ را که در آن $\Delta\sigma/\sigma'_0 = 0.05$ است، تعیین نمایید.
۵. به‌استثنای مواردی که به‌سنگ بستر برخورد می‌شود، کوچکترین دو مقدار D_1 و D_2 که به‌ترتیب فوق به‌دست آمده، عمق حداقل گمانه خواهد بود.



شکل ۱-۲ - تعیین حداقل عمق گمانه

در جدول ۱-۲، حداقل عمق گمانه که بر پایه روش فوق به دست آمده، نشان داده شده است.

جدول ۱-۲ - عمق گمانه

تعداد طبقات	عمق گمانه		
	= عرض ساختمان 30.5 m (100 ft)	= عرض ساختمان 61 m (200 ft)	= عرض ساختمان 122 m (400 ft)
1	3.5 m (11 ft)	3.7 m (12 ft)	3.7 m (12 ft)
2	6.1 m (20 ft)	6.7 m (22 ft)	7.0 m (23 ft)
3	10.1 m (33 ft)	12.5 m (41 ft)	13.7 m (45 ft)
4	16.2 m (53 ft)	20.7 m (68 ft)	24.7 m (81 ft)
5	24.1 m (79 ft)	32.9 m (108 ft)	41.5 m (136 ft)

برای ساختمانهای عمومی، نظیر ساختمانهای اداری و بیمارستانها و موارد مشابه، ساور و ساور^۱ (۱۹۷۰) قوانین زیر را برای تعیین عمق گمانهها ارائه کردهاند:

$$D_b = 3S^{0.7} \quad (\text{برای سازه‌های فولادی سبک و بتنی کم‌عرض})$$

و

(۱-۲)

$$D_b = 6S^{0.7} \quad (\text{برای سازه‌های فولادی سنگین و بتنی عرضی})$$

1- Sowers and sowers

که در آن:

$$D_b = \text{عمق گمانه به متر}$$

$$S = \text{تعداد طبقات}$$

در دستگاه آحاد انگلیسی روابط فوق به صورت زیر درمی‌آید:

$D_b \text{ (ft)} = 10S^{0.7}$ <p style="text-align: center;">(برای سازه‌های فولادی سبک و بتنی کم عرض)</p>	و	$D_b \text{ (ft)} = 20S^{0.7}$ <p style="text-align: center;">(برای سازه‌های فولادی سنگین و بتنی عرض)</p>	(۲-۲)
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------

وقتی که حفر تراشه‌ها و خاکبرداریهای عمیق موردنظر باشد، عمق گمانه حداقل باید برابر ۱/۵ برابر عمق خاکبرداری باشد.

گاهی مواقع شرایط تحت‌الارضی به گونه‌ای است که بار شالوده ممکن است به‌بستر سنگی انتقال یابد. در چنین مواردی حداقل عمق نفوذ گمانه به‌بستر سنگی ۳ متر می‌باشد. اگر بستر سنگی نامنظم و یا هوازده باشد، گمانه‌زنی در سنگ باید تا اعماق بیشتری ادامه یابد.

هیچ‌گونه قانون سرراستی برای تعیین فواصل گمانه‌ها وجود ندارد. در جدول ۲-۲ توصیه‌هایی برای تعیین فواصل گمانه‌ها ارائه شده است. برحسب شرایط تحت‌الارضی، این فواصل ممکن است افزایش یا کاهش داده شود. اگر لایه‌بندی خاک کم و بیش یکنواخت باشد، تعداد گمانه‌ها را می‌توان کاهش داد.

در تصمیم‌گیری در مورد حجم عملیات شناسایی، باید هزینه کل ساختمان موردنظر، مورد

جدول ۲-۲. فواصل تقریبی گمانه‌ها

نوع پروژه	فاصله	
	(m)	(ft)
ساختمان چندطبقه	10-30	30-100
ساختمان صنعتی یک‌طبقه	20-60	60-200
ناهارا	250-500	800-1600
مجسمه‌های سنگی	250-500	800-1600
سدها/سدها	40-80	130-260

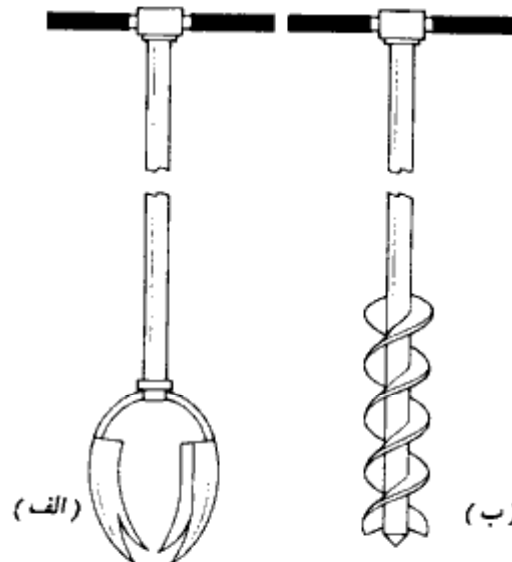
توجه قرار گیرد. معمولاً هزینه شناسایی‌های صحرائی به‌حدود ۱/۰ تا ۵/۰ درصد هزینه کل ساختمان محدود می‌شود.

۲-۳ روشهای گمانه‌زنی

گمانه‌زنی با استفاده از مته‌های مارپیچ^۱

گمانه‌زنی با استفاده از مته‌های مارپیچ، ساده‌ترین روش گمانه‌زنی است. در شکل ۲-۲، دو نوع مته دستی نشان داده شده است. مته‌های دستی در دو نوع قاشقی (شکل ۲-۲ الف) و مارپیج (شکل ۲-۲ ب) موجود هستند و حداکثر عمق پیشروی آنها ۳ تا ۵ متر است. کاربرد آنها در گمانه‌زنی برای راه‌ها و ساختمانهای سبک می‌باشد.

برای گمانه‌زنی در اعماق بیشتر می‌توان از مته‌های مارپیچی به‌فطرهای ۲/۷۶ تا ۸/۳۰۴ میلیمتر با موتورهای سبک قابل حمل استفاده کرد. نمونه‌های خاک اخذشده از چنین گمانه‌زنی‌هایی بسیار دست‌خورده هستند. در خاکهای بدون چسبندگی و یا چسبندگی کم، جدار گمانه بدون غلاف



شکل ۲-۲ مته‌های دستی. (الف) مته قاشقی، (ب) مته مارپیج

(پوشش^۱) نمی‌تواند پایدار بماند. در چنین حالاتی برای جلوگیری از ریزش جدار گمانه، از لوله‌های فولادی به‌عنوان غلاف داخلی گمانه استفاده می‌شود.

در صورتی که احتیاج به گمانه با عمق بزرگ باشد، از مته‌های مارپیچ که نیروی محرکه دورانی آنها توسط یک موتور دیزل سوار بر پشت کامیون تأمین می‌گردد، استفاده می‌شود. با این مته‌ها می‌توان گمانه‌هایی به عمق ۶۰ تا ۷۰ متر حفاری کرد. مته‌های مارپیچ در قطعاتی به طول ۱ تا ۲ متر و با محور توپر و توخالی موجود می‌باشند. مته‌ها با محور توپر در قطرهای $2\frac{1}{2}$ اینچ (۶۶/۸۶ میلی‌متر)، $3\frac{1}{4}$ اینچ (۸۲/۵۵ میلی‌متر)، ۴ اینچ (۱۰۱/۶ میلی‌متر) و $4\frac{1}{2}$ اینچ (۱۱۴/۳ میلی‌متر) و مته‌ها با محور توخالی در قطرهای ۶۳/۵ میلی‌متر داخلی و ۱۵۸/۷۵ میلی‌متر خارجی (۲/۵×۶/۲۵ اینچ) و ۶۹/۸۵ میلی‌متر داخلی و ۱۷۷/۸ میلی‌متر خارجی (۲/۷۵×۷ اینچ)، و ۷۶/۲ میلی‌متر داخلی و ۲۰۳/۲ میلی‌متر خارجی (۳×۸ اینچ) و ۸۲/۵۵ میلی‌متر داخلی و ۲۲۸/۶ میلی‌متر خارجی (۳/۲۵×۹ اینچ) یافت می‌شوند.

در هنگام حفاری، نوک مته به یک سر مته (شکل ۲ - ۳) وصل می‌شود. در حین عملیات حفاری (شکل ۲ - ۴) قطعات مته‌ها تا عمق مطلوب پی‌درپی به یکدیگر افزوده می‌شوند. دوران مته باعث می‌شود که خاک از شیارهای موجود بین پره‌های مته‌ها به بالای گمانه آورده شود. در هنگام استفاده از مته‌ها با محور توپر لازم است مته‌ها در فواصل مناسب از گمانه بیرون آورده شده و دستگاه نمونه‌گیر و یا آزمایش نفوذ استاندارد به ته گمانه فرستاده شود. در شکل ۲ - ۵ مقطع مته مارپیچ با محور توخالی نشان داده شده است. در این قبیل مته‌ها در نوک مته، یک کلاهک وجود دارد که توسط میله حفاری می‌توان آن را از ته گمانه بیرون کشید. بنابراین در مته‌های مارپیچ با محور توخالی لازم نیست که برای نمونه‌گیری و یا آزمایش نفوذ استاندارد، مته از گمانه بیرون کشیده شود و کافی است کلاهک توسط میله حفاری بیرون کشیده شده و دستگاه نمونه‌گیر و یا نفوذ استاندارد به ته گمانه فرستاده شود. در این حالت مته مارپیچ نقش غلاف داخلی گمانه را پیدا خواهد کرد. در حفاری لایه‌های ماسه‌ای آبدار با استفاده از مته‌های مارپیچ توخالی ممکن است به علت فشار هیدرواستاتیک، در هنگام برداشتن کلاهک سر مته، حالت ماسه سریع رخ داده و مقداری ماسه داخل محور توخالی مته شود. در چنین وضعیتهایی نباید از درپوش استفاده کرد و در عوض باید فشار آب در داخل محور توخالی بزرگتر از فشار آب زیرزمینی نگه داشته شود.



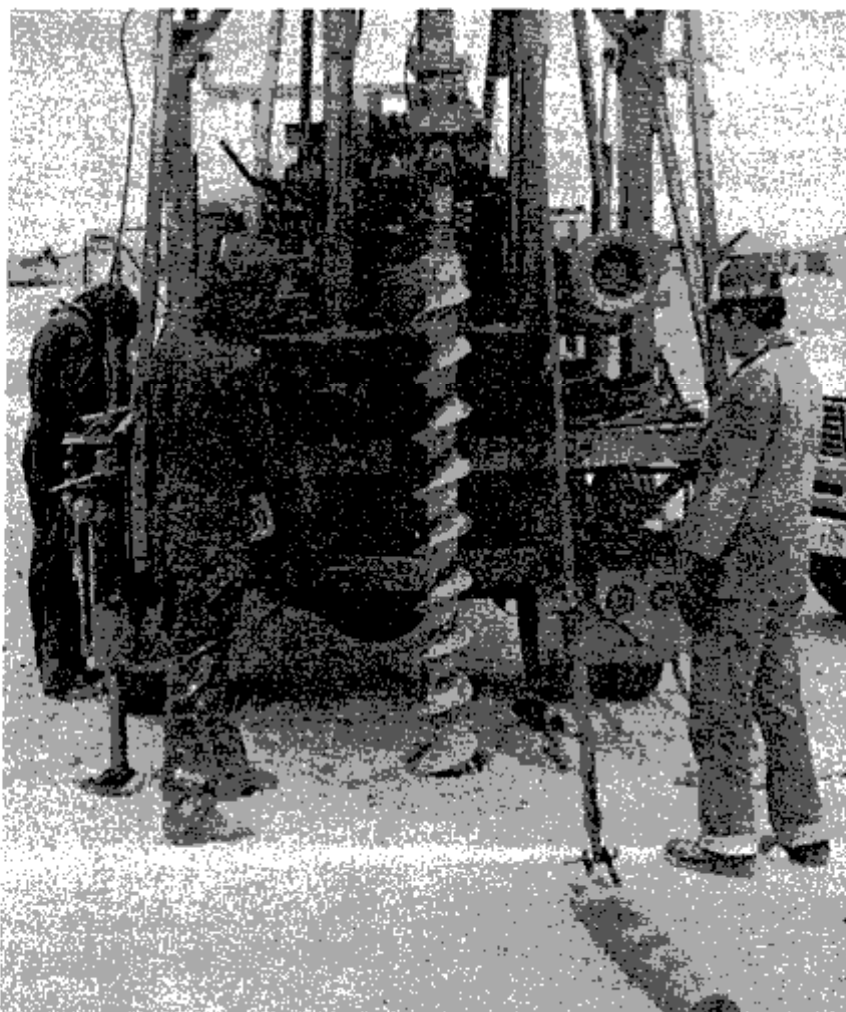
شکل ۲-۳- سر متنه الماسه برای مته‌های ماریج

گمانه‌زنی تزریقی^۱

گمانه‌زنی تزریقی روش دیگری برای حفاری گمانه‌ها می‌باشد. در این روش یک غلاف فولادی به طول ۲ تا ۳ متر داخل خاک کوبیده می‌شود. خاک داخل غلاف به وسیله یک سر متنه ضربه‌ای^۲ که به میله حفاری متصل است، کنده می‌شود. از طریق میله حفاری نیز آب تحت فشار به سر متنه فرستاده می‌شود که این آب در برگشت محصولات حفاری را با خود به بالا می‌آورد. در شکل ۲-۶ تکنیک کار

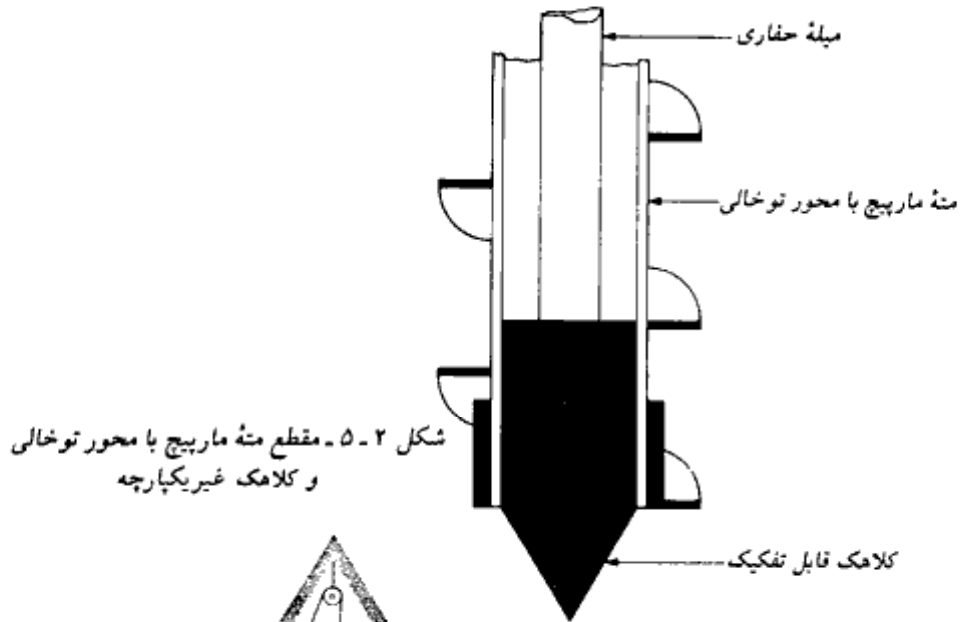
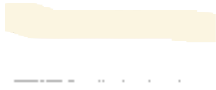
1- wash boring

2- chopping bit

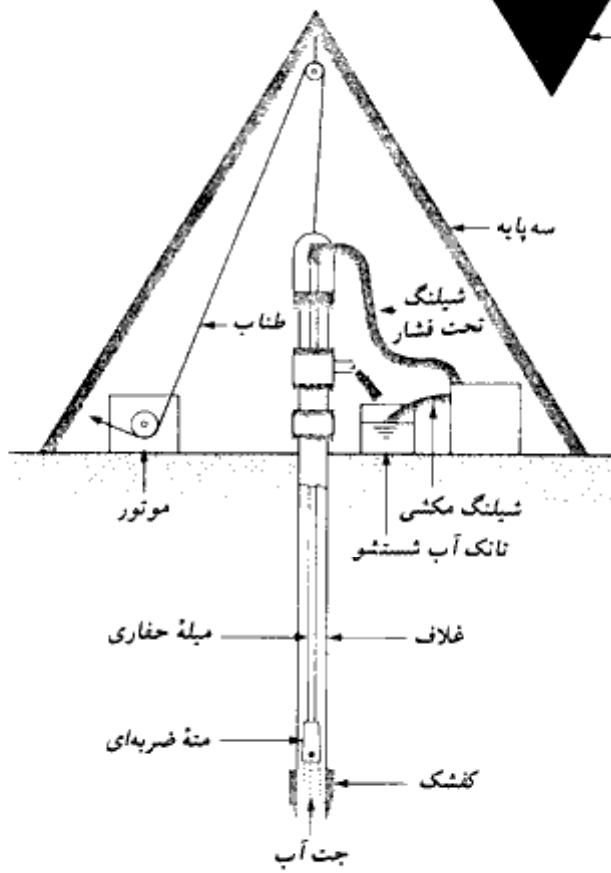


شکل ۲-۴ - عملیات گمانه زنی با متد ماریج (اوگر)

نشان داده شده است. طول غلاف با اضافه کردن قطعات قابل افزایش است. در صورتی که جدار گمانه ریزشی نباشد، احتیاج به استفاده از قطعات اضافی نیست.



شکل ۲-۵. مقطع منه ماریج با محور توخالی و کلاهک غیریکپارچه



شکل ۲-۶. گمانه‌زنی تزریقی

گمانه‌زنی دورانی^۱

گمانه‌زنی دورانی تکنیکی است که در آن سرمته‌هایی که به‌سر میله حفاری نصب شده‌اند، با سرعت زیادی دوران کرده و خاک و سنگ موجود در نوک سرمته را بریده، آسیاب کرده و به‌عمق نفوذ می‌کنند. سرمته‌های مختلفی برای مقاصد گوناگون وجود دارد. از حفاری دورانی می‌توان در ماسه، رس، و سنگ (به‌استثنای سنگهای خیلی درزدار) استفاده کرد. در حین حفاری، آب یا گل حفاری تحت فشار، از طریق میله منته به‌سمت سرمته فرستاده می‌شود. این آب در برگشت به‌سمت بالا، محصولات به‌دست آمده از حفاری را به‌سطح زمین می‌آورد. با استفاده از حفاری دورانی می‌توان به‌آسانی گمانه‌هایی به‌قطر ۲ تا ۸ اینچ (۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر) حفاری نمود. گل حفاری مخلوطی از آب و بتونیت است. از گل حفاری وقتی استفاده می‌شود که جدار گمانه ریزشی باشد. وقتی که نمونه‌گیری لازم باشد، میله حفاری به‌بیرون کشیده شده و سرمته با نمونه‌گیر عوض می‌شود.

گمانه‌زنی پرکاشن^۲

گمانه‌زنی پرکاشن روش دیگری برای حفاری گمانه‌ها، بخصوص در لایه‌های سنگی و یا خاکی سخت است. در این روش با بلند و رها کردن یک سرمته سنگین، ته گمانه خرد شده و محصولات حفاری با تزریق آب، به‌سطح زمین آورده می‌شود. در این روش گاهی مواقع استفاده از غلاف لازم می‌شود.

۲-۴ روشهای نمونه‌گیری

در حین شناسایی‌های تحت‌الارضی، دو نوع نمونه خاک ممکن است اخذ شود؛ دست‌خورده و دست‌نخورده^۳. از نمونه‌های دست‌خورده می‌توان برای انجام آزمایشهای آزمایشگاهی زیر استفاده کرد:

۱. آزمایش دانه‌بندی
۲. تعیین حدود مایع و خمیری
۳. چگالی دانه‌ها
۴. تعیین میزان مواد آلی
۵. طبقه‌بندی خاک

1- Rotary drilling

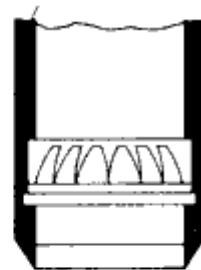
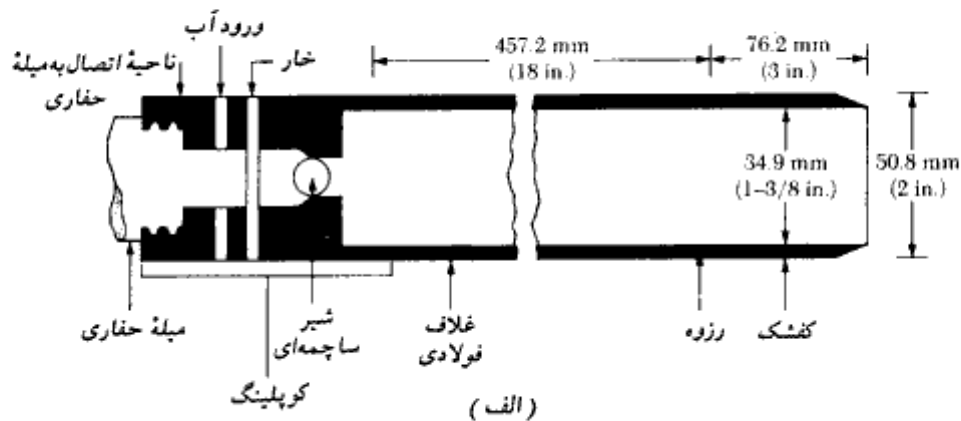
2- percussion drilling

3- disturbed and undisturbed

از نمونه دست خورده نمی توان برای انجام آزمایشهای تحکیم یا مقاومت برشی استفاده کرد. برای چنین آزمایشهایی باید نمونه های دست نخورده اخذ شود. در بخش بعدی روشهای مختلف نمونه گیری تشریح می شود.

نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر قاشقی

از نمونه گیر قاشقی برای اخذ نمونه های دست خورده استفاده می شود. در شکل ۲-۷ الف، مقطعی از نمونه گیر قاشقی استاندارد نشان داده شده است. این نمونه گیر متشکل است از کفشک، غلاف فولادی (که در امتداد طولی به دو نیمه شکافته شده است) و ناحیه اتصال به میله حفاری. غلاف فولادی که قسمت میانی نمونه گیر را تشکیل می دهد، دارای قطر داخلی $1\frac{3}{8}$ اینچ (۳۴/۹۳ میلی متر) و قطر خارجی $2\frac{1}{8}$ اینچ (۵۰/۸ میلی متر) می باشد. نمونه گیرهایی با قطر داخلی $2\frac{1}{5}$ اینچ (۶۳/۵ میلی متر) و



(ب)

شکل ۲-۷. الف) نمونه گیر قاشقی استاندارد، ب) فنر مغزه گیر

قطر خارجی ۳ اینچ (۷۶/۲ میلیمتر) وجود دارند. وقتی که گمانه به عمق مطلوب رسید، مته بیرون کشیده شده و نمونه گیر قاشقی به سر میله حفاری متصل و به ته گمانه فرستاده می شود. نمونه گیر با استفاده از ضربات چکش به داخل خاک رانده می شود. ضربات چکش به بالای میله حفاری نواخته می شود. وزن چکش ۶۲۲ نیوتن (۱۴۰ پوند) می باشد. برای هر ضربه، چکش از ارتفاع ۷۵ سانتیمتری (۳۰ اینچ) رها می گردد. تعداد ضربات لازم برای سه مرحله نفوذ ۱۵ سانتیمتری نمونه گیر به داخل خاک یادداشت می شود. مجموع تعداد ضربات لازم برای دو مرحله ۱۵ سانتیمتری انتهایی، عدد نفوذ استاندارد N^1 نامیده می شود (ASTM-D-1586-67). بعد از این که راندن نمونه به داخل خاک تکمیل شد، نمونه گیر بیرون کشیده شده و ناحیه اتصالی و کفشک آن جدا می شود. نمونه های اخذ شده در داخل قاشق دو تکه جمع آوری شده و در ظروف شیشه ای به آزمایشگاه فرستاده می شود. تعیین عدد نفوذ استاندارد و نمونه گیری توسط نمونه گیر قاشقی، معمولاً در فواصل ۱/۵ متری انجام می شود.

درجه دست خوردگی نمونه خاک طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} (100) \quad (3-2)$$

که در آن:

A_R = نسبت سطح^۲

D_o = قطر خارجی لوله نمونه گیر

D_i = قطر داخلی لوله نمونه گیر

وقتی که نسبت سطح مساوی و یا کمتر از ده درصد باشد، نمونه دست نخورده تلقی می شود. برای نمونه گیر استاندارد قاشقی داریم:

$$A_R(\%) = \frac{(50.8)^2 - (34.93)^2}{(34.93)^2} (100) = 111.5\%$$

بنابراین نمونه اخذ شده توسط نمونه گیر قاشقی بسیار دست خورده است.

وقتی که نمونه گیری در ماسه انجام شود (مخصوصاً ماسه ریز زیر سطح آب زیرزمینی)،

1- Standard Penetration Number (SPT)

2- Area ratio

بازیابی نمونه به وسیله نمونه گیر قاشقی ممکن است مشکل باشد. در این حالت، ممکن است وسیله‌ای به نام فنر مغزه گیر (یا فنر نمونه گیر^۱) در داخل نمونه گیر قاشقی قرار داده شود (شکل ۲-۷-ب). علاوه بر اخذ نمونه، آزمایش نفوذ استاندارد معیار خوبی برای تخمین خواص مقاومتی خاکها می باشد. برای مثال سفتی خاکهای رسی را می توان به عدد نفوذ استاندارد ربط داد. این ارتباط در جدول ۲-۳ نشان داده شده است.

جدول ۲-۳- ارتباط بین سفتی خاکهای رسی و عدد نفوذ استاندارد

عدد نفوذ استاندارد N	سفتی	مقاومت فشاری محدوده نشده q_u (kN/m ²)
0-2	خیلی نرم	0-25
2-5	نرم	25-50
5-10	متوسط	50-100
10-20	سخت	100-200
20-30	خیلی سخت	200-400
> 30	سخت	> 400

در خاکهای دانه‌ای، مقدار N تابعی از فشار مؤثر سربار (σ'_v) می باشد. به همین علت، مقدار N به دست آمده از شناسایی‌های صحرائی تحت فشارهای مؤثر مختلف باید برای یک مقدار استاندارد σ'_v اصلاح شود. یعنی:

$$N_{cor} = C_N N_F \quad (۴-۲)$$

که در آن:

N_{cor} = عدد نفوذ استاندارد مربوط به σ'_v مساوی ۹۵/۶ کیلونیوتن به متر مربع

C_N = ضریب اصلاح

N_F = مقدار N به دست آمده از صحرا

محققین مختلفی نظیر بازارا (۱۹۷۶)، پک و بازارا (۱۹۶۹)، پک، هسن، ترون برن (۱۹۷۴)، تنگ (۱۹۶۲)، سید (۱۹۷۶، ۱۹۷۹)، و تاکی ماتسوا و پوشیمی (۱۹۸۳)، روابط تجربی برای C_N پیشنهاد کرده‌اند. لیکن ساده‌ترین رابطه آن است که توسط لیائو و ویتمن (۱۹۸۶) پیشنهاد شده است و دارای

دقتی در حدود روابط دیگر است. این رابطه به صورت زیر قابل بیان می‌باشد:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \quad (۵-۲)$$

که در آن σ'_v برحسب تن آمریکایی بر فوت مربع می‌باشد. در دستگاه SI داریم:

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}}} \quad (۶-۲)$$

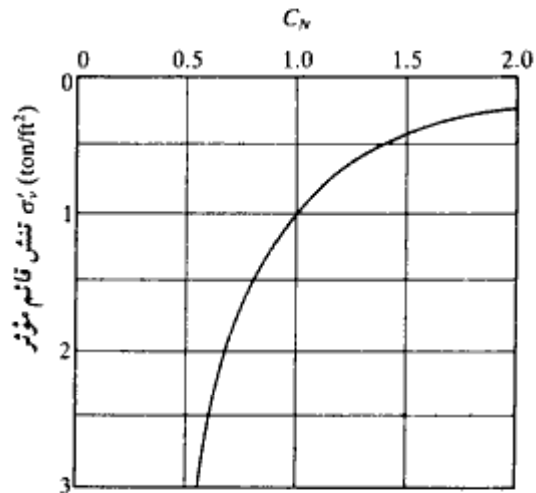
در روابط ۵-۲ و ۶-۲ مقدار استاندارد σ'_v مساوی ۹۵/۶ کیلونیوتن بر متر مربع (۱ تن بر فوت مربع) می‌باشد. در اشکال ۲-۸ و ۲-۹ نمودار تغییرات C_N در مقابل σ'_v رسم شده است. در جدول ۲-۴ یک ارتباط تقریبی بین عدد نفوذ استاندارد و تراکم نسبی ماسه ارائه شده است.

جدول ۲-۴- ارتباط بین مقدار N و تراکم نسبی و زاویه اصطکاک ماسه

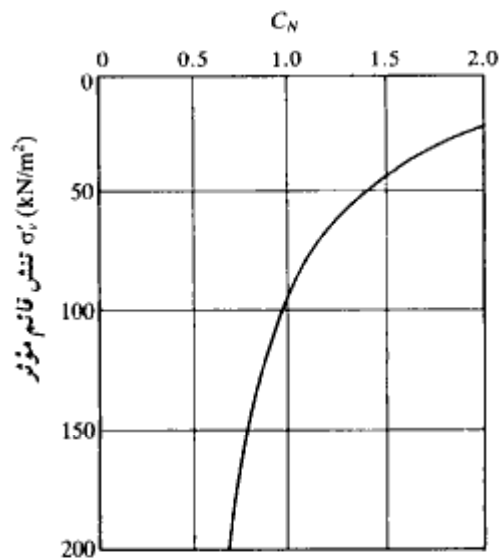
عدد نفوذ استاندارد N	تراکم نسبی تقریبی D_r (%)	زاویه اصطکاک تقریبی خاک ϕ (deg)
0-5	0-5	26-30
5-10	5-30	28-35
10-30	30-60	35-42
30-50	60-95	38-46

وقتی که جداول ۲-۳ و ۲-۴ برای تخمین پارامترهای خاک از روی عدد نفوذ استاندارد، مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید به نکات زیر توجه داشت:

- این روابط تقریبی هستند
- از آنجایی که خاک همگن نیست، اعداد نفوذ استاندارد به دست آمده از یک گمانه دارای دامنه وسیعی خواهند بود.
- در نهشته‌های خاک که دارای قله‌سنگ و شن می‌باشند، اعداد نفوذ استاندارد به دست آمده ممکن است گمراه‌کننده و غیرقابل اعتماد باشند.



شکل ۲-۸- تغییرات C_v با σ_v (رابطه ۲-۵)



شکل ۲-۹- تغییرات C_v با σ_v (رابطه ۲-۶)

با تفسیر صحیح، عدد نفوذ استاندارد می‌تواند معیار خوبی، هرچند تقریبی، برای تخمین خواص خاک باشد.

نمونه‌گیر پیچشی^۱

وقتی که نهشته خاک، ماسه همراه با سنگریزه باشد، امکان اخذ نمونه توسط نمونه‌گیر قاشقی همراه با فنر مغزه‌گیری نیست، چون سنگریزه‌ها ممکن است جلوی بسته شدن فنرها را بگیرند. در چنین حالتی برای اخذ نمونه‌های دست‌خورده می‌توان از نمونه‌گیر پیچشی استفاده کرد (شکل ۲-۱۰ الف). این نوع نمونه‌گیر دارای یک کلاهک می‌باشد و می‌تواند به انتهای میله حفاری وصل شود. نمونه‌گیر به داخل خاک رانده شده و با پیچاندن آن، نمونه‌گیر خاک را خراش داده و به داخل محفظه خود می‌ریزد.

نمونه‌گیر جدار نازک

نمونه‌گیر جدار نازک، اغلب نمونه‌گیر شلبی خوانده می‌شود. این نمونه‌گیر از فولاد بدون درز ساخته می‌شود و از آن برای اخذ نمونه‌های رسی دست‌نخورده استفاده می‌شود. نمونه‌گیرهای معمول دارای قطر خارجی ۲ و ۳ اینچ (۵۰/۸ و ۷۶/۲ میلی‌متر) می‌باشند. نوک این نمونه‌گیر لب‌تیز بوده و انتهای آن قابل اتصال به میله حفاری می‌باشد (شکل ۲-۱۰ ب). برای نمونه‌گیری، نمونه‌گیر به سر میله حفاری وصل و به ته گمانه فرستاده شده و با فشار به داخل خاک رانده می‌شود. سپس نمونه اخذ شده همراه با نمونه‌گیر به بیرون کشیده می‌شود. هر دو انتهای نمونه‌گیر کاملاً مهر و موم، و نمونه‌گیر و نمونه داخل آن در داخل کیسه پلاستیکی قرار داده شده و برای انجام آزمایش به آزمایشگاه فرستاده می‌شود.

از نمونه‌های اخذ شده در این روش می‌توان برای انجام آزمایشهای تحکیم یا برش استفاده کرد. نمونه‌گیر جدار نازک به قطر خارجی ۲ اینچ (۵۰/۸ میلی‌متر) دارای قطر داخلی $1\frac{5}{8}$ اینچ (۴۷/۶۳ میلی‌متر) می‌باشد. این ابعاد نسبت سطح زیر را به دست می‌دهند:

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_o^2} (100) = \frac{(50.8)^2 - (47.63)^2}{(50.8)^2} (100) = 13.75\%$$

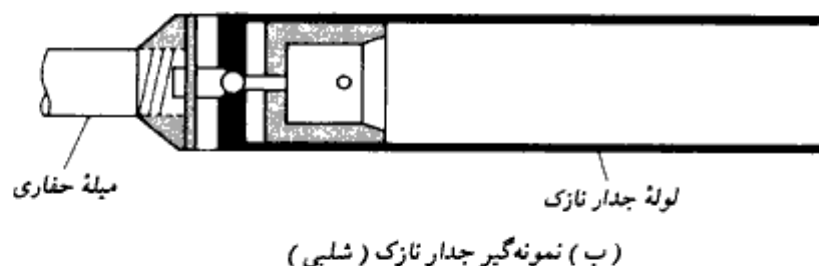
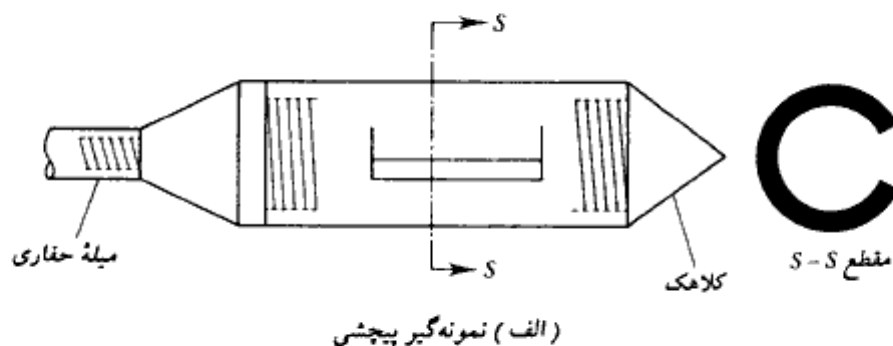
توجه شود که با افزایش قطر نمونه‌ها، مخارج نمونه‌گیری بیشتر می‌شود.

نمونه‌گیر پیستونی

وقتی که قطر نمونه‌های دست‌نخورده بزرگتر از ۷۶/۲ میلی‌متر (۳ اینچ) شود، نمونه‌ها در هنگام بالا

کشیدن نمونه از ته گمانه، ممکن است از داخل نمونه گیر بیرون بیفتند. در چنین مواردی نمونه گیرهای پیستونی بسیار مفید می‌باشند.

نمونه گیرهای پیستونی در انواع مختلف یافت می‌شوند، لیکن نمونه گیر پیشنهاد شده توسط استربرگ (۱۹۵۲) مفیدترین و متداولترین می‌باشد (اشکال ۲ - ۱۰ - پ و ت). این نمونه گیر متشکل از یک لوله جدار نازک و یک پیستون که انتهای لوله جدار نازک را می‌بندد، می‌باشد. مطابق شکل ۲ - ۱۰ - پ، نمونه گیر به ته گمانه فرستاده شده و سپس در حالی که پیستون روی خاک تکیه دارد، لوله جدار نازک به کمک فشار هیدرولیک به داخل خاک رانده می‌شود. سپس مطابق شکل ۲ - ۱۰ - ت به کمک سوراخی که در میله پیستون قرار دارد، فشار پیستون رها می‌شود. تماس پیستون با خاک در هنگام نمونه گیری، باعث می‌شود که سطح خاک در هنگام ورود به نمونه گیر تغییر شکل نداده و میزان دست خوردگی آن نسبت به نمونه گیر جدار نازک کمتر باشد.

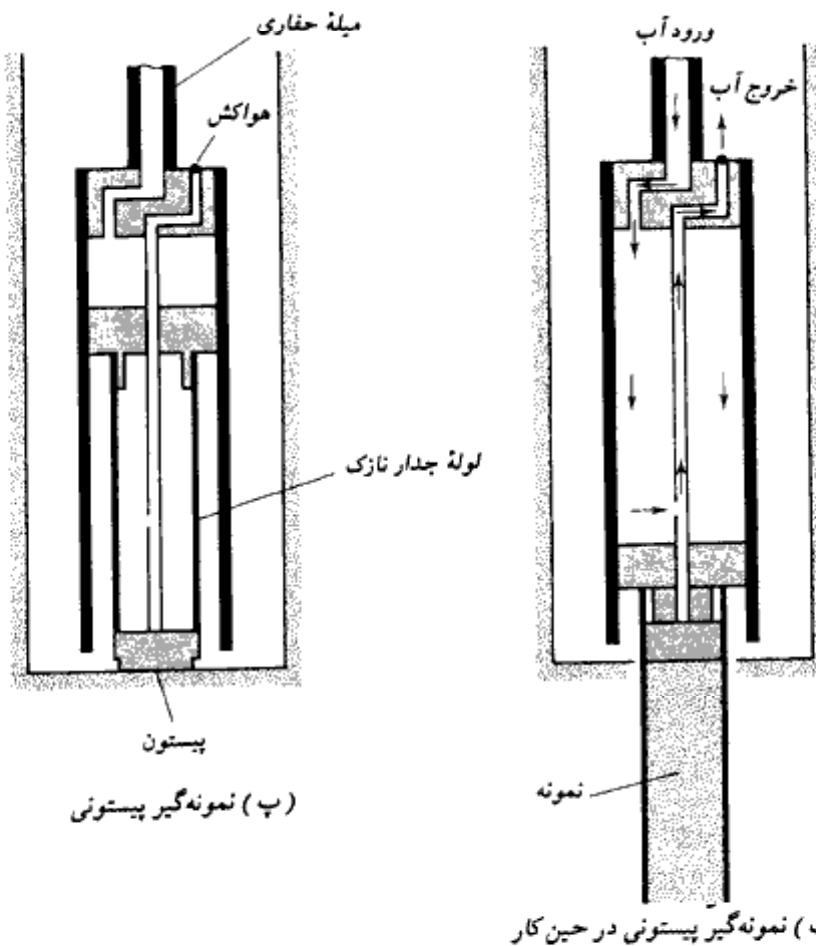


شکل ۲ - ۱۰ - انواع نمونه گیر. (الف) نمونه گیر پیچشی، (ب) نمونه گیر جدار نازک، (پ) و (ت) نمونه گیر پیستونی

۲-۵ مشاهده سطح آب زیرزمینی

حضور سفره آب زیرزمینی در نزدیکی شالوده، تأثیر عمده‌ای در روی ظرفیت باربری و نشست شالوده دارد. تراز آب زیرزمینی دارای تغییرات فصلی نیز می‌باشد. در خیلی از موارد، بالاترین و پایین‌ترین تراز آب زیرزمینی در طول عمره پروژه باید تعیین گردد.

اگر در حین شناسایی‌های صحرائی به آب زیرزمینی برخورد شود، باید تراز آن ثبت گردد. در خاکها با ضریب نفوذپذیری بالا، ۲۴ ساعت بعد از اتمام عملیات گمانه‌زنی، سطح آب زیرزمینی



ادامه شکل ۲-۱۰

به وضعیت پایداری در داخل گمانه می‌رسد. در این حالت با پایین بردن یک زنجیر و یا متر به داخل چاه می‌توان سطح آب زیرزمینی را اندازه گرفت. در خاکها با نفوذپذیری خیلی کم، به تعادل رسیدن سطح آب زیرزمینی در داخل گمانه ممکن است چند هفته طول بکشد. در چنین مواردی اگر تعیین دقیق سطح آب زیرزمینی لازم باشد، می‌توان از پیژومتر استفاده کرد. پیژومتر متشکل از یک سنگ متخلخل یا یک لوله مشبک با یک لوله قائم پلاستیکی متصل به آن می‌باشد. در شکل ۲ - ۱۱ یک پیژومتر نصب شده در داخل گمانه مشاهده می‌شود.

برای خاکهای لای دار، هورسلو^۱ (۱۹۴۹) روشی برای تعیین سطح آب زیرزمینی پیشنهاد کرد (شکل ۲ - ۱۲). این روش شامل گامهای زیر است:

۱. اجازه دهید که آب به صورت آزاد در گمانه بالا بیاید.

۲. در زمانهای زیر تراز آب زیرزمینی را ثبت کنید:

$$t = 0$$

$$t = t_1$$

$$t = t_2$$

$$t = t_3$$

توجه شود که $t_1 - 0 = t_1 - t_2 = t_2 - t_3 = \Delta t$ مقدار ثابتی می‌باشد.

۳. مقادیر Δh_1 ، Δh_2 ، و Δh_3 را اندازه‌گیری نمایید (شکل ۲ - ۱۲).

۴. مقادیر زیر را محاسبه نمایید:

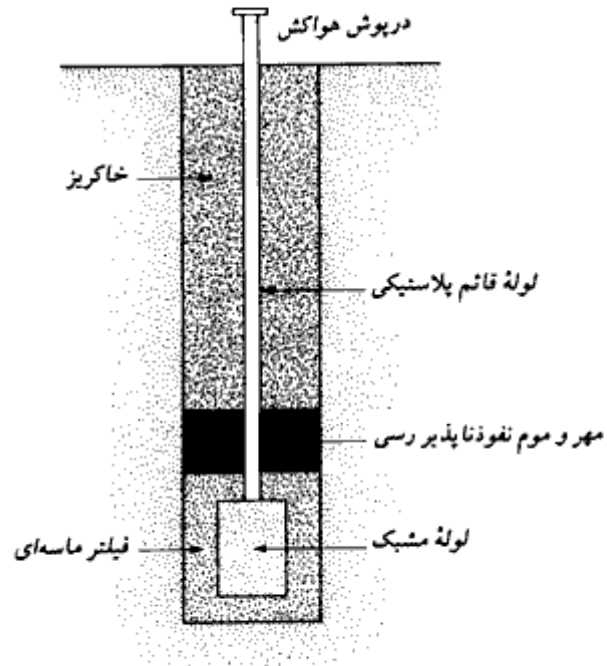
$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \quad (۲ - ۷ - الف)$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \quad (۲ - ۷ - ب)$$

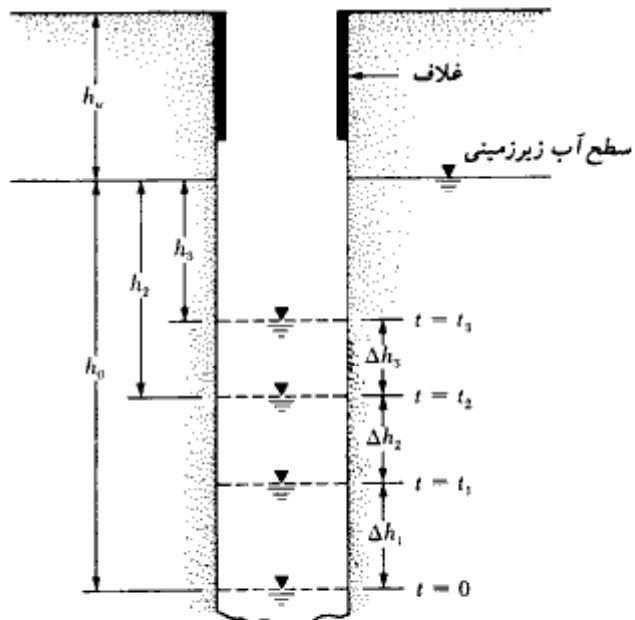
$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} \quad (۲ - ۷ - پ)$$

۵. مقادیر h_0 ، h_2 ، و h_3 را در بالای تراز آب مشاهده‌شده در زمانهای t_0 ، t_2 ، و t_3 به منظور

تعیین تراز نهایی آب زیرزمینی، رسم کنید (شکل ۲ - ۱۲).



شکل ۲-۱۱ - پیزومتر گازاگرانده



شکل ۲-۱۲ - تعیین سطح آب زیرزمینی (رابطه ۲-۷)

مثال ۲-۱:

با مراجعه به شکل ۲-۱۲، برای یک گمانه $h_w + h_o = 9.5 \text{ m}$ و قرائتهای زیر معلوم است:

$$\Delta t = 24 \text{ hrs}$$

$$\Delta h_1 = 0.9 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 0.70 \text{ m}$$

$$\Delta h_3 = 0.54 \text{ m}$$

محاسبات لازم را انجام داده و تراز سطح آب زیرزمینی را تعیین نمایید.

حل: با استفاده از رابطه ۲-۷ داریم:

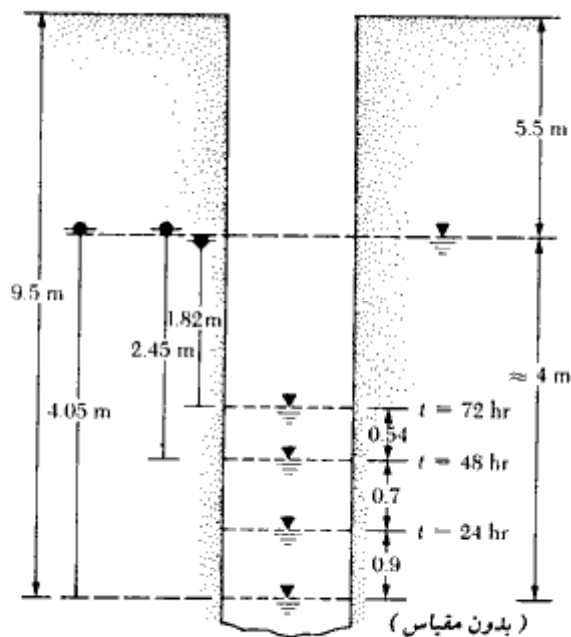
$$h_o = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.9^2}{0.9 - 0.70} = 4.05 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.7^2}{0.9 - 0.7} = 2.45 \text{ m}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} = \frac{0.54^2}{0.7 - 0.54} = 1.82 \text{ m}$$

در شکل ۲-۱۳، ارتفاعات محاسبه شده رسم شده و تراز پایدار آب زیرزمینی تعیین می‌گردد. با

استفاده از شکل دیده می‌شود که $h_w = 5.5 \text{ m}$ می‌باشد.



شکل ۲-۱۳

۲-۶ آزمایش برش پره

با استفاده از آزمایش برش پره، می توان در حین حفاری گمانه مقاومت برشی زهکشی نشده^(۴) (c_u) خاکهای رسی، بخصوص رسهای نرم را تعیین کرد. این آزمایش طبق شماره^(۵) ASTM D-2573 استاندارد شده است. مطابق شکل ۲-۱۴ الف، وسیله^(۶) آزمایش برش متشکل از چهار تیغه فولادی می باشد که به انتهای یک میله جوش شده اند. پره های این وسیله بدون ایجاد دست خوردگی زیاد، در ته گمانه به داخل خاک رانده شده و سپس به بالای میله لنگر پیچشی اعمال می شود. با افزایش لنگر پیچشی، پره ها در خاک یک سطح گسیختگی استوانه ای ایجاد می نمایند. حداکثر لنگر پیچشی اعمال شده را می توان به مقاومت زهکشی نشده^(۷) خاک رس، طبق روابط زیر ربط داد:

$$T = c_u \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)$$

یا:

$$c_u = \frac{T}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \quad (۲-۸)$$

که در آن:

 T = حداکثر لنگر پیچشی اعمال شده c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده (مفهوم $\phi = 0$) D = قطر پره ها H = ارتفاع پره ها

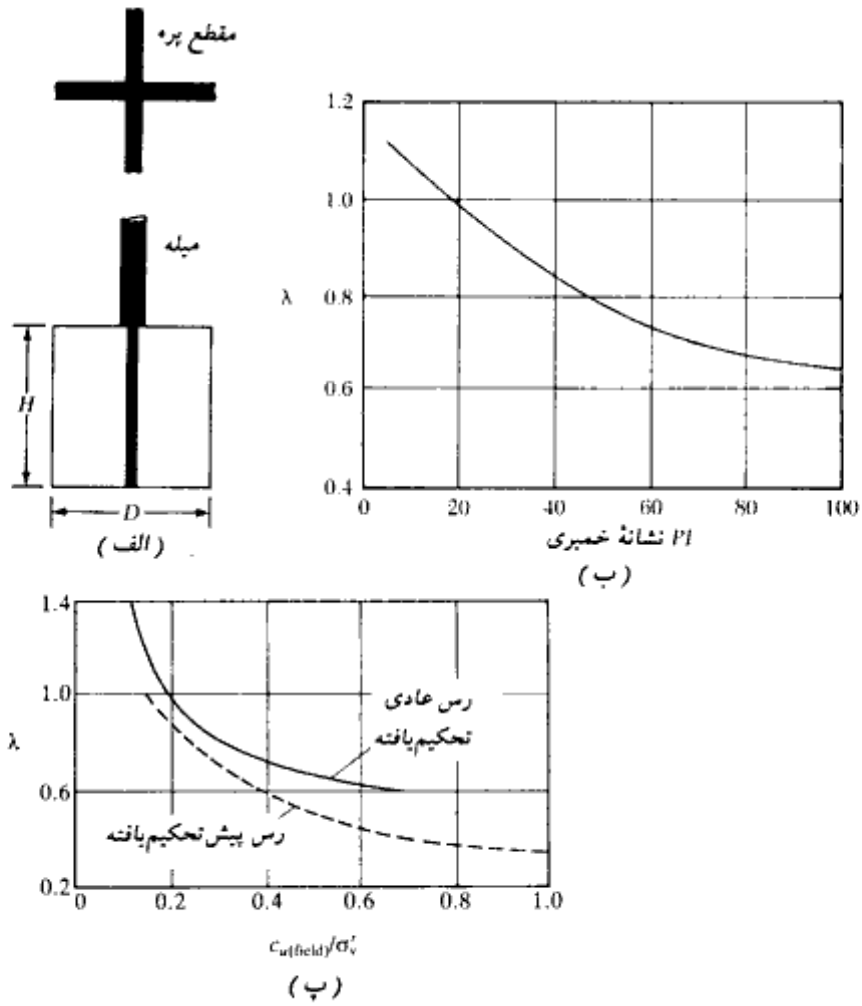
نسبت ارتفاع به قطر (H/D) پره ها معمولاً مساوی ۲ در نظر گرفته می شود. یو.اس.بی.آر^(۸) برای $D \times H$ از ابعاد ۲×۴، ۳×۶ و ۴×۸ اینچ استفاده می کند. آشنو نیز ابعاد زیر را پیشنهاد می کند:

اندازه غلاف	H (mm)	D (mm)	ضخامت تیغه (mm)
AX	38.1	76.2	1.6
BX	50.8	101.6	1.6
NX	63.5	137.0	3.2

جروم^(۹) (۱۹۷۲) پیشنهاد می کند که برای مقاصد عملی، نتیجه به دست آمده از آزمایش برش پره باید

1- U.S. Bureau of reclamation

• با دیکته Bjernum، بیروم نیز تلفظ می شود.



شکل ۲-۱۴ - آزمایش برش پره، (الف) وسیله آزمایش برش پره، (ب و پ) ضریب اصلاح λ (جروم - ۱۹۷۲)

طبق رابطه زیر اصلاح شود:

$$c_u = \lambda c_{u0} \quad (\text{صحرا}) \quad (۹-۲)$$

که در آن λ ضریب اصلاح می باشد.

جرم تغییرات λ را برحسب نشانه خمیری مطابق شکل ۲ - ۱۴ - ب پیشنهاد می‌کند. اس^۱ و همکاران (۱۹۸۶) تغییرات λ را برحسب نسبت c_u به دست آمده در صحرا به σ'_v (فشار مؤثر سربار موجود)، مطابق شکل ۲ - ۱۴ - پ توصیه می‌کنند.

ماین و مایکل (۱۹۸۸)، رابطه زیر را برای تعیین ضریب اضافه تحکیم OCR (نسبت فشار پیش تحکیمی به فشار سربار مؤثر موجود) از روی مقاومت برشی آزمایش برشی پره در صحرا پیشنهاد می‌کنند.

$$OCR = \beta \left[\frac{c_u(\text{field})}{\sigma'_v} \right] \quad (۱۰ - ۲)$$

که در آن:

σ'_v = فشار مؤثر سربار موجود

$$\beta = 22(PI)^{-0.48}$$

(۱۱ - ۲)

PI = نشانه خمیری

مثال ۲ - ۲:

مقدار $c_u(\text{field})$ در عمق ۶/۳ متری زیر سطح زمین در خاک رس اشباع مساوی ۴۰ کیلو نیوتن بر متر مربع اندازه‌گیری شده است. تراز سطح آب زیرزمینی در سطح زمین قرار دارد. داریم:

$$\gamma_{\text{sat}} = 19.72 \text{ kN/m}^3 \quad PI = 21$$

مطلوبست تعیین نسبت اضافه تحکیم رس

حل:

وزن مخصوص مؤثر رس برابر است با:

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 19.72 - 9.81 = 9.91 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma'_v = \gamma' h = 9.91 \times 6.3 = 62.43 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه ۲-۱۱ داریم:

$$\beta = 22 (21)^{-0.48} = 5.1$$

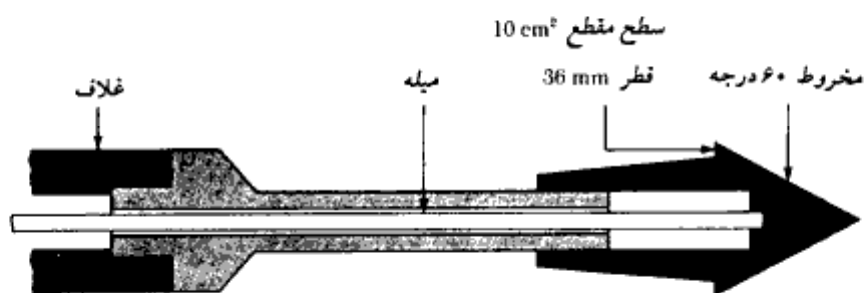
از رابطه ۲-۱۰ داریم:

$$OCR = \beta \left[\frac{C_{u(\text{field})}}{\sigma'_v} \right] = 5.1 \left[\frac{40}{62.43} \right] = 3.27$$

۲-۷ آزمایش نفوذ مخروط

در آزمایش نفوذ مخروط^۱ (شکل ۲-۱۵) یک مخروط با زاویه رأس ۶۰ درجه و سطح قاعده ۱۰ سانتیمتر مربع با سرعت یکنواختی در حدود ۲۰ میلیمتر بر ثانیه به داخل خاک رانده شده و مقاومت نوک مخروط و مقاومت اصطکاکی جدار غلاف با خاک اطراف آن اندازه گیری می شود. این آزمایش، آزمایش نفوذ استاتیک نیز نامیده می شود و برای اجرای آن احتیاج به گمانه نیست. نفوذسنجهای مخروطی اصلاح شده ای هم وجود دارند که مقاومت نوک مخروط را در یک عمق مشخص و مقاومت اصطکاکی خاک بالای آن نقطه را اندازه گیری می نمایند. مقاومت اصطکاکی به وسیله غلافی به طول محدود به دست می آید.

مقاومت نوک q_c به دست آمده از آزمایش نفوذ مخروط به زاویه اصطکاک خاک (در خاکهای دانه ای) و به سفتی خاکهای رسی ربط داده می شود (مشابه کاری که برای عدد نفوذ استاندارد در جداول ۲-۳ و ۲-۴ انجام شد). نسبت q_c/N بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع و N عدد نفوذ



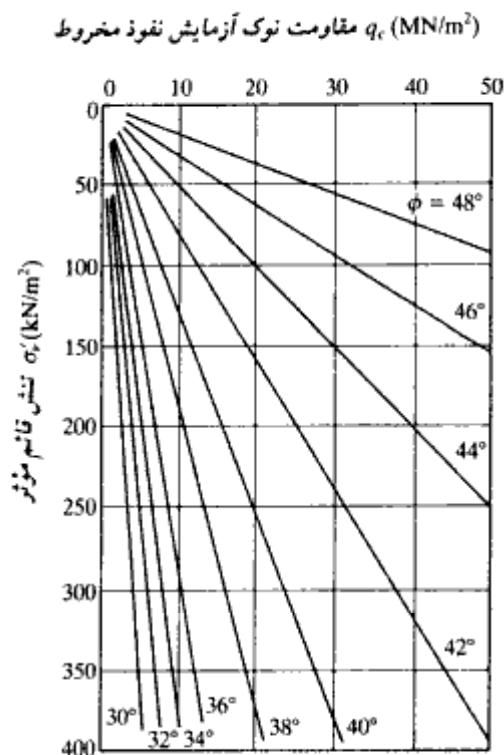
شکل ۲-۱۵- آزمایش نفوذ مخروط

1- Dutch cone penetration

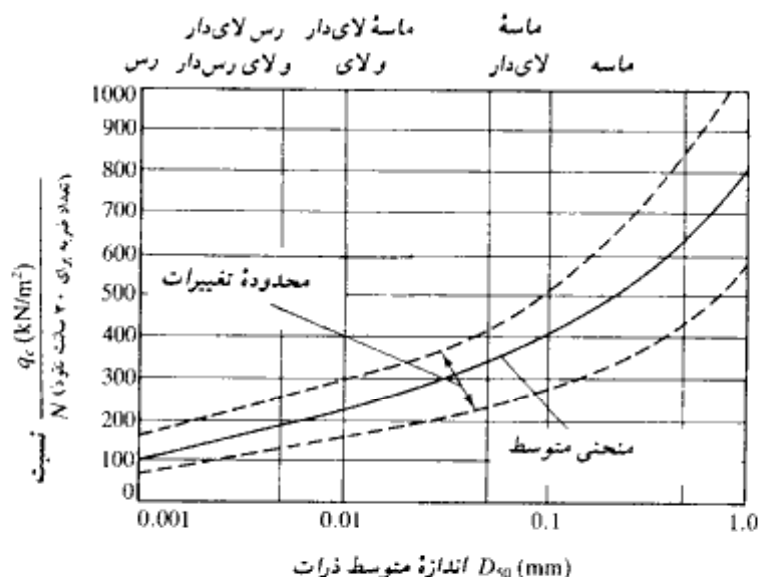
استاندارد) برای ماسه در محدودهٔ ۴۰۰ تا ۶۰۰ و برای نهشته‌های شن‌دار بین ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ متغیر است.

آزمایش نفوذ مخروط در اروپا متداولتر از آمریکا است. لیکن کاربرد آن به‌سرعت در آمریکا افزایش می‌یابد. اشمرتمن^۱ (۱۹۷۵) یک جمع‌آوری از کلیهٔ مقالاتی که در مورد آزمایش نفوذ مخروط منتشر شده بود، انجام داد.

در شکل ۲-۱۶ تغییرات مقاومت نوک q_c با تنش قائم مؤثر σ'_v و زاویهٔ اصطکاک حداکثر ϕ در ماسهٔ کوارتزی و در شکل ۲-۱۷ محدودهٔ عمومی تغییرات q_c/N برای انواع مختلف خاک نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۶ - تغییرات q_c با σ'_v و ϕ در ماسهٔ کوارتزی (رابرتسون و کامپانلد - ۱۹۸۳)



شکل ۲-۱۷ - تغییرات عمومی q_c/N برای خاکهای مختلف (رابرتسون و کامپانلد - ۱۹۸۳)

۲-۸ مغزه گیری از سنگ

اگر در حین عملیات گمانه زنی به لایه سنگی برخورد شود، مغزه گیری از سنگ ممکن است لازم گردد. برای مغزه گیری از سنگ، یک لوله مغزه گیر^۱ به میله حفاری متصل می شود. به لبه تحتانی لوله مغزه گیر، یک سرته^۲ متصل است (شکل ۲-۱۸). لبه برنده سرته ممکن است الماسه، تنگستن، کارباید و غیره باشد. در جدول ۲-۵ خلاصه ای از انواع لوله های مغزه گیر به همراه اندازه و نوع میله حفاری مناسب با آنها نشان داده شده است.

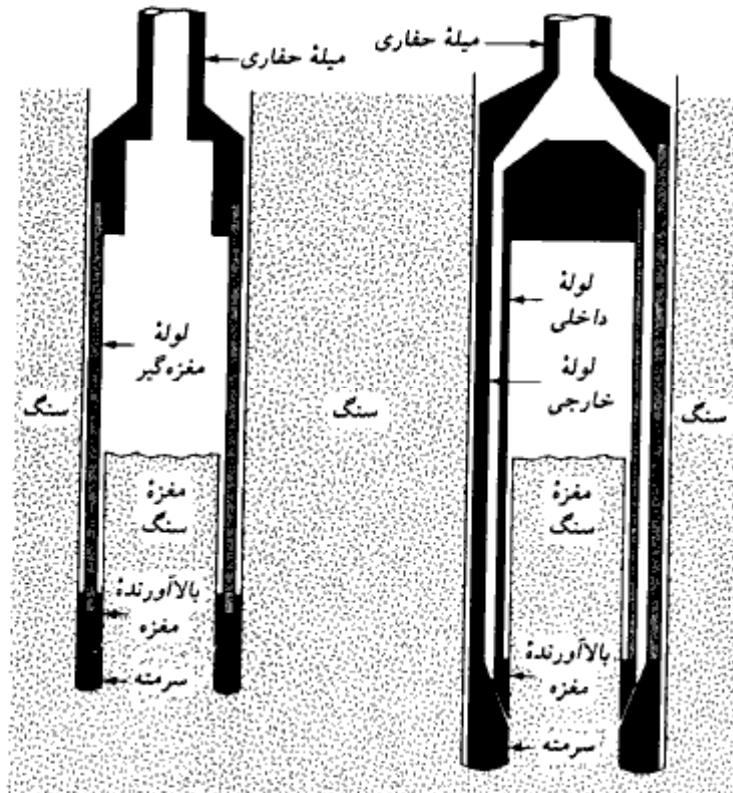
مغزه گیری به کمک گمانه زن دورانی انجام می شود. در حین مغزه گیری از طریق میله حفاری به مغزه گیر آب تزریق می شود که این آب در برگشت محصولات حفاری را با خود بالا می آورد. دو نوع لوله مغزه گیر وجود دارد. مغزه گیر تک لوله^۳ (شکل ۲-۱۸ الف) و مغزه گیر با لوله مضاعف^۴ (شکل ۲-۱۸ ب). مغزه سنگی اخذ شده توسط مغزه گیر تک لوله، به علت دوران مغزه گیر، ممکن

1- core barrel

2- coring bit

3- single-tube core barrel

4- double-tube core barrel



شکل ۲-۱۸ - مغزۀ گیری در سنگ. (الف) مغزۀ گیر تک‌لوله، (ب) مغزۀ گیر با لولۀ مضاعف

جدول ۲-۵ - علامت، اندازه استاندارد، و میلۀ حفاری سازگار برای مغزۀ گیرها

علامت مغزۀ گیر	قطر خارجی لولۀ مغزۀ گیر		علامت میلۀ حفاری	قطر خارجی میلۀ حفاری		قطر گمانه		قطر مغزۀ اخذشده	
	(mm)	(in.)		(mm)	(in.)	(mm)	(in.)	(mm)	(in.)
EX	36.51	1 $\frac{3}{16}$	E	33.34	1 $\frac{3}{16}$	38.1	1 $\frac{1}{2}$	22.23	$\frac{7}{8}$
AX	47.63	1 $\frac{7}{8}$	A	41.28	1 $\frac{5}{8}$	50.8	2	28.58	1 $\frac{1}{8}$
BX	58.74	2 $\frac{3}{16}$	B	47.63	1 $\frac{7}{8}$	63.5	2 $\frac{1}{2}$	41.28	1 $\frac{3}{8}$
NX	74.61	2 $\frac{13}{16}$	N	60.33	2 $\frac{3}{8}$	76.2	3	53.98	2 $\frac{1}{8}$

است بسیار دست‌خورده و شکسته باشد (توجه شود که مغزۀ‌های سنگی کوچکتر از اندازه BX درحین مغزۀ‌گیری تمایل به شکسته شدن دارند).

پس از اخذ نمونه‌های مغزه، برای مطالعات بعدی، عمق مغزه‌گیری باید یادداشت شود. بر پایه طول مغزه به دست آمده در هر راه^۱ مغزه‌گیری، می‌توان نسبت‌های زیر را تعریف کرد:

$$(۱۲-۲) \quad \text{طول مغزه به دست آمده} = \frac{\text{طول مغزه به دست آمده}}{\text{طول مغزه‌گیری}} = \text{بازده مغزه‌گیری}^۲$$

$$(۱۳-۲) \quad \text{مجموع طول مغزه‌های سنگی به دست آمده با طول بزرگتر از ۱۰۰ میلی‌متر} = \text{کیفیت مغزه‌گیری}^۳ = \text{RQD}$$

بازده مغزه‌گیری ۱، مبین سنگ سالم و بدون درز است. سنگهای خیلی درزدار، دارای بازده مغزه‌گیری ۰/۵ و یا کمتر هستند دیر^۴ (۱۹۶۳)، برحسب نسبت RQD، سنگها را به صورت جدول ۲-۶ طبقه‌بندی می‌کند.

جدول ۲-۶- ارتباط بین کیفیت در جای سنگ و نسبت RQD

RQD	کیفیت سنگ
۰-۰/۲۵	خیلی بد
۰/۲۵-۰/۵	بد
۰/۵-۰/۷۵	متوسط
۰/۷۵-۰/۹	خوب
۰/۹-۱	عالی

۲-۹ تهیه نمودار گمانه

اطلاعات جمع‌آوری شده از هر گمانه، در یک شکل ترسیمی که نمودار گمانه^۵ نامیده می‌شود، ارائه می‌گردد. با پیشروی گمانه‌زنی در عمق، مشمول عملیات حفاری باید اطلاعات زیر را برای تهیه یک نمودار گمانه استاندارد، یادداشت نماید:

۱. نام و آدرس شرکت حفار

1- nun

2- Recovery ratio

3- Rock quality designation

4- Deere

5- Boring log

۲. نام مسئول عملیات حفاری
 ۳. نام و شماره پروژه
 ۴. شماره گمانه، نوع حفاری و محل گمانه
 ۵. تاریخ گمانه زنی
 ۶. لایه بندی تحت الارضی. در صورتی که حفاری با مته های مارپیچ (اوگر) باشد، خاکی که توسط مته بالا آورده می شود، نشان دهنده نوع خاک تحت الارضی خواهد بود. در صورتی که از روشهای دیگر حفاری استفاده شود، نمونه گیری در فواصل منظم می تواند وضعیت خاک تحت الارضی را نشان دهد.
 ۷. تراز سطح آب زیرزمینی با ذکر تاریخ برداشت
 ۸. عدد نفوذ استاندارد *SPT* همراه با عمق مربوطه
 ۹. شمار، نوع و عمق نمونه اخذ شده
 ۱۰. در صورت مغزه گیری از سنگ، نوع لوله مغزه گیر به کار رفته باید ذکر شود. برای هر راه مغزه گیری، طول واقعی مغزه گیری و طول مغزه به دست آمده و *RQD* باید به دقت یادداشت شود.
- هیچ کدام از اطلاعات فوق نباید از یاد برود، زیرا چنین کاری باعث وقوع غلطیایی در نمودار گمانه می شود.
- بعد از اتمام آزمایشهای آزمایشگاهی لازم، مهندس ژئوتکنیک نمودار گمانه جدیدی تکمیل می کند که شامل نکات یادداشت شده در صحرا و نتایج به دست آمده در آزمایشگاه می باشد. در شکل ۲ - ۱۹ یک نمونه از نمودار گمانه تکمیل شده، نشان داده شده است. این نمودار گمانه باید به گزارش مکانیک خاکی که تحویل صاحب کار داده می شود، پیوست گردد. توجه شود که در ستون سمت چپ نمودار گمانه، به همراه تشریح هر خاک، طبقه بندی آن در سیستم طبقه بندی متحد نیز ارائه شده است.
- ۲ - ۱۰ تعیین ضریب نفوذ پذیری در صحرا**
- در حال حاضر روشهای مختلفی برای تعیین ضریب نفوذ پذیری خاک در صحرا وجود دارد. در ادامه بحث، درخصوص دو آزمایش نسبتاً ساده که توسط یو.اس.بی.آر تعریف شده اند، توضیحات مختصری ارائه می گردد.

نمودار گمانه

نام پروژه: مجتمع مسکونی بالایشگاه گاز کنگان
 محل: کنگان تاریخ گمانه زنی: ۱۵ مهر ۱۳۶۱
 شماره گمانه: 3 نوع گمانه: اوگر با محور توخالی تراز آب زیرزمینی: 60.8 m

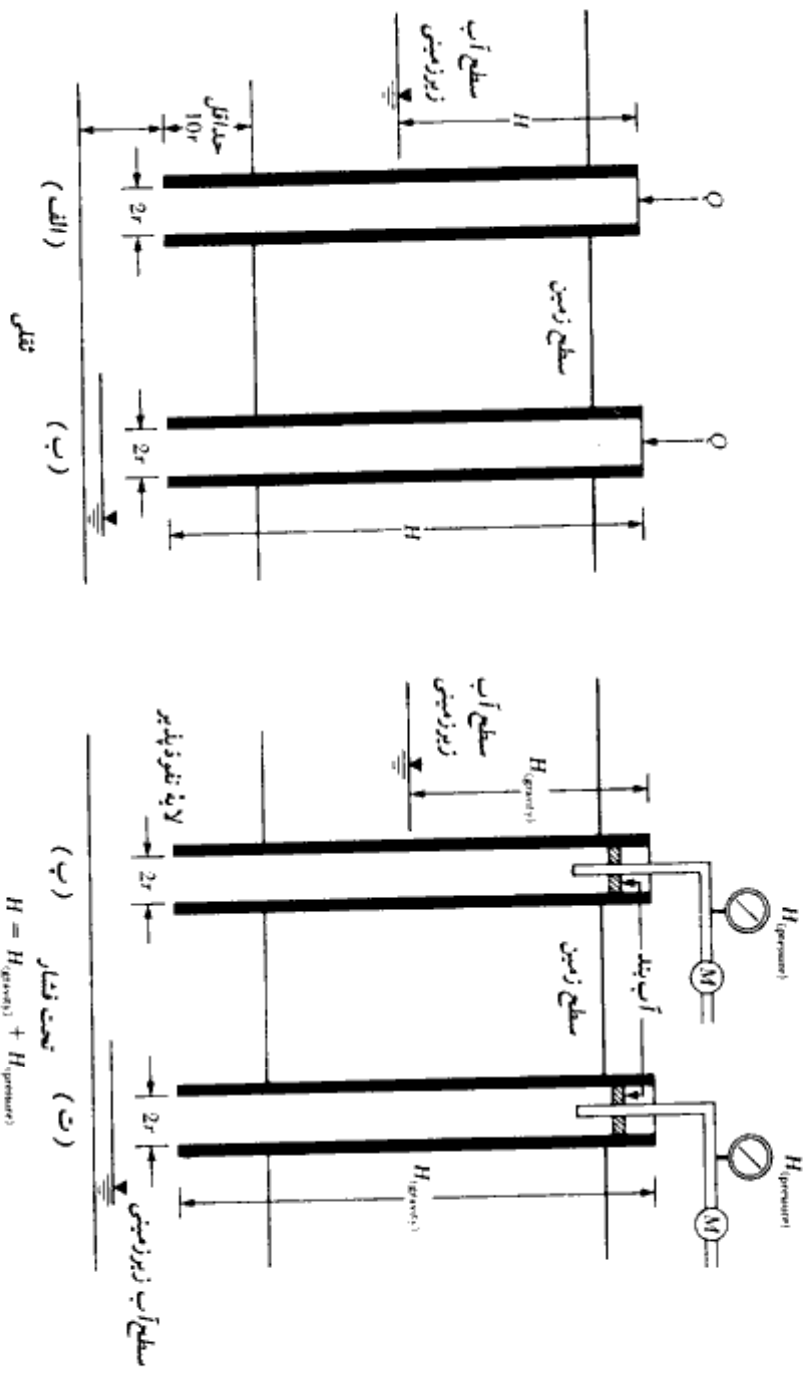
توضیحات	w_n (%)	N	تیب و شماره نمونه	عمق (m)	توصیف خاک
				1	رس قهوه‌ای کمرنگ (دستی)
	8.2	9	SS-1	2	(SM) ماسه لای دار
LL = 38 PI = 11	17.6	12	SS-2	3	*G.W.T. 3.5 m
LL = 36 $q_u = 112 \text{ kN/m}^2$	20.4		ST-1	4	رس لای دار خاکستری کمرنگ (MI)
	20.6	11	SS-3	5	
	9	27	SS-4	6	ماسه همراه با شن (SP)
				7	انتهای گمانه @ 8 m
<p>* تراز آب زیرزمینی یک هفته بعد از گمانه زنی یادداشت شده است. $N =$ عدد نفوذ استاندارد (ضربه / 304.8 mm) $w_n =$ میزان رطوبت طبیعی $LL =$ نشانه خمیری + $PI =$ حد مایع $q_u =$ مقاومت فشاری محدود نشده $SS =$ نمونه گیر قاشقی ST = نمونه گیر شل</p>					

شکل ۲-۱۹. نمودار گمانه

آزمایش گمانه ته باز

اولین گام در آزمایش ته باز (شکل ۲-۲۰) حفره یک گمانه تا عمق مورد نظر است. سپس یک غلاف تا

1- poen end Test



$$H = H_{(ground)} + H_{(pressure)}$$

ته گمانه کوبیده می شود. آب با دبی ثابت از بالای گمانه وارد شده و از ته گمانه به زمین نفوذ می کند. دبی آب باید طوری تنظیم شود که سطح آب در گمانه ثابت بماند. وقتی که حالت پایدار در تراز آب به وجود آمد، ضریب نفوذپذیری را می توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$k = \frac{Q}{5.5rH} \quad (۱۴-۲)$$

که در آن:

k = ضریب نفوذپذیری

Q = دبی آب ثابتی که وارد گمانه می شود

r = شعاع داخلی غلاف چاه

H = بار تفاضلی آب^۱ (شکل ۲-۲۰)

در رابطه ۲-۱۴، از هر آحاد سازگار می توان استفاده کرد.

بار تفاضلی H در شکل ۲-۲۰ تعریف شده است. توجه شود که برای آزمایش تحت فشار

(اشکال ۲-۲۰، پ و ت) مقدار H از رابطه زیر به دست می آید:

$$H = H(\text{فشار}) + H(\text{ثقلی}) \quad (۱۵-۲)$$

(فشار) H موجود در رابطه ۲-۱۵ باید برحسب متر آب بیان شود.

آزمایش پاکر^۲

آزمایش پاکر (شکل ۲-۲۱) هم می تواند در حین عملیات گمانه زنی و هم می تواند در پایان گمانه زنی انجام شود. در این آزمایش، آب تحت فشار با دبی ثابت به ناحیه تحت آزمایش از گمانه، تزریق می شود. با تعیین دبی ثابت آب تزریقی، ضریب نفوذپذیری را می توان از روابط زیر تعیین کرد:

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \log_e \left(\frac{L}{r} \right) \quad (\text{برای } L \geq 10r) \quad (۱۶-۲)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \sinh^{-1} \frac{L}{2r} \quad (\text{برای } 10r > L \geq r) \quad (۱۷-۲)$$

که در آن:

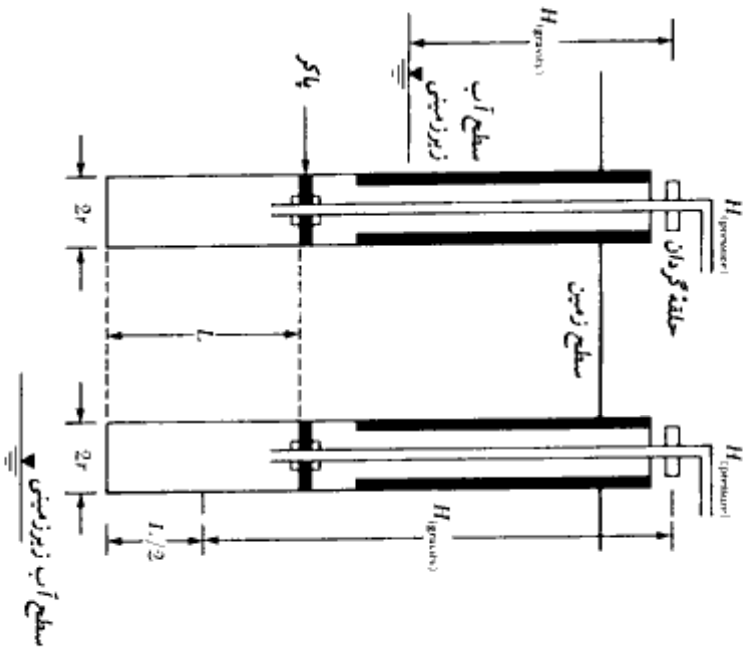
k = ضریب نفوذپذیری

1- differential head of water

2- packer test

شناسایی های تحت الارضی

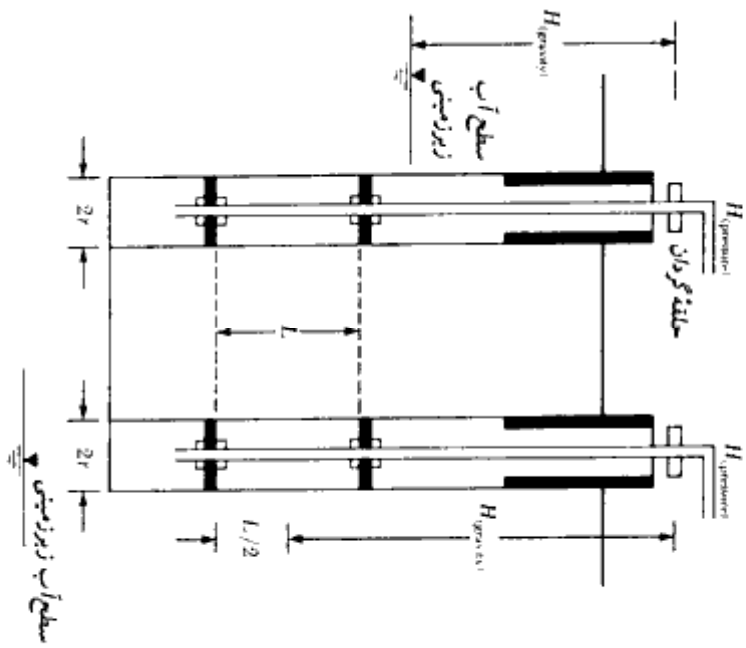
مصالح تکمیل یافته
آزمایش در حین گمانه زنی



الف: مصالح اشباع

ب: مصالح غیر اشباع

مصالح تکمیل یافته
آزمایش بعد از اتمام گمانه زنی



ب: مصالح اشباع

ت: مصالح غیر اشباع

شکل ۲-۲۱- تعیین ضریب نفوذ پذیری - آزمایش پاکر

Q = دبی ثابت آب تزریق شده به گمانه

L = طول قسمتی از گمانه که تحت آزمایش است.

r = شعاع گمانه

H = بار تفاضلی آب

توجه شود که بار تفاضلی آب، مجموع بار ثقلی ($H_{(gravity)}$) به علاوه بار فشار ($H_{(pressure)}$) می باشد. آزمایش پاکو در ابتدا برای تعیین نفوذپذیری سنگها ابداع شد، لیکن همان طور که قبلاً ذکر شد، از آن می توان در مورد خاکها نیز استفاده کرد.

۲-۱۱ شناسایی های ژئوفیزیک

در حال حاضر برای تعیین مشخصات تحت الارضی، شناسایی های ژئوفیزیک مختلفی وجود دارد. با این روشها می توان منطقه وسیعی را شناسایی کرد و مخارج آن خیلی کمتر از روش سنتی گمانه زنی است. لیکن در خیلی حالات، تفسیر قطعی نتایج مشکل است. به همین علت از این آزمایشها فقط باید برای شناسایی های اولیه استفاده شود. در ادامه سه روش ژئوفیزیک تحت عناوین:

۱. ثبت انکسار امواج لرزه ای^۱

۲. اندازه گیری سرعت موج برشی^۲

۳. اندازه گیری مقاومت^۳

برای شناسایی های تحت الارضی ارائه می شود.

ثبت انکسار امواج لرزه ای

این آزمایش برای تعیین ضخامت لایه های مختلف خاک و یا عمق بستر سنگی و یا لایه سخت بسیار مفید است. با توجه به شکل ۲-۲۲ الف، در این روش در نقطه ای مثل A ، به سطح زمین ضربه وارد می شود (به وسیله انفجار کوچک یا کوبیدن وزنه های سنگین) و اولین دریافت امواج در نقاطی مثل B ، C ، و D ثبت می شود.

با زدن ضربه بر روی زمین، دو نوع موج تنشی در خاک تولید می شود. امواج طولی P و امواج برشی S . سرعت انتشار امواج P سریعتر از امواج S است. بنابراین اولین دریافت امواج مربوط به موج

1- seismic refraction survey

2- cross hole seismic survey

3- resistivity survey

P است. سرعت امواج P در یک محیط را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$v = \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)}} \sqrt{\frac{(1-\mu)}{(1-2\mu)(1+\mu)}} \quad (۱۸-۲)$$

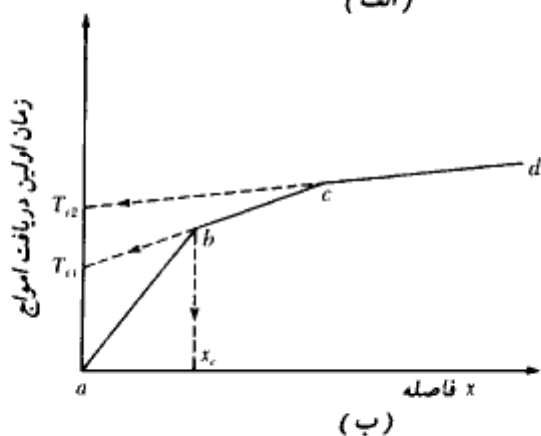
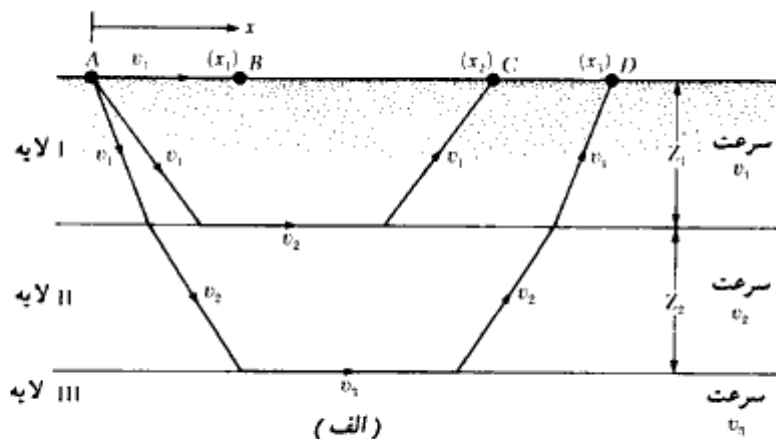
که در آن:

E = ضریب الاستیسیته محیط

γ = وزن مخصوص محیط

g = شتاب ثقل

μ = ضریب پواسون



شکل ۲-۲۲- اندازه‌گیری انکسار امواج لرزه‌ای

برای تعیین سرعت v امواج P در لایه‌های مختلف و تعیین ضخامت لایه‌ها، روش گام به گام زیر به کار گرفته می‌شود:

گام ۱. زمان اولین دریافت امواج یعنی t_1, t_2, t_3, \dots را در فواصل مختلف x_1, x_2, x_3, \dots تعیین نمایید.

گام ۲. نمودار تغییرات زمان (t) را در مقابل فاصله (x) رسم کنید. این نمودار شبیه شکل ۲-۲۲-۲ ب خواهد شد.

گام ۳. شیب خطوط ab, bc, cd, \dots را پیدا کنید.

$$\text{شیب } ab = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{شیب } bc = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{شیب } cd = \frac{1}{v_3}$$

که در آن v_1, v_2, v_3, \dots سرعت موج P در لایه‌های I, II, III, ... می‌باشند.

گام ۴. ضخامت لایه فوقانی را از رابطه زیر تعیین نمایید:

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \cdot x_c \quad (2-19)$$

مطابق شکل ۲-۲۲-۲ ب، مقدار x_c را می‌توان از روی نمودار تعیین کرد.

گام ۵. ضخامت لایه دوم، Z_2 ، را از رابطه زیر تعیین کنید:

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{12} - 2Z_1 \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 \cdot v_1} \right] \frac{v_3 \cdot v_2}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \quad (2-20)$$

که در آن T_{12} از امتداد خط cd به سمت عقب و تقاطع آن با محور زمان به دست می‌آید (شکل ۲-۲۲-۲ ب). با دانستن سرعت امواج P در لایه‌های مختلف، می‌توان ایده‌ای از نوع خاک و سنگی که در زیر زمین یافت می‌شود، داشت. در جدول ۲-۷، حدود سرعت P در خاکها و سنگهای مختلف ارائه شده است.

جدول ۲-۷ - حدود سرعت امواج P در خاکها و سنگهای مختلف

نوع خاک و سنگ	سرعت امواج P	
	(m/sec)	ft/sec
خاک ماسه، لای خشک، و خاک فوقانی ریزدانه آبرفت	200 تا 1,000	650- 3,300
	500 تا 2,000	1,650- 6,600
رس متراکم، شس رس دار و ماسه رس دار متراکم ماسه بادی	1,000 تا 2,500	3,300- 8,200
	250 تا 750	800- 2,450
سنگ اسلت و شیل ماسه سنگ گنایت سنگ آهک سالم	2,500 تا 5,000	8,200-16,400
	1,500 تا 5,000	4,900-16,400
	4,000 تا 6,000	13,100-19,700
	5,000 تا 10,000	16,400-32,800

در تحلیل نتایج امواج انکساریافته، لازم است دو محدودیت را در نظر داشته باشیم:

۱. روابط پایه برای اندازه گیری امواج انکساریافته، یعنی روابط ۲-۱۹ و ۲-۲۰، بر این فرض قرار دارند که سرعت موج P در لایه های مختلف در رابطه زیر صدق می کند:

$$v_1 < v_2 < v_3 < \dots$$

۲. وقتی که خاک در زیر سطح آب زیرزمینی اشباع است، سرعت موج P ممکن است گول زننده باشد. موج P در آب دارای سرعتی در حدود ۱۵۰۰ متر بر ثانیه است. برای خاکهای خشک و شل، سرعت موج P به مقدار قابل توجهی زیر ۱۵۰۰ متر بر ثانیه است. لیکن در شرایط اشباع، امواج P می توانند از میان آب موجود در فضای حفرات با سرعت ۱۵۰۰ متر بر ثانیه انتشار یابند. بنابراین اگر از وجود آب زیرزمینی بی خبر باشیم، از روی سرعت موج P ممکن است لایه را به غلط از جنس سخت تری (مثلاً ماسه سنگ) تشخیص دهیم.

مثال ۲ = ۳:

در جدول زیر، نتایج اندازه گیری انکسار امواج لرزه ای ارائه شده است. مطلوب است تعیین سرعت موج P و ضخامت لایه های موجود.

فاصله از منبع ایجاد موج (m)	زمان اولین دریافت موج (sec × 10 ³)
2.5	11.2
5	23.3
7.5	33.5
10	42.4
15	50.9
20	57.2
25	64.4
30	68.6
35	71.1
40	72.1
50	75.5

حل:

سرعت

در شکل ۲ - ۲۳، نمودار زمان اول دریافت امواج در مقابل فاصله از منبع ایجاد موج رسم شده است. این نمودار از سه قسمت مستقیم تشکیل یافته است. سرعت در سه لایه فوقانی را می توان به طریق زیر تعیین کرد:

$$\text{شیب } 0a = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{زمان}}{\text{فاصله}} = \frac{23 \times 10^{-3}}{5.25}$$

یا

$$v_1 = \frac{5.25 \times 10^3}{23} = 228 \text{ m/sec (لایه فوقانی)}$$

$$\text{شیب } ab = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{11}$$

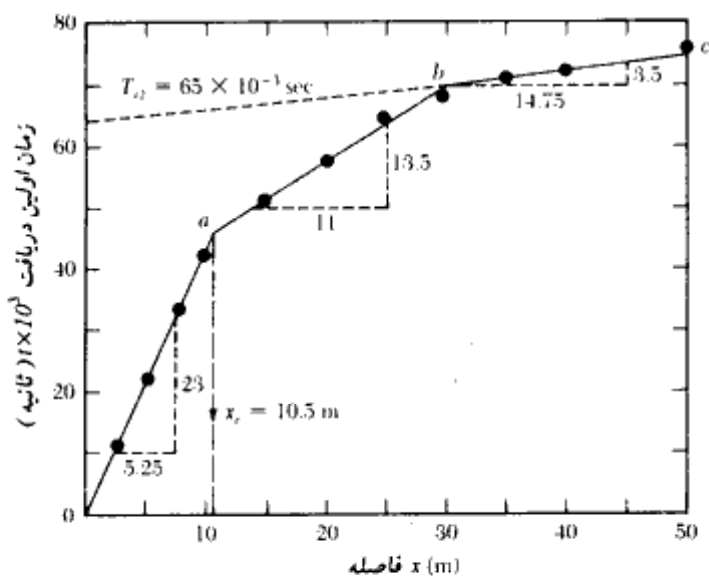
یا

$$v_2 = \frac{11 \times 10^3}{13.5} = 814.8 \text{ m/sec (لایه میانی)}$$

$$\text{شیب } bc = \frac{1}{v_3} = \frac{14.75 \times 10^{-3}}{3.5}$$

یا

$$v_3 = 4214 \text{ m/sec (لایه فوقانی)}$$



شکل ۲-۲۳

مقایسه سرعت‌های به‌دست آمده با سرعت‌های مندرج در جدول ۲-۷ نشان می‌دهد که لایه سوم سنگ است.

ضخامت لایه‌ها

از شکل ۲-۲۳ مقدار $x_e = 10.5$ m به‌دست می‌آید:

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} x_e \quad (\text{رابطه ۲-۱۹})$$

بنابراین:

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{814.8 - 228}{814.8 + 228}} \times 10.5 = 3.94 \text{ m}$$

مجدداً با استفاده از رابطه ۲-۲۰ داریم:

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{12} - \frac{2Z_1 \sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 \cdot v_1)} \right] \frac{(v_3)(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

مقدار T_{12} با استفاده از شکل ۲-۲۳ مساوی ۶۵×10^{-3} ثانیه به دست می آید. بنابراین:

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94)\sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)(228)} \right] \frac{(4214)(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}}$$

$$= \frac{1}{2} (0.065 - 0.0345)830.47 = 12.66 \text{ m}$$

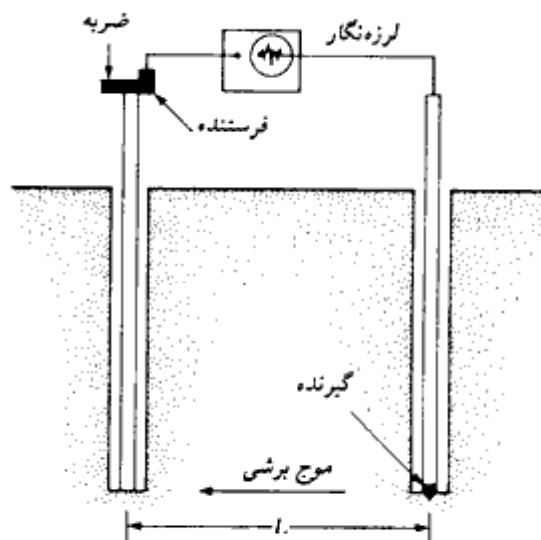
بنابراین عمق بستر سنگی از سطح زمین برابر است با:

$$Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 = 16.60 \text{ m}$$

اندازه گیری سرعت موج برشی

سرعت حرکت موج برشی به علت ایجاد یک ضربه در خاک را می توان به وسیله ثبت امواج از درون چاه گمانه، به نحو مؤثری تعیین نمود (استوکو و وودز، ۱۹۷۲). اصول کار در شکل ۲-۲۴ که در آن دو چاه گمانه به فاصله L از یکدیگر حفر شده، نشان داده شده است. به وسیله یک میله، ضربه قائمی در ته یکی از گمانه ها تولید می شود و توسط یک حساسه مستقر در گمانه دیگر، دریافت موج برشی تولید شده ثبت می شود. سرعت موج برشی را می توان با استفاده از رابطه زیر تعیین کرد:

$$v_s = \frac{L}{t} \quad (2-21)$$



شکل ۲-۲۴- اندازه گیری سرعت موج برشی از طریق گمانه

که در آن:

t = زمان حرکت موج برشی از گمانه فرستنده به گمانه گیرنده

با داشتن سرعت موج برشی، می توان ضریب الاستیسیته برشی را در عمق مورد آزمایش از رابطه زیر تعیین نمود:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)}} \quad (2-22)$$

$$G = \frac{v_s^2 \gamma}{g}$$

که در آن:

G = ضریب الاستیسیته برشی

γ = وزن مخصوص خاک

g = شتاب ثقل زمین

مقدار ضریب الاستیسیته برشی در طراحی شالوده ماشینهای ارتعاشی بسیار مهم است.

اندازه گیری مقاومت

اندازه گیری مقاومت، روش دیگری برای شناسایی های ژئوتکنیک است. مقاومت الکتریکی ویژه ρ یک هادی به طول L و سطح مقطع A برابر است با:

$$\rho = \frac{RA}{L} \quad (2-23)$$

که در آن:

R = مقاومت الکتریکی

واحد مقاومت الکتریکی ویژه اغلب برحسب اهم - سانتیمتر یا اهم متر است. مقاومت الکتریکی ویژه خاکهای مختلف در درجه اول بستگی به میزان رطوبت و همچنین غلظت یونهای غیر محلول دارد. رس اشباع دارای مقاومت الکتریکی ویژه خیلی کمی است. در مقابل، خاکهای خشک و سنگها دارای مقاومت الکتریکی ویژه بزرگی می باشند. در جدول ۲-۸ محدوده مقاومت الکتریکی خاکهای مختلف ارائه شده است.

جدول ۲-۸. مقادیر مقاومت الکتریکی ویژه خاکها

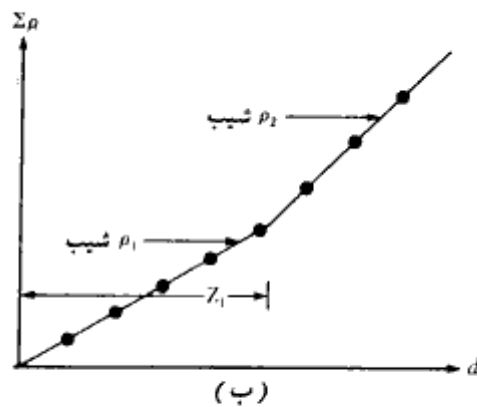
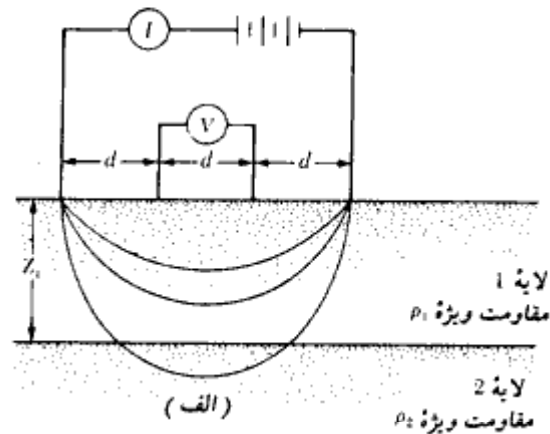
مصالح	مقاومت الکتریکی ویژه (ohm-m)
ماسه	500-1500
رس، لای اشباع	0- 100
ماسه رس دار	200- 500
شن	1500-4000
سنگ هوازده	1500-2500
سنگ سالم	> 5000

روش معمول برای اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی ویژه یک مقطع خاک، استفاده از چهار الکترود می‌باشد که در امتداد یک خط مستقیم در فواصل مساوی به زمین کوبیده شده‌اند. این روش اغلب به نام، روش ونرا (شکل ۲-۲۵ - الف) نامیده می‌شود. از دو الکترود کناری برای برقراری جریانی به شدت I در زمین استفاده می‌شود (معمولاً جریان مستقیم). شدت جریان الکتریکی در حدود ۵۰ تا ۱۰۰ میلی آمپر می‌باشد. افت ولتاژ V نیز بین دو الکترود داخلی اندازه‌گیری می‌شود. اگر نیمرخ خاک همگن باشد، مقاومت الکتریکی ویژه را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \quad (2-24)$$

در اکثر حالات، نیمرخ خاک ممکن است از لایه‌های مختلف با مقاومت‌های الکتریکی مختلف تشکیل شود. در این حالت رابطه ۲-۲۴ مقاومت الکتریکی ویژه ظاهری را به دست می‌دهد. برای تعیین مقاومت ویژه واقعی و همچنین ضخامت لایه‌های مختلف می‌توان از یک روش تجربی استفاده کرد. برای این کار، تعدادی آزمایش با فواصل الکترود مختلف (یعنی d مختلف) باید انجام شود. سپس مطابق شکل ۲-۲۵ - ب، نمودار مجموع مقاومت‌های الکتریکی ویژه ظاهری (یعنی $\Sigma\rho$) در مقابل فاصله d رسم می‌شود. نموداری که بدین ترتیب رسم می‌شود، متشکل از خطوط نسبتاً مستقیم خواهد بود. شیب این قطعات مستقیم، مقاومت ویژه لایه‌های مختلف را به دست می‌دهد. ضخامت هر لایه را می‌توان مطابق شکل ۲-۲۵ - ب تخمین زد.

روش اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی ویژه، در تعیین محل نهشته‌های شنی در میان خاکهای ریزدانه است.



شکل ۲-۲۵ - اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی ویژه. (الف) روش وئر، (ب) روش تجربی برای تعیین مقاومت ویژه و ضخامت هر لایه

۲-۱۲ گزارش شناسایی خاک (گزارش مکانیک خاک)

در پایان برنامه شناسایی، نمونه‌های خاک و سنگ جمع‌آوری شده، مورد شناسایی‌های چشمی و آزمایشهای آزمایشگاهی قرار می‌گیرند. پس از کسب تمام اطلاعات لازمه، برای استفاده مهندسیین طراح و همچنین ثبت در بایگانی، گزارش شناسایی خاک (در ایران به گزارش مکانیک خاک معروف است)، تهیه می‌شود. هر گزارش مکانیک خاک باید شامل اطلاعات زیر باشد:

۱. هدف از برنامه شناسایی

۲. تشریح سازه‌ای که شناسایی برای آن انجام شده است.
 ۳. تشریح منطقه شامل اطلاعاتی در مورد سازه‌های موجود در حول و حوش منطقه، شرایط زهکشی منطقه، روئیدنیهای موجود، و سایر خصوصیات منطقه.
 ۴. زمین‌شناسی منطقه
 ۵. تعداد، محل، عمق و نوع گمانه‌های حفر شده.
 ۶. تشریح عمومی شرایط تحت الارضی شامل اطلاعات کسب‌شده از آزمایشهای آزمایشگاهی، نتایج آزمایش نفوذ استاندارد، نتایج آزمایش نفوذ مخروط و غیره.
 ۷. تراز آب زیرزمینی
 ۸. توصیه‌های در مورد انتخاب نوع شالوده، ظرفیت باربری مجاز، میزان نشست و هرگونه توضیحاتی که در هنگام احداث شالوده لازم است.
 ۹. نتیجه‌گیری و محدودیتهای برنامه شناسایی
- به گزارش باید نمودارها و نقشه‌های زیر پیوست شود.
۱. نقشه قرارگیری منطقه در نقشه جغرافیایی کشور،
 ۲. نقشه قرارگیری گمانه‌ها نسبت به سازه موردنظر در پلان کلی محوطه،
 ۳. نمودار گمانه،
 ۴. نتایج آزمایشهای آزمایشگاهی،
 ۵. سایر نمودارهایی که تهیه‌کننده گزارش لازم می‌داند.
- در تهیه گزارش باید دقت لازم به عمل آید و کاملاً مستند باشد. گزارش مکانیک خاک در حل مسائل و مشکلاتی که در حین طراحی و اجرا پیش می‌آید، کمک مؤثر خواهد بود.

مسائل فصل دوم

- ۱-۲ - قطر خارجی و داخلی یک لوله نمونه‌گیر شلبی به ترتیب ۲ اینچ و $1\frac{7}{8}$ اینچ می‌باشد. مطلوبست تعیین نسبت سطح آن. برای نسبت سطح ۱۰ درصد، قطر داخلی آن چقدر باید باشد.

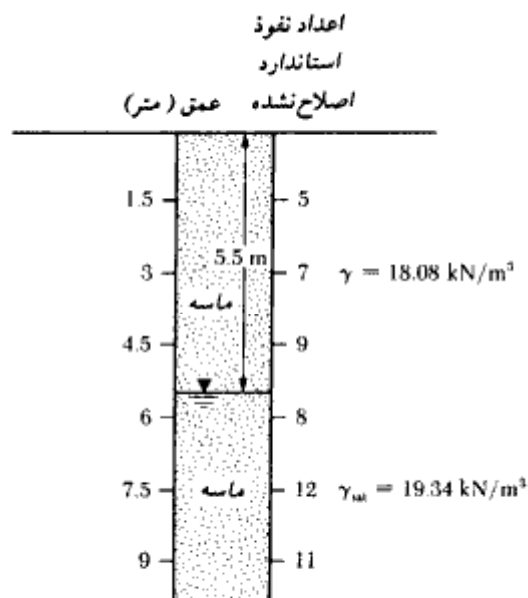
۲-۲ - قطر خارجی یک نمونه گیر شلبی ۳/۵ اینچ و قطر داخلی آن ۳/۳۷۵ اینچ می باشد. نسبت سطح این نمونه گیر چقدر است.

۲-۳ - طبق توصیه پک، هنس، و ترون برن (۱۹۷۴)، ضریب تصحیح C_N (رابطه ۲-۴) می تواند به صورت زیر بیان شود:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{20}{0.0105 \sigma'_v} \right) \quad \text{برای } \sigma'_v \geq 23.9 \text{ kN/m}^2$$

با انجام محاسبات لازم، رابطه فوق را با رابطه ۲-۶ برای $\sigma'_v = 25 \text{ kN/m}^2$ تا $\sigma'_v = 150 \text{ kN/m}^2$ مقایسه کنید.

۲-۴ - در شکل، نمودار یک گمانه حفیر شده در ماسه نشان داده شده است. وزن مخصوص خاک واقع در بالای تراز آب زیرزمینی ۱۸/۰۸ کیلونیوتن بر متر مکعب و در پایین تراز آب زیرزمینی ۱۹/۳۴ کیلونیوتن بر متر مکعب است. با استفاده از رابطه ۲-۶، اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده را تعیین کنید.



۲- ۵ - در جدول زیر نتایج آزمایش نفوذ استاندارد برای یک نهشته ماسه‌ای ارائه شده است. با استفاده از رابطه ۲- ۵، اعداد نفوذ استاندارد تصحیح شده را تعیین نمایید. سطح آب زیرزمینی در ۱۲/۹ متری سطح زمین قرار دارد.

عمق (متر)	وزن مخصوص خاک (کیلو نیوتن بر متر مکعب)	N_f
۳	۱۷	۷
۴/۵	۱۷	۹
۶	۱۷	۱۱
۷/۵	۱۸/۹	۱۶
۹	۱۸/۹	۱۸
۱۰/۵	۱۸/۹	۲۰
۱۲	۱۸/۹	۲۲

۲- ۶ - برای خاک ماسه‌ای مسئله ۲- ۴، مطلوبست تعیین تراکم نسبی و زاویه اصطکاک.

۲- ۷ - برای خاک ماسه‌ای مسئله ۲- ۵، مطلوبست تعیین تراکم نسبی و زاویه اصطکاک داخلی.

۲- ۸ - به شکل ۲- ۱۲ مراجعه نمایید. گمانه در یک خاک لای دار حفر شده است. داریم:

$$h_w + h_0 = 12.24 \text{ m}, \quad t_1 = 24 \text{ h}, \quad t_2 = 48 \text{ h},$$

$$\Delta h_1 = 1.2 \text{ m}, \quad \Delta h_2 = 0.86 \text{ m}, \quad \Delta h_3 = 0.6 \text{ m}$$

مطلوبست تعیین عمق سطح آب زیرزمینی (h_w)

۲- ۹ - مسئله ۲- ۸ را با داده‌های زیر مجدداً حل کنید:

$$h_w + h_0 = 12.6 \text{ m}$$

$$t_1 = 24 \text{ h} \quad ; \quad \Delta h_1 = 1.8 \text{ m}$$

$$t_2 = 48 \text{ h} \quad ; \quad \Delta h_2 = 1.45 \text{ m}$$

$$t_3 = 72 \text{ h} \quad ; \quad \Delta h_3 = 1.14 \text{ m}$$

۲- ۱۰ - مقاومت برشی زهکشی نشده یک نهشته خاک رسی در عمق مشخصی با استفاده از

آزمایش برش پره مساوی ۴۳ کیلو نیوتن بر متر مربع به دست آمده است. داریم:

$$PI = 60 \text{ نشانه خمیری}$$

$$\sigma'_v = 40 \text{ kN/m}^2 \text{ فشار عمود مؤثر}$$

مطلوبست تعیین:

الف: مقدار تصحیح‌شده c_u برای مقاصد طراحی (به شکل ۲ - ۱۴ - ب مراجعه شود)
ب: نسبت اضافه تحکیمی (OCR)

۲ - ۱۱ - مسئله ۲ - ۱۰ را با اطلاعات زیر مجدداً حل کنید:

$$\begin{aligned} c_{\text{eff}(16\text{d})} &= 31 \text{ kN/m}^2 \\ PI &= 25 \\ \sigma'_v &= 63 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

۲ - ۱۲ - الف) یک آزمایش پره در رس اشباع انجام شده است. ارتفاع و قطر پره به ترتیب ۴ اینچ (۱۰۰ میلی‌متر) و ۲ اینچ (۵۰ میلی‌متر) بود. در حین آزمایش حداکثر لنگر پیچشی وارده مساوی ۱۷/۱۶ نیوتن متر بود. مطلوبست تعیین مقاومت برشی زهکشی‌نشده رس.
ب) خاک رس تشریح‌شده در قسمت الف دارای حد مایع (روانی) ۶۴ و حد خمیری ۲۹ می‌باشد. برای مقاصد طراحی، مقاومت برشی زهکشی‌نشده اصلاح‌شده این خاک رس چقدر می‌باشد. از شکل ۲ - ۱۴ - ب استفاده کنید.

۲ - ۱۳ - در یک نهشته ماسه‌ای خشک همگن، یک آزمایش نفوذ مخروط انجام شد و نتایج زیر به‌دست آمد:

عمق (m)	q_c مقاومت نوک مخروط (kN/m ²)
3	2.7
5	4.8
8	7.4
10	10.1
15	14.5

وزن مخصوص متوسط ماسه را ۱۶/۸ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر بگیرید. با استفاده از شکل ۲ - ۱۶، زاویه اصطکاک خاک را به‌دست آورید.

۲ - ۱۴ - در حین یک شناسایی صحرایی، مغزه‌گیری از سنگ لازم شد. در حین مغزه‌گیری، لوله مغزه‌گیر ۱/۵ متر در سنگ نفوذ کرد. طول مغزه‌بازایی شده ۰/۸۴ متر بود. بازده مغزه‌گیری برای این حالت چقدر می‌باشد.

۲ - ۱۵ - در داخل یک گمانه، یک آزمایش نفوذپذیری با گمانه ته‌باز انجام شد (به شکل ۲ - ۲۰ - الف مراجعه نمایید). قطر داخلی غلاف ۵ سانتیمتر و بار تفاضلی آب ۷ متر بود. برای حفظ این بار تفاضلی، دبی ورودی لازم مساوی $1/7$ متر مکعب بر دقیقه اندازه‌گیری شد. ضریب نفوذپذیری خاک را محاسبه نمایید.

۲ - ۱۶ - سرعت موج P در یک خاک 1900 متر بر ثانیه است. با فرض ضریب پواسون مساوی 0.32 ، ضریب الاستیسیته خاک را به دست آورید. وزن مخصوص خاک را مساوی 18 کیلونیوتن بر متر مکعب فرض کنید.

۲ - ۱۷ - نتایج اندازه‌گیری انکسار امواج لرزه‌ای (شکل ۲ - ۲۲ - الف) در جدول زیر ارائه شده است. مطلوبست تعیین ضخامت و سرعت امواج P لایه‌های تحت‌الارضی.

فاصله از منبع تولید موج (متر)	زمان اولین دریافت امواج ($10^3 \times$ ثانیه)
2.5	5.08
5.0	10.16
7.5	15.24
10.0	17.01
15.0	20.02
20.0	24.2
25.0	27.1
30.0	28.0
40.0	31.1
50.0	33.9

۲ - ۱۸ - مسئله ۲ - ۱۷ را با داده‌های زیر تکرار کنید.

فاصله از منبع تولید موج (متر)	زمان اولین دریافت امواج ($10^3 \times$ ثانیه)
7.5	49.08
15	81.96
22.5	122.8
30	148.2
45	174.2
60	202.8
75	228.6
90	256.7

<p>مآخذ فصل دوم</p>

- Aas, G., Lacasse, S., Lunne, I., and Høeg, K. (1986). "Use of In Situ Tests for Foundation Design in Clay," *Proceedings, In Situ '86*, American Society of Civil Engineers, pp. 1-30.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (1978). *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part II*, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.
- American Society for Testing and Materials (1986). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, Philadelphia, Pa.
- American Society of Civil Engineers (1972). "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. SM5, pp. 481-490.
- Bazaraa, A. R. (1967). *Use of Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand*, Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana.
- Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground," *Proceedings of the Specialty Conference*, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 1-54.
- Das, B. M. (1983). *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier Science Publishing Co., New York.
- Deere, D. U. (1963). "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-22.
- Dobrin, M. B. (1960). *Introduction to Geophysical Prospecting*, McGraw-Hill, New York.
- Hvorslev, M. J. (1949). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Liao, S. S. C., and Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. 3, pp. 373-377.
- Mayne, P. W., and Mitchell, J. K. (1988). "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 1, pp. 150-158.
- Osterberg, J. O. (1952). "New Piston-Type Soil Sampler," *Engineering News-Record*, April 24.
- Peck, R. B., and Bazaraa, A. S. (1969). "Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM3, pp. 905-909.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.
- Robertson, P. K., and Campanella, R. G. (1983). "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, pp. 718-733.
- Schmertmann, J. H. (1975). "The Measurement of In-Situ Shear Strength," *Proceedings*, American Society of Civil Engineers' Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol. 2, pp. 57-138.

- Seed, H. B. (1976). "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes," *ASCE Specialty Session Preprint 2752*, American Society of Civil Engineers' National Convention, pp. 1-105.
- Seed, H. B. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.
- Sowers, G. B., and Sowers, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, New York.
- Stokoe, K. H., and Woods, R. D. (1972). "In Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. SM5, pp. 443-460.
- Tang, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT *N*-Value and Fines Content," *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
- U.S. Bureau of Reclamation (1974). *Design of Small Dams*, 2nd. ed., U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

مأخذ تکمیلی برای مطالعه بیشتر

- Briaud, J. L., and Gambin, M. (1984). "Suggested Practice for Drilling of Boreholes for Pressuremeter Testing," *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, Vol. 7, No. 1, pp. 36-40.
- DeMello, V. F. (1971). "The Standard Penetration Test," *Proceedings*, Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, Vol. 1, pp. 1-86.
- Schmertmann, J. H. (1975). "The Measurement of *In-Situ* Shear Strength," *Proceedings*, American Society of Civil Engineers' Specialty Conference on *In-Situ* Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol. 2, pp. 57-138.

فصل سوم

شالوده‌های سطحی

۳-۱ مقدمه

یک شالوده سطحی^۱ وقتی دارای عملکرد صحیح است که دو شرط زیر را برآورده نماید:

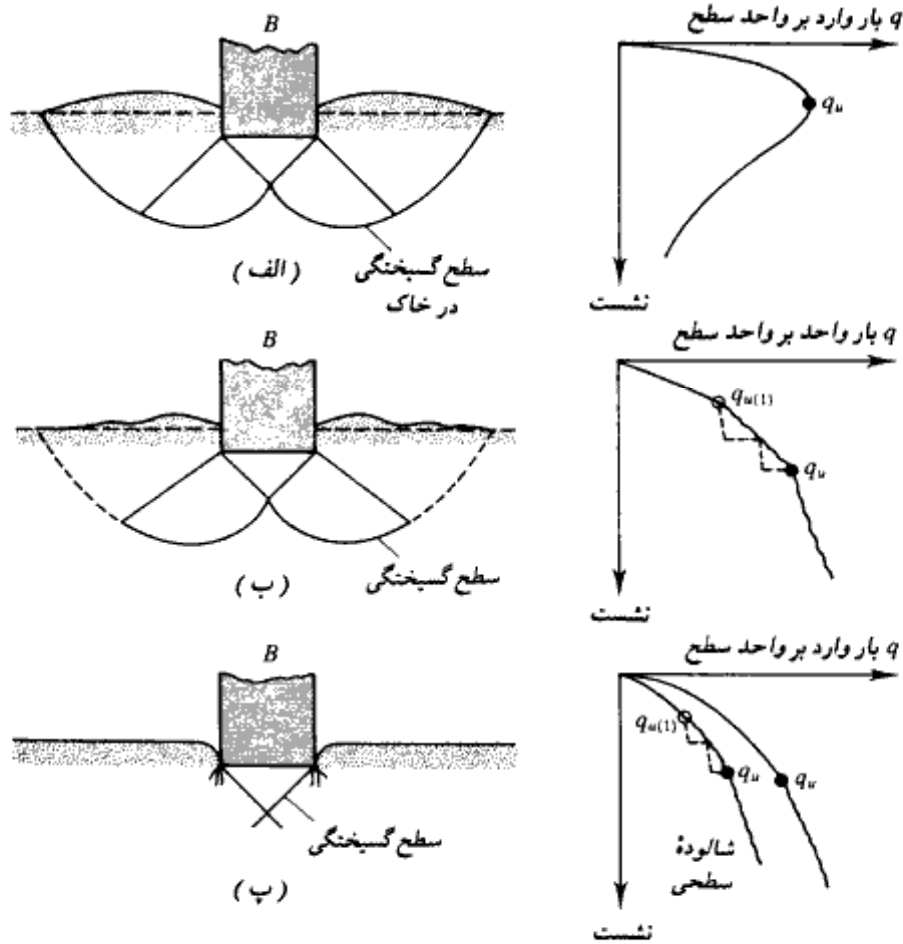
۱. گسیختگی برشی در خاک زیرشالوده (پی) رخ ندهد.
 ۲. نشستهای بیشتر از مقدار مجاز در زیر شالوده رخ ندهد. مقدار نشست مجاز یک کمیت نسبی است، زیرا مقدار آن برای یک سازه بخصوص بستگی به عوامل و شرایط گوناگون دارد.
- این فصل مشتمل بر دو بخش اصلی، ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی، و نشست شالوده‌های سطحی، می‌باشد.

ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی

۳-۲ ظرفیت باربری نهایی

مطابق شکل ۳-۱ الف یک شالوده نواری متکی بر سطح یک خاک ماسه‌ای متراکم یا خاک چسبنده سفت در نظر بگیرید. عرض شالوده را B فرض کنید. حال اگر بتدریج باربر شالوده وارد شود، نشست شالوده افزایش پیدا خواهد کرد. در سمت راست شکل ۳-۱ الف، نمودار تغییرات فشار (نیرو بر واحد سطح) q در مقابل نشست شالوده نیز رسم شده است. در یک نقطه مشخص وقتی که فشار زیرشالوده مساوی q_u می‌باشد، یک گسیختگی ناگهانی در خاک زیرشالوده رخ داده و سطح

1- shallow foundation



شکل ۳-۱ - طبیعت گسیختگی برشی در خاک. (الف) گسیختگی برشی کلی، (ب) گسیختگی برشی موضعی، (پ) گسیختگی برشی سوراخ‌کننده (وسیک ۱۹۷۳)

گسیختگی تا سطح زمین ادامه پیدا می‌کند. فشار q_u ظرفیت باربری نهایی شالوده سطحی نامیده می‌شود.

وقتی که گسیختگی نهایی همراه با توسعه سطح گسیختگی تا سطح خاک باشد، به آن

گسیختگی برشی کلی^۱ می‌گویند.

اگر شالوده مورد نظر بر روی خاک رسی و یا خاک ماسه‌ای با تراکم متوسط متکی باشد (شکل ۱-۳-ب)، در این حالت نیز افزایش بار شالوده همراه با افزایش نشست است، لیکن سطح گسیختگی در خاک به تدریج از شالوده به سمت خارج توسعه می‌یابد (شکل ۱-۳-ب). وقتی که فشار شالوده مساوی $q_{u(1)}$ شود، نشست شالوده همراه با پرش‌های ناگهانی خواهد بود. از این به بعد برای اینکه سطح گسیختگی به سطح زمین توسعه یابد (منحنی خط چین شکل ۱-۳-ب)، احتیاج به نشست قابل توجهی می‌باشد. فشار شالوده در لحظه‌ای که سطح گسیختگی به سطح زمین می‌رسد، با q_u نشان داده شده و ظرفیت باربری نهایی خوانده می‌شود. بعد از این نقطه، هر افزایش در بار، همراه با افزایش زیادی در نشست شالوده خواهد بود. فشار $q_{u(1)}$ بار گسیختگی اولیه^۲ نامیده می‌شود (وسیک ۱۹۶۳). توجه شود که در این حالت هیچ قلّه حداکثری در نمودار فشار - نشست ملاحظه نمی‌گردد. به این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی موضعی^۳ می‌گویند.

اگر شالوده بر روی یک خاک نسبتاً شکل متکی باشد، نمودار فشار نشست مطابق شکل ۱-۳-پ خواهد شد. در این حالت سطح گسیختگی در خاک به سطح زمین توسعه نخواهد یافت. بعد از بار گسیختگی نهایی q_u ، نمودار فشار نشست با شیب تند و تقریباً خطی خواهد بود. به این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی سوراخ^۴ کننده می‌گویند.

بر پایه نتایج تجربی، وسیک (۱۹۷۳) رابطه‌ای برای نوع گسیختگی برشی در شالوده‌های متکی بر ماسه پیشنهاد کرد. این موضوع در شکل ۲-۳ نشان داده شده که علائم به کار رفته در آن به شرح زیر است:

$$D_r = \text{تراکم نسبی ماسه}$$

$$D_f = \text{عمق شالوده (از سطح زمین تا کف شالوده)}$$

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \quad (۱-۳)$$

که در آن:

$$B = \text{عرض شالوده}$$

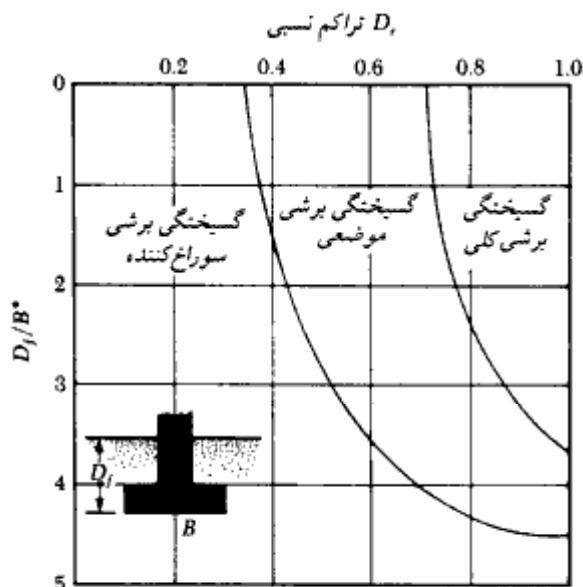
$$L = \text{طول شالوده (L همواره از B بزرگتر است)}$$

1- general shear failure

2- first failure load

3- local shear failure

4- punching shear failure



شکل ۳-۲. نوع گسیختگی برشی شالوده‌های متکی بر ماسه (وسیک ۱۹۷۳)

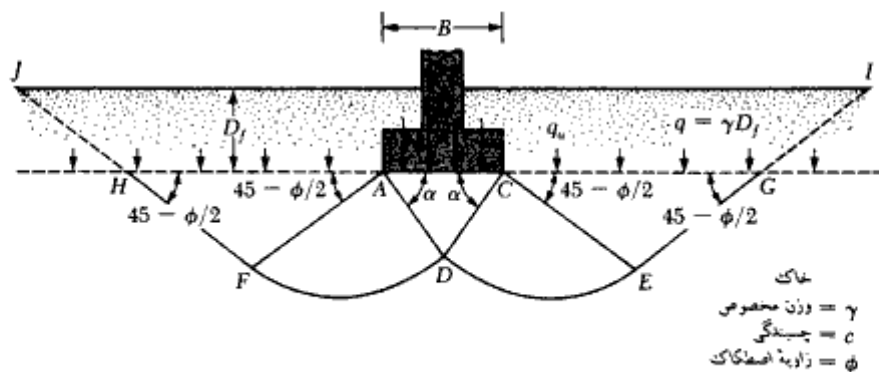
برای شالوده‌های مربع با $B = L$ و برای شالوده‌های دایره با، قطر $B = L$ ، داریم:

$$B^* = B \quad (۲-۳)$$

برای شالوده‌ها با عمق کم (یعنی D_f/B^* کوچک)، بار نهایی در نشست در حدود ۴ تا ۱۰ درصد B رخ می‌دهد. این گفته وقتی معتبر است که گسیختگی برشی کلی در شالوده رخ دهد. در دو حالت گسیختگی موضعی و سوراخ‌کننده، بار نهایی در نشست در حدود ۱۵ تا ۲۵ درصد عرض B رخ می‌دهد.

۳-۳ نظریه ظرفیت باربری ترزاقی

ترزاقی (۱۹۴۳) اولین کسی بود که نظریه‌ای برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی ارائه کرد. طبق این نظریه، شالوده وقتی سطحی خوانده می‌شود که عمق D_f آن کمتر یا مساوی عرض شالوده باشد (شکل ۳-۳). محققین بعدی، پیشنهاد کردند که شالوده‌هایی با عمق D_f تا حدود ۳ تا ۴ برابر عرض شالوده می‌توانند به عنوان شالوده سطحی در نظر گرفته شوند. ترزاقی سطح گسیختگی برشی در زیر بار نهایی یک شالوده نواری (نسبت طول به عرض خیلی



شکل ۳-۳- گسیختگی برشی در باربری نهایی یک شالوده نواری صلب با سطح تماس زیر

بزرگ) را همانند شکل ۳-۳ فرض کرد (طبق تعریف شکل ۳-۱ الف، این سطح گسیختگی فرضی، یک گسیختگی برشی کلی است). او همچنین خاک موجود در بالای سطح زیرین شالوده را با سرباری با شدت $q = \gamma D_f$ جایگزین کرد (که در آن γ وزن مخصوص خاک است). منطقه گسیختگی در خاک زیر شالوده به سه ناحیه قابل تفکیک است:

۱. ناحیه مثلثی ACD بلافاصله زیر شالوده

۲. نواحی برشی شعاعی ADF و CDE با سطوح گسیختگی منحنی DF و DE که قسمتی از یک اسپیرال لگاریتمی هستند.

۳. دو ناحیه مقاوم رانکین مثلثی AFH و CEG

ترزاقی فرض کرد که زوایای CAD و ACD مساوی زاویه اصطکاک داخلی ϕ می‌باشند. توجه شود که با جایگزین کردن خاک بالای سطح زیرین شالوده با سربار q ، مقاومت برشی در امتداد سطوح گسیختگی GI و HJ نادیده گرفته شده است.

با استفاده از اصول تعادل، ترزاقی ظرفیت باربری نهایی را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{شالوده نواری}) \quad (3-3)$$

که در آن:

c = چسبندگی خاک

γ = وزن مخصوص خاک

$$q = \gamma D_f$$

ضرایب N_c, N_q, N_γ = ضرایب ظرفیت باربری بدون بعد که فقط تابعی از زاویه اصطکاک ϕ هستند. ضرایب ظرفیت باربری طبق روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] \quad (۴-۳)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (۵-۳)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{pT}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \quad (۶-۳)$$

که K_{pT} ضریب فشار مقاوم خاک می‌باشد.

در شکل ۴-۳، نمودارهایی برای محاسبه ضرایب ظرفیت باربری براساس روابط ۴-۳ تا ۶-۳ ارائه شده است.

برای تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های مربع و دایره، رابطه ۳-۳ به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{شالوده مربع}) \quad (۷-۳)$$

و

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{شالوده دایره}) \quad (۸-۳)$$

در رابطه ۷-۳، B مساوی بعد شالوده مربع و در رابطه ۸-۳، B مساوی قطر شالوده است.

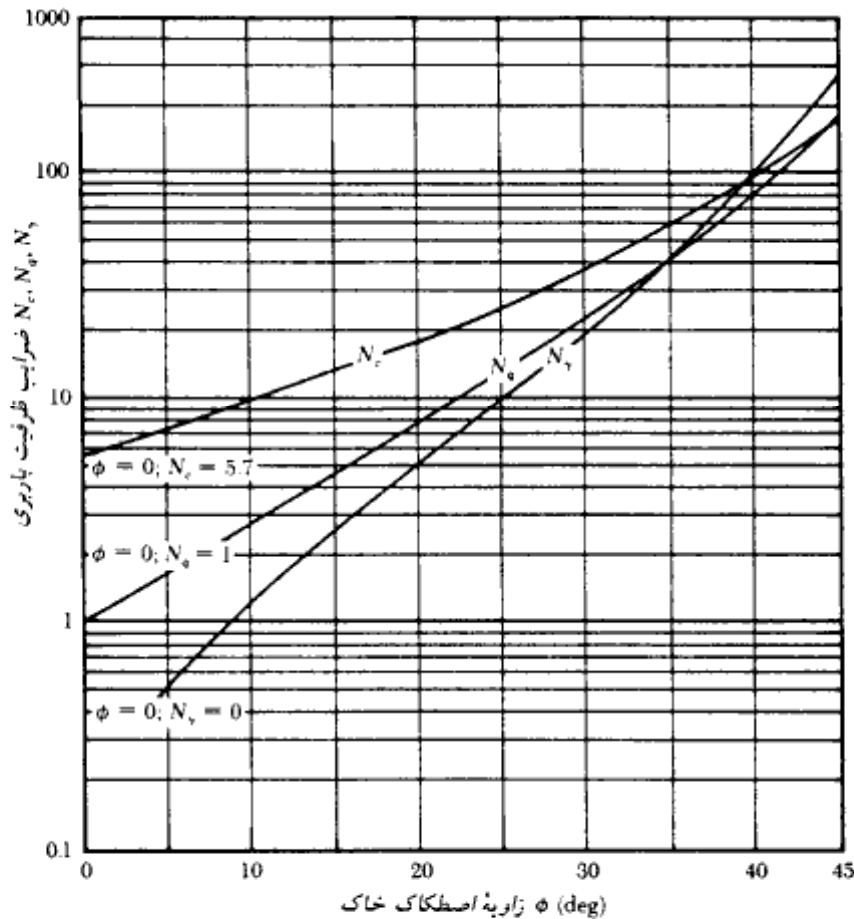
برای شالوده‌هایی که شکل گسیختگی برشی آنها به صورت موضعی است، ترازای روابط زیر را

به جای روابط ۳-۳، ۷-۳ و ۸-۳ پیشنهاد می‌کند:

$$q_u = \frac{2}{3} cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (\text{شالوده نواری}) \quad (۹-۳)$$

$$q_u = 0.867cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{شالوده مربع}) \quad (۱۰-۳)$$

$$q_u = 0.867cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{شالوده دایره}) \quad (۱۱-۳)$$

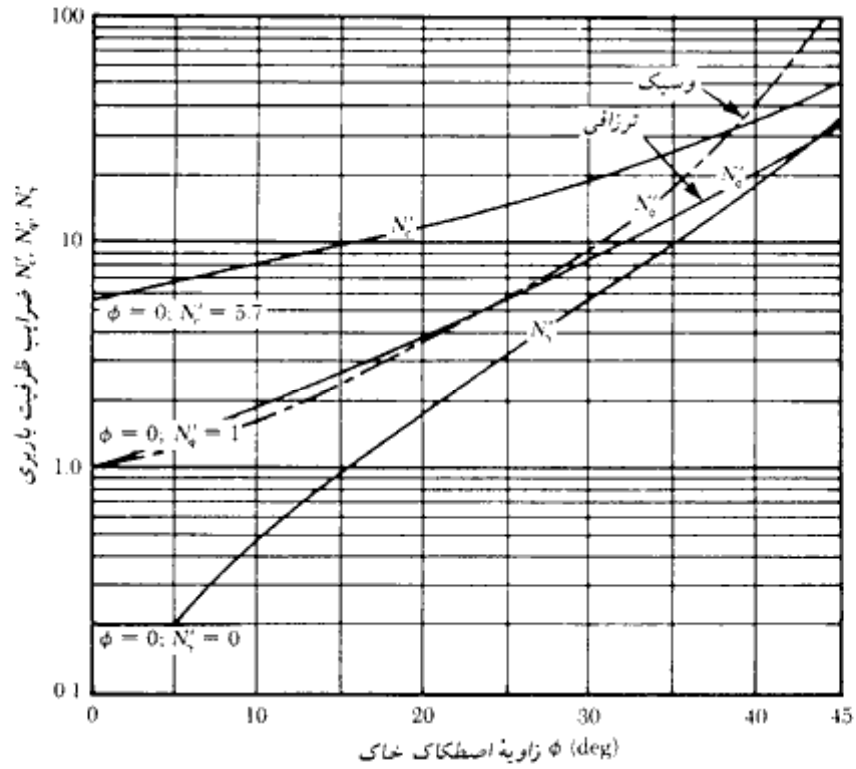


شکل ۳-۴ - ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی کلی - رابطه ۳-۳

N_c ، N_q و N_γ ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده می‌باشند که آنها را می‌توان از روابط N_c ، N_q و N_γ با جایگزین کردن ϕ با $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi)$ محاسبه نمود. در شکل ۳-۵ نمودارهایی برای محاسبه N_c ، N_q و N_γ بر حسب زاویه اصطکاک داخلی ϕ ارائه شده است.

بر پایه نتایج به دست آمده از آزمایشهای انجام شده بر روی مدل، نگارنده مشاهده نمود که N_q به دست آمده از اصلاح ترزاقی، کمتر از مقدار واقعی است. در این مورد رابطه وسیع نتایج نزدیکتری به واقعیت می‌دهد:

$$N_q = (e^{3.8\phi \tan \phi}) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (۳-۱۲)$$



شکل ۳-۵ - ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده ترزاقی N_e, N_e', N_e'' و N_e وسبک (رابطه ۳-۱۲) برای گسیختگی برشی موضعی

در جدول ۳-۱ مقادیر حاصل از رابطه فوق برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک نشان داده شده و برای مقایسه در شکل ۳-۵ رسم شده است.

جدول ۳-۱ - مقادیر N_e (رابطه ۳-۱۲)

ϕ (deg)	N_e
0	1.0
5	1.2
10	1.6
15	2.2
20	3.3
25	5.3
30	9.5
35	18.7
40	42.5
45	115.0

۳-۴ اصلاح رابطه ظرفیت باربری برای آب زیرزمینی

روابط ضرایب ظرفیت باربری ۳-۳ و ۳-۷ تا ۳-۱۱ برای حالتی می‌باشند که سطح آب زیرزمینی در عمق قابل توجهی در زیر سطح زیرین شالوده قرار دارد. اگر سطح آب زیرزمینی نزدیک به شالوده باشد، لازم است اصلاحاتی روی روابط ظرفیت باربری برحسب فاصله سطح آب زیرزمینی تا سطح زیر شالوده انجام شود (شکل ۳-۶).

حالت ۱: اگر سطح آب زیرزمینی در ترازی باشد که $0 \leq D_1 < D_f$ است، مقدار q موجود در روابط ظرفیت باربری باید به صورت زیر محاسبه شود:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (۳-۱۳)$$

که در آن:

γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

γ_w = وزن مخصوص آب

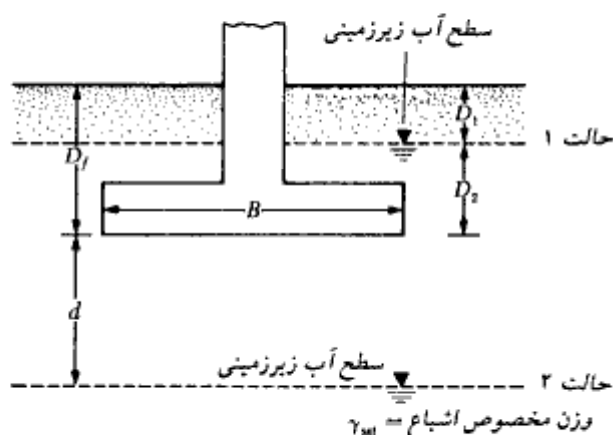
همچنین مقدار γ در آخرین جمله روابط باید با مقدار $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ عوض شود.

حالت ۲: اگر سطح آب زیرزمینی در ترازی باشد که $0 \leq d \leq B$ است، مقدار q از رابطه زیر

به دست می‌آید:

$$q = \gamma D_f \quad (۳-۱۴)$$

مقدار γ در جمله آخر روابط ظرفیت باربری باید با مقدار زیر جایگزین شود:



شکل ۳-۶- اصلاح رابطه ظرفیت باربری برای سطح آب زیرزمینی

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \quad (۱۵-۳)$$

اصلاحات توصیه شده در حالات ۱ و ۲ بر پایه این فرض قرار دارند که هیچ گونه تراوشی در آب وجود ندارد.

حالت ۳: وقتی که سطح آب زیرزمینی در تراز قرار دارد که $d \geq B$ است، آب زیرزمینی هیچ گونه تأثیری در ظرفیت باربری ندارد.

مثال ۳-۱

ابعاد یک شالوده مربع در پلان $۱/۵ \times ۱/۵$ متر می باشد. خاکی که شالوده روی آن قرار دارد، دارای $\phi = 20^\circ$ و $c = 15.2 \text{ kN/m}^2$ می باشد. وزن مخصوص γ خاک مساوی $۱۷/۸$ کیلونیوتن بر متر مکعب می باشد. با استفاده از ضریب اطمینان ۱.۴ بار کلی مجاز شالوده را تعیین نمایید. عمق شالوده را ۱ متر در نظر گرفته و فرض کنید که گسیختگی برشی کلی در خاک رخ دهد.

حلی:

از رابطه ۳-۷ می توان نوشت:

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

از شکل ۳-۴ برای $\phi = 20^\circ$ داریم:

$$N_c = 17.7$$

$$N_q = 7.4$$

$$N_r = 5$$

بنابراین:

$$\begin{aligned} q_u &= (1.3)(15.2)(17.7) + (1 \times 17.8)(7.4) + (0.4)(17.8)(1.5)(5) \\ &= 349.75 + 131.72 + 53.4 = 534.87 \approx 535 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

بنابراین بار مجاز بر واحد سطح شالوده و بار کلی مجاز برابرند با:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{535}{4} = 133.75 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = (133.75)B^2 = (133.75)(1.5 \times 1.5) = 300.9 \approx 300 \text{ kN}$$

مثال ۳ - ۲

مثال ۳ - ۱ را با فرض گسیختگی برشی موضعی در خاک مجدداً حل کنید.

حل:

با استفاده از رابطه ۳ - ۱ می‌توان نوشت:

$$q_u = 0.867cN_c' + qN_q' + 0.4\gamma BN_y'$$

از شکل ۳ - ۵ برای $\phi = 20^\circ$ داریم:

$$N_c' = 12$$

$$N_q' = 4$$

$$N_y' = 1.7$$

بنابراین:

$$q_u = (0.867)(15.2)(12) + (1 \times 17.8)(4) + (0.4)(17.8)(1.5)(1.7) \\ = 158.1 + 71.2 + 18.2 = 247.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{247.5}{4} = 61.9 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه بار مجاز کلی برابر است با:

$$Q = (q_{all})(B^2) = (61.9)(1.5^2) = 139 \text{ kN}$$

۳ - ۵ رابطه عمومی تعیین ظرفیت باربری

رابطه تعیین ظرفیت باربری ارائه شده در معادلات ۳ - ۳، ۳ - ۷ و ۳ - ۸ فقط برای شالوده‌های نواری، مربع و دایره می‌باشند. این معادلات شالوده مستطیلی ($0 < B/L < 1$) را شامل نمی‌شوند. همچنین مقاومت برشی آن قسمت از سطح گسیختگی که در بالای سطح زیرین شالوده قرار دارد (GI و HI) در شکل ۳ - ۳ را منظور نمی‌کنند. به علاوه ظرفیت باربری را فقط برای بارهای قائم به دست می‌دهند. برای دربرگرفتن تمام موارد فوق، مایر هوف (۱۹۶۳) رابطه ظرفیت باربری را در حالت نهایی به شکل زیر توصیه کرد:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (۳ - ۱۶)$$

که در آن:

$$c = \text{چسبندگی}$$

$$q = \text{تنش مؤثر قائم در تراز سطح زیرین شالوده}$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک}$$

$$B = \text{عرض شالوده (قطر برای شالوده دایره)}$$

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

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

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

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{ضرایب ظرفیت باربری}$$

در قسمتهای بعد روابطی برای تعیین ضرایب معرفی شده در رابطه ۳-۱۶ ارائه می شود. توجه شود که رابطه تعیین ظرفیت باربری فقط برای حالت تنش صفحه‌ای (یعنی شالوده نواری) به طور نظری به دست آمده و ضرایب شکل، عمق، و شیب بار به طور تجربی به آن اعمال شده است.

ضرایب ظرفیت باربری

بر پایه تحقیقات آزمایشگاهی و صحرایی، روشن شده است که طبیعت سطح شکست توصیه شده به وسیله توزاتی صحیح است (وسیک ۱۹۷۳). لیکن زاویه α نشان داده شده در شکل ۳-۳ به $45 + \phi/2$ نزدیکتر است تا ϕ . اگر این تغییر مورد قبول واقع شود، مقادیر N_c ، N_q و N_γ مربوط به یک ϕ مشخص، متفاوت با مقادیر داده شده در شکل ۳-۴ خواهد بود. با $\alpha = 45 + \phi/2$ روابط N_c و N_q را می توان به صورت زیر نوشت:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (۱۷-۳)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (۱۸-۳)$$

رابطه N_c (رابطه ۳-۱۸) توسط پراندل در سال ۱۹۲۱ و رابطه N_q (رابطه ۳-۱۷) توسط رابرتز در سال ۱۹۲۴ برای اولین بار پیشنهاد شدند. کاکو و کریزل (۱۹۵۳) و وسیک (۱۹۷۳) رابطه N_γ را به صورت زیر پیشنهاد کردند:

$$N_\gamma = 2(\bar{N}_q + 1) \tan \phi \quad (۱۹-۳)$$

جدول ۳-۲ - ضرایب ظرفیت باربری (وسیک ۱۹۷۳)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

مقادیر ضرایب ظرفیت باربری فوق برای مقادیر مختلف ϕ در جدول ۳-۲ ارائه شده‌اند. در خیلی از کتب درسی، رابطه معرفی شده برای N_y ممکن است با رابطه ۳-۱۹ متفاوت باشد. این موضوع از آنجاست که در مورد N_y هنوز اختلاف نظرهایی بین محققین مختلف وجود دارد. در این کتاب از رابطه ۳-۱۹ استفاده خواهد شد. در جدول ۳-۳ سایر روابطی که ممکن است در کتب دیگر مورد استفاده قرار گیرد، ارائه شده است.

جدول ۳-۳- روابط مختلف برای محاسبه N_y

رابطه	مأخذ
$N_y = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$ ↑ رابطه ۳-۱۷	Meyerhof (1963) مایرهوف (۱۹۶۳)
$N_q = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$ ↑ رابطه ۳-۱۷	Hansen (1970) هسن (۱۹۷۰)
به وسیله روشهای عددی با استفاده از تئوری خمیری	Lundgren and Mortensen (1953) لاندگرن و مورتسن (۱۹۵۳)
ϕ (deg)	N_y
0	0
5	0.17
10	0.46
15	1.4
25	6.92
30	15.32
35	35.19
40	86.46
45	215.0

ضرایب شکل، عمق و شیب بار

در جدول ۳-۴، روابط توصیه شده برای محاسبه ضرایب شکل، عمق و شیب بارگذاری در این کتاب ارائه شده است. در جدول ۳-۵ نیز روابط توصیه شده در سایر کتب مشاهده می‌شود.

ظرفیت باربری نهایی خالص

ظرفیت باربری نهایی خالص فشار نهایی بر واحد سطح شالوده است که می‌تواند توسط خاک علاوه بر فشار ناشی وزن شالوده و خاک اطراف، در تراز شالوده حمل شود. با فرض ناچیز بودن اختلاف بین

جدول ۳-۴ - روابط ضرایب شکل، عمق، و شیب بار (توصیه شده در این کتاب)

ضریب	رابطه	مأخذ
شکل*	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_c}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p style="text-align: center;">$L = \text{طول شالوده} (L > B)$</p>	De Beer (1970) دی‌بر (۱۹۷۰)
عمق**	<p style="text-align: center;">شرایط (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p style="text-align: center;">شرایط (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970) هنسن (۱۹۷۰)
شیب	$F_{cs} = F_{qs} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma s} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p style="text-align: center;">$\beta = \text{زاویه بار نسبت به خط قائم}$</p>	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981) مایرهورف و هانا (۱۹۶۳ و ۱۹۸۱)

* ضرایب شکل تجربی بر پایه آزمایشهای متعدد آزمایشگاهی هستند

** ضریب $\tan^{-1}(D_f/B)$ برحسب رادیان است.

وزن مخصوص مصالح شالوده و وزن مخصوص خاک اطراف، ظرفیت باربری نهایی خالص برابر است با:

$$q_{net(u)} = q_u - q \quad (۲۰ - ۳)$$

جدول ۳-۵ - ضرایب شکل، عمق، و شیب بار (توصیه شده در سایر کتب)

ضریب	رابطه	مأخذ
شکل*	$For \phi = 0:$ $F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $F_{qs} = 1$ $F_{rs} = 1$ $For \phi \geq 10^\circ:$ $F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qs} = F_{rs}$ $= 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof (1953) مایرهورف (۱۹۵۳)
عمق	$For \phi = 0:$ $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = F_{rd} = 1$ $For \phi \geq 10^\circ:$ $F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ $F_{qd} = F_{rd}$ $= 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Meyerhof (1963) مایرهورف (۱۹۶۳)
شیب	$F_{cs} = F_{qs} - \frac{(1 - F_{qs})}{(N_q - 1)}$ $F_{qd} = \left[1 - \frac{(0.5)(Q_u) \sin \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi} \right]^2$ $F_{rd} = \left[1 - \frac{(0.7)(Q_u) \sin \beta}{Q_u \cos \beta + BLc \cot \phi} \right]^2$	Hansen (1970) هتسن (۱۹۷۰)

* $L =$ طول ($\geq B$)

که در آن:

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

توصیه های عمومی

۱. وقتی که در نزدیکی شالوده آب زیرزمینی ظاهر شود، q و γ موجود در رابطه عمومی ظرفیت

باربری لازم است اصلاح شوند. روش اصلاح این مقادیر همان است که در بخش ۳ - ۴ توضیح داده شد.

۲. برای شرایط زهکشی نشده (مفهوم $\phi = 0$) در خاکهای رسی، رابطه عمومی ظرفیت باربری (رابطه ۳ - ۱۶) برای بارهای قائم به شکل زیر درمی آید:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (21-3)$$

بنابراین ظرفیت باربری نهایی خالص برای بار قائم برابر است با:

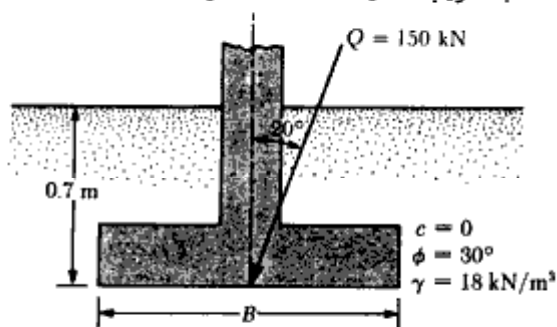
$$q_{net(u)} = q_u - q = cN_c F_{cs} F_{cd} \quad (22-3)$$

اسکمپتون (۱۹۵۱) رابطه زیر را برای ظرفیت باربری نهایی خالص خاکهای رسی با $\phi = 0$ که مشابه رابطه ۳ - ۲۲ است، پیشنهاد کرد:

$$q_{net(u)} = 5c \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (23-3)$$

مثال ۳ - ۳

شالوده مربع یک ستون باید باری به مقدار ۱۵۰ کیلو نیوتن حمل نماید. عمق شالوده ۰/۷ متر است و بار وارده با محور قائم زاویه ۲۰ درجه می سازد (شکل ۳ - ۷). مطلوبست تعیین بعد B شالوده. از رابطه ۳ - ۱۶ با ضریب اطمینان ۳ استفاده کنید.



شکل ۳ - ۷

حل:

با $c = 0$ ، ظرفیت باربری نهایی با استفاده از رابطه ۳ - ۱۶ به صورت زیر در می آید:

$$q_u = qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

از جدول ۳-۲ برای $\phi = 30^\circ$ داریم:

$$N_q = 18.4$$

$$N_\gamma = 22.4$$

از جدول ۳-۴:

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1 + 0.577 = 1.577$$

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

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{B} = 1 + \frac{0.202}{B}$$

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

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90}\right)^2 = 0.605$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30}\right)^2 = 0.11$$

بنابراین:

$$\begin{aligned} q_u &= (12.6)(18.4)(1.577) \left(1 + \frac{0.202}{B}\right) (0.605) + (0.5)(18)(B)(22.4)(0.6)(1)(0.11) \\ &= 212.2 + \frac{44.68}{B} + 13.3B \end{aligned} \quad (\text{الف})$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B \quad (\text{ب})$$

$$Q = \text{بار مجاز کل} = q_{all} \times B^2$$

با مساوی قرار دادن سمت راست روابط ب و پ داریم:

$$q_{all} = \frac{150}{B^2} \quad (\text{پ})$$

$$\frac{150}{B^2} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B$$

با آزمون و خطا به دست می‌آید:

$$B \approx 1.3 \text{ m}$$

۳-۶ ضریب اطمینان

در مسائل قبل، جهت محاسبه ظرفیت باربری مجاز کلی شالوده‌های سطحی، ظرفیت نهایی کلی بر ضریب اطمینان (FS) تقسیم شد. یعنی:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \quad (24-3)$$

لیکن بعضی از مهندسان طراح ترجیح می‌دهند که ضریب اطمینان را به صورت زیر اعمال نمایند:

$$\text{ظرفیت باربری نهایی خالص} = \frac{\text{ظرفیت باربری نهایی خالص}}{FS} = \text{افزایش تنش خالص مجاز روی خاک} \quad (25-3)$$

در رابطه ۳-۲، ظرفیت باربری نهایی خالص به صورت زیر تعریف شد:

$$q_{net(u)} = q_u - q$$

با قرار دادن رابطه فوق در رابطه ۳-۲۵ به دست می‌آید:

$$q_{all(net)} = \frac{q_u - q}{FS} = \text{بار وارده بر واحد سطح شالوده به علت روسازه} = \text{افزایش تنش خالص مجاز در روی خاک} \quad (26-3)$$

حداقل ضریب اطمینان معرفی شده در رابطه ۳-۲۶، مساوی ۳ می‌باشد.

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی، ضریب اطمینان را می‌توان به نوع دیگری نیز اعمال نمود. به این حالت، ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی (FS_{shear}) می‌گویند. در اغلب حالات، برای داشتن ضریب اطمینانی حدود ۳ تا ۴ در روی ظرفیت باربری نهایی کلی، ضریب اطمینان لازم در مقابل گسیختگی برشی در حدود $FS_{shear} = 1.4-1.6$ می‌باشد. ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی به صورت زیر اعمال می‌شود:

گام ۱. c و ϕ به ترتیب چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک و FS_{shear} ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه چسبندگی و زاویه اصطکاک بسیج شده در خاک به علت نیروهای وارده در حالت بهره‌برداری برابر خواهند بود با:

$$c_d = \frac{c}{FS_{shear}} \quad (27-3)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_{shear}} \right) \quad (28-3)$$

گام ۲. با داشتن مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک مجاز طبق روابط ۳-۲۷ و ۳-۲۸، ظرفیت باربری مجاز کلی را می‌توان طبق روابط ۳-۳ و ۳-۷ و ۳-۸ و یا رابطه عمومی ظرفیت باربری (رابطه ۳-۱۶) محاسبه نمود. به عنوان مثال ظرفیت باربری مجاز کلی یک شالوده نواری

طبق رابطه ترواقی برابر خواهد بود:

$$q_{\text{all}} = c_u N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (29-3)$$

که در آنها، N_q ، N_c ، و N_γ ضرایب ظرفیت باربری براساس زاویه اصطکاک ϕ می‌باشند.

گام ۳. در نتیجه ظرفیت باربری مجاز خالص برابر خواهد شد با:

$$q_{\text{net(all)}} = q_{\text{all}} - q = c_u N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (30-3)$$

بدون توجه به روش اعمال ضریب اطمینان، مقدار FS باید بر مبنای عدم قطعیتها و ریسکهای قابل قبول در شرایط مورد نظر باشد.

مثال ۳ - ۳

با توجه به مثال ۳ - ۱، مطلوبست تعیین بار مجاز خالص شالوده براساس رابطه ۳ - ۲۶. ضریب اطمینان را مساوی $FS = 4$ در نظر بگیرید.

حل:

از مثال ۳ - ۱ داریم:

$$\begin{aligned} q_u &= 535 \text{ kN/m}^2 \\ q &= (1)(17.8) = 17.8 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{net(all)}} &= \frac{q_u - q}{FS} = \frac{535 - 17.8}{4} = 129.3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

بنابراین:

$$Q_{\text{net(all)}} = (129.3)(1.5)(1.5) \approx 291 \text{ kN}$$

مثال ۳ - ۳ - الف

با توجه به مثال ۳ - ۱، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص شالوده براساس ضریب

$$FS_{\text{shear}} = 1.5 \text{ اطمینان}$$

حل:

$$c = 15.2 \text{ kN/m}^2 \text{ and } \phi = 20^\circ,$$

$$c_d = \frac{c}{FS_{\text{shear}}} = \frac{15.2}{1.5} = 10.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{FS_{\text{shear}}} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{\tan 20^\circ}{1.5} \right] = 13.64^\circ$$

$$q_{\text{all(net)}} = 1.3c_d N_c + q(N_q - 1) + 0.4\gamma BN_r$$

برای $\phi = 13.64^\circ$ از شکل ۳-۴ داریم:

$$N_c = 2$$

$$N_q = 3.8$$

$$N_r = 12$$

$$q_{\text{all(net)}} = 1.3(10.1)(12) + (17.8)(3.8 - 1) + (0.4)(17.8)(1.5)(2) \\ = 229.23 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{all(net)}} = (229.23)(1.5)(1.5) = 515.8 \text{ kN}$$

توجه:

ملاحظه می‌شود که اختلاف زیادی بین ظرفیتهای باربری مجاز مثال ۳-۴ و ۳-۵ وجود دارد. اگر FS_{shear} مساوی ۲ انتخاب شود، ظرفیتهای باربری مجاز در هر دو مثال یکی خواهد شد.

۳-۷ ظرفیت باربری شالوده‌ها با بار برون‌محوری

در بسیاری از حالات عملی، شالوده‌ها علاوه بر بار محوری، تحت تأثیر لنگر خمشی نیز می‌باشند (شکل ۳-۸ الف). در این حالات، توزیع فشار قائم شالوده روی خاک یکنواخت نیست و با فرض توزیع خطی، آن را می‌توان از روابط مقاومت مصالح به‌صورت زیر محاسبه نمود.

$$q_{\text{max}} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \quad (۳-۳۱)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \quad (۳-۳۲)$$

که در آنها:

$$Q = \text{بار قائم کل}$$

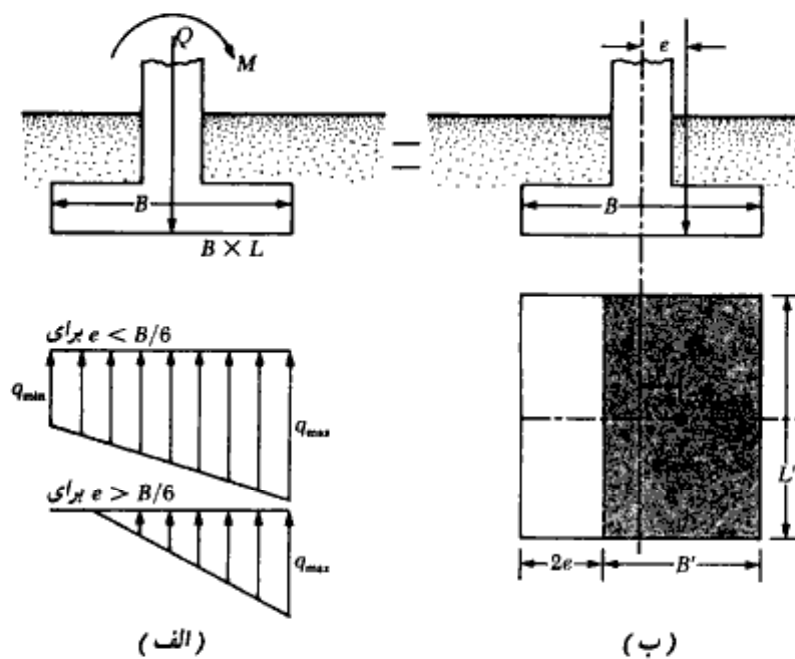
$$M = \text{لنگر وارد بر شالوده}$$

توزیع تنش فوق تقریبی بوده و تعیین توزیع تنش دقیق، مشکل است.

تعیین ظرفیت باربری شالوده برای چنین حالتی به کمک روشی که توسط مایرهورف (۱۹۵۳) پیشنهاد شده و به روش مساحت مؤثر^۱ معروف است، انجام می‌شود. روش گام به گام به شرح زیر است:

گام ۱. مطابق شکل ۳-۸-ب، ترکیب نیرو و لنگر را به یک نیروی تنه‌ای معادل با برون‌محوری e تبدیل نمایند. مقدار برون‌محوری برابر است با:

$$e = \frac{M}{Q} \quad (3-33)$$



شکل ۳-۸-ب. شالوده با بار برون‌محوری

1- effective area

با قرار دادن مقدار فوق در روابط ۳-۳۱ و ۳-۳۲ به دست می‌آید:

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (۳-۳۴ \text{ الف})$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (۳-۳۴ \text{ ب})$$

در معادلات فوق اگر برون‌محوری e مساوی $B/6$ شود، مقدار q_{\min} مساوی صفر می‌شود. برای $e > B/6$ ، مقدار q_{\min} منفی می‌شود که نشان‌دهنده ایجاد کشش در سطح تماس است. از آنجایی که در سطح تماس امکان مقاومت کششی وجود ندارد، بین شالوده و زمین جدایی رخ می‌دهد که اصطلاحاً به آن منطقه بدون فشار می‌گویند. در این حالت توزیع تنش مطابق شکل پایین شکل ۳-۸-الف می‌شود که با نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم، مقدار q_{\max} مطابق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B-2e)} \quad (۳-۳۵)$$

گام ۲. ابعاد مؤثر شالوده را به صورت زیر به دست آورید:

$$B' = \text{عرض مؤثر} = B - 2e$$

$$L' = \text{طول مؤثر} = L$$

توجه شود که اگر برون‌محوری در امتداد طول L باشد، باید مقدار طول مؤثر L' مساوی $L - 2e$ و مقدار B' مساوی B در نظر گرفته شود. کوچکترین دو مقدار B' و L' که به طریق فوق محاسبه شده‌اند، عرض مؤثر شالوده در نظر گرفته می‌شود. بدیهی است که مقدار بزرگتر به عنوان طول شالوده منظور می‌گردد.

گام ۳. با استفاده از رابطه ۳-۱۶، رابطه ظرفیت باربری به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (۳-۳۶)$$

برای محاسبه F_{qs} ، F_{cs} و $F_{\gamma s}$ از جدول ۳-۴، با طول و عرض مؤثر به جای L و B ، استفاده می‌شود.

برای تعیین F_{ed} ، F_{ed} و F_{pd} نیز جدول ۳-۴ مورد استفاده قرار می‌گیرد (B' را جایگزین B نکنید).

گام ۴. ظرفیت باربری کلی شالوده برابر است با:

$$Q_{ult} = \overbrace{q'_u(B')(L')}^{A'} \quad (37-3)$$

که در آن:

$$A' = \text{مساحت مؤثر}$$

گام ۵. ضریب اطمینان ظرفیت باربری برابر است با:

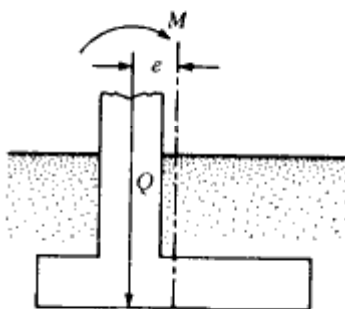
$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (38-3)$$

برای دیدن روش کار به مثال ۳-۶ مراجعه نمایید:

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، برون‌محوری باعث کاهش ظرفیت باربری شالوده می‌شود. در چنین حالتی در صورتی که جهت M تغییر نکند و مقدار آن تقریباً ثابت بماند، عاقلانه این است که مطابق شکل ۳-۹، ب، ستون نسبت به شالوده طوری برون‌محور قرار داده شود تا برون‌محورهای ستون و لنگر یکدیگر را خنثی نمایند و توزیع تنش در زیر شالوده به حالت یکنواخت درآید.

تئوری پارکاش، و ساران^۱

پارکاش، و ساران یک روش تحلیلی برای ظرفیت باربری نهایی شالوده با بار برون‌محوری یکطرفه



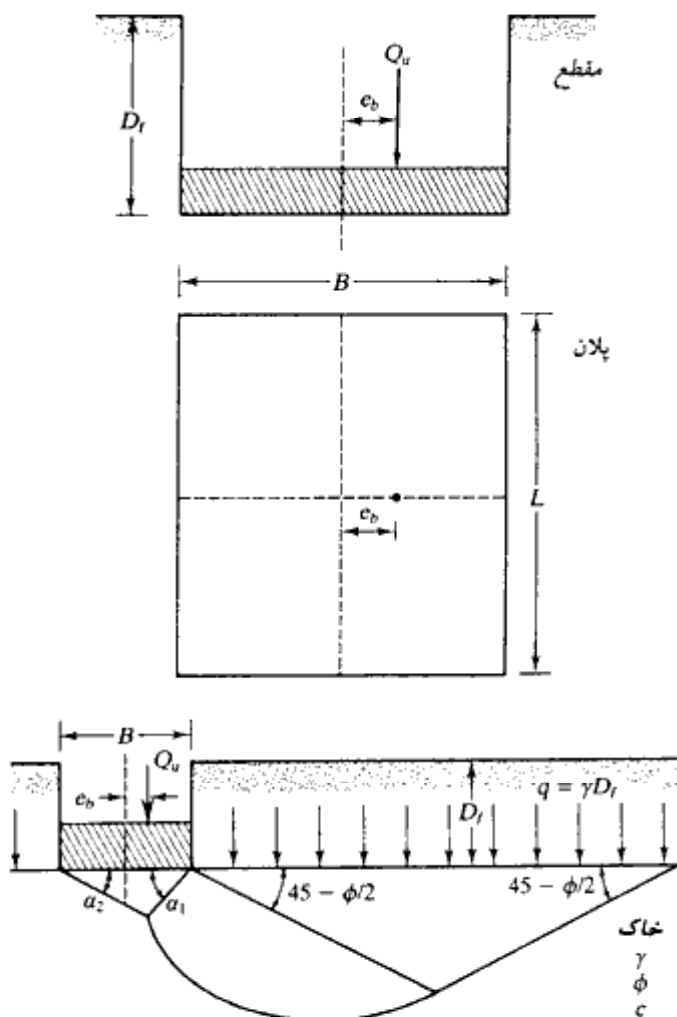
شکل ۳-۹ الف - شالوده یک ستون با بارگذاری برون‌محوری یکطرفه

ارائه نمودند (۱۹۷۱). در این روش تحلیلی، شالوده و سطح گسیختگی زیر آن مطابق شکل ۹-۳-ب در نظر گرفته می‌شود که در آن مقدار برون‌محوری مساوی e_b است.

بر پایه این نظریه، ظرفیت باربری برای شالوده نواری به صورت زیر بیان می‌شود:

$$q_u = cN_{c(e)} + \gamma D_f N_{q(e)} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma(e)} \quad (\text{الف})$$

$$Q_u = q_u B \quad (\text{بار نهایی کل برای طول واحد}) \quad (\text{ب})$$



شکل ۹-۳-ب - سطح گسیختگی در زیر یک شالوده با بار برون‌محوری (بارکاش و ساران)

که در آن:

ضرایب ظرفیت باربری با منظور کردن بیرون محوری $N_{c(e)}$ ، $N_{q(e)}$ ، $N_{\gamma(e)}$ تغییرات ضرایب فوق برحسب e_b/B و زاویه اصطکاک ϕ در شکل ۳-۹-پ نشان داده شده است. برای شالوده مستطیلی با بار بیرون محوری یکطرفه، ظرفیت باربری کل از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$Q_u = q_u(BL) = BL[cN_{c(e)}\lambda_{c(e)} + \gamma D_f N_{q(e)}\lambda_{q(e)} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma(e)}\lambda_{\gamma(e)}] \quad (\text{پ})$$

که در آن:

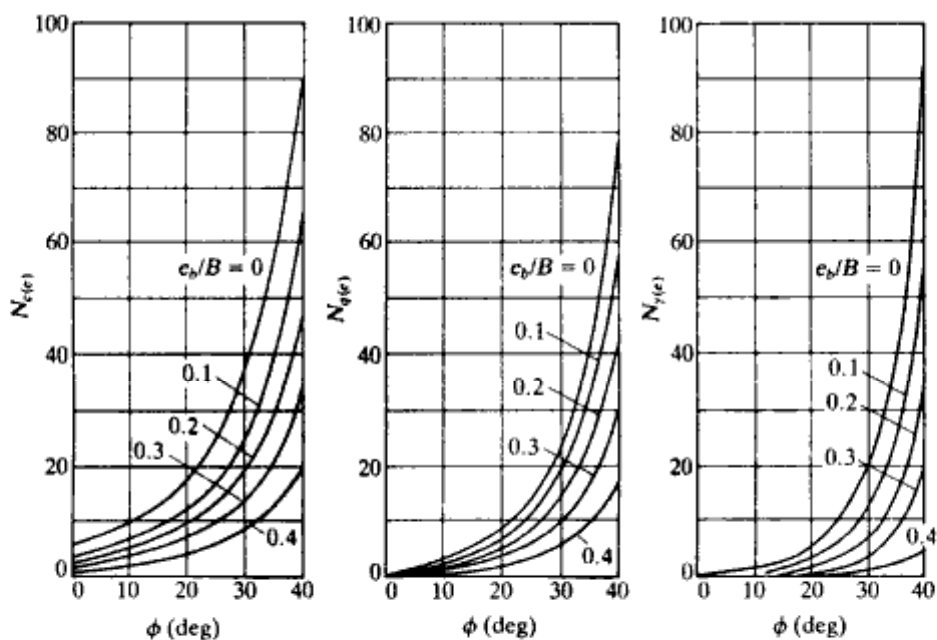
ضرایب شکل $\lambda_{c(e)}$ ، $\lambda_{q(e)}$ ، $\lambda_{\gamma(e)}$ =

روابط لازم برای محاسبه ضریب شکل به شرح زیر می باشند:

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

$$\lambda_{q(e)} = 1$$

$$\lambda_{\gamma(e)} = 1 + \left(\frac{2e_b}{B} - 0.68 \right) \left(\frac{B}{L} \right) + \left(0.43 - \frac{3e_b}{2B} \right) \left(\frac{B}{L} \right)^2$$

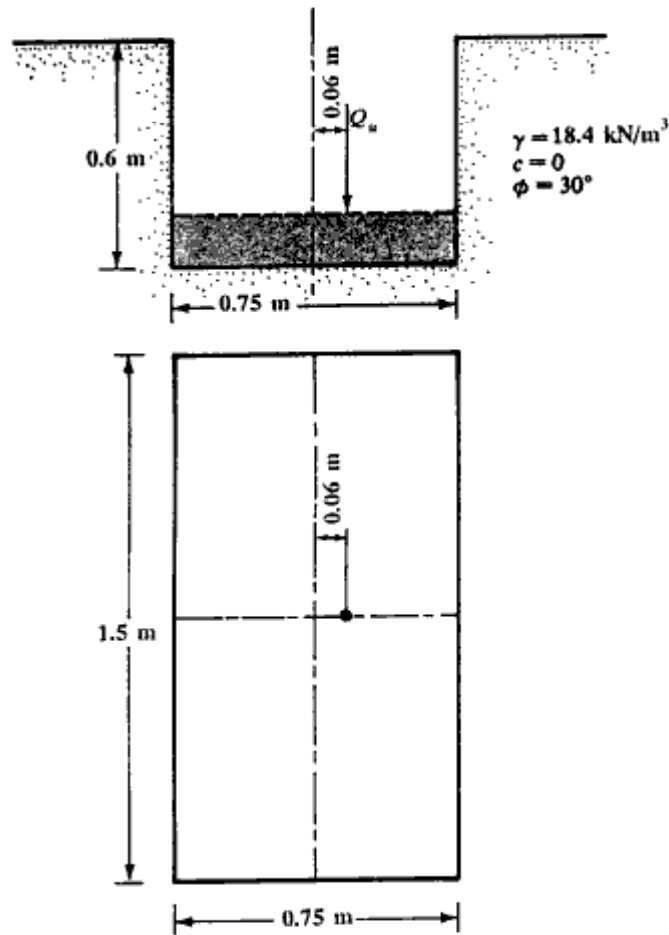


شکل ۳-۹-پ - ضرایب ظرفیت باربری برای شالوده‌ها با بار بیرون محوری یکطرفه (پارکاش و ساران)

توجه شود که رابطه پ قدری محافظه کارانه است، زیرا در آن ضرایب عمق منظور نشده‌اند.

مثال ۳ - ۵ - ب

با استفاده از نظریه پارکاش، ظرفیت باربری نهایی شالوده زیر را تعیین نمایید.



شکل ۳ - ۹ - ت - مربوط به مثال

حل:

رابطه پ با $c = 0$ به صورت زیر در می‌آید:

$$Q_u = BL[\gamma D_f N_{q(e)} \lambda_{q(e)} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma(e)} \lambda_{\gamma(e)}]$$

$$B = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$\gamma D_f = 18.4 \times 0.6 = 11.04 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از نمودارهای شکل ۳-۹-۳ برای $e_b/B = 0.08$ مقادیر ضرایب ظرفیت باربری عبارتند از:

$$N_{q(e)} = 19.5 \text{ و } N_{\gamma(e)} = 13$$

همچنین ضرایب شکل برابرند با:

$$\lambda_{q(e)} = 1$$

$$\begin{aligned} \lambda_{\gamma(e)} &= 1 + \left(\frac{2e_b}{B} - 0.68 \right) \left(\frac{B}{L} \right) + \left(0.43 - \frac{3e_b}{2B} \right) \left(\frac{B}{L} \right)^2 \\ &= 1 + [2(0.08) - 0.68] \left(\frac{0.75}{1.5} \right) + [0.43 - (1.5)(0.08)] \left(\frac{0.75}{1.5} \right)^2 \\ &= 1 - 0.26 + 0.0775 = 0.8175 \end{aligned}$$

در نتیجه:

$$Q_u = 0.75 \times 1.5 [11.04 \times 19.5 \times 1 + 0.5 \times 18.4 \times 0.75 \times 13 \times 0.8175]$$

$$Q_u = 324.69 \text{ KN}$$

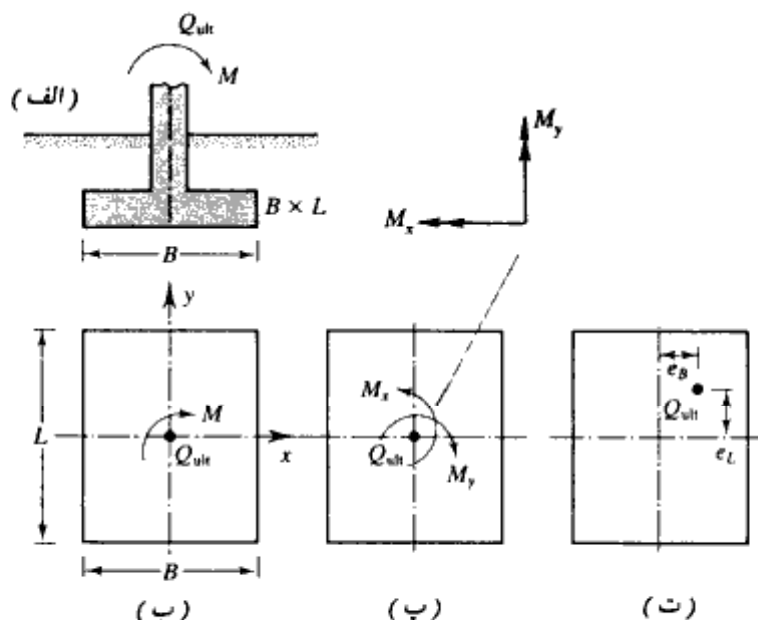
شالوده‌ها با برون‌محوری دوطرفه

مطابق شکل ۳-۱۰-الف و ب، شالوده‌ای را در نظر بگیرید که تحت تأثیر بار نهایی Q_u و لنگر M قرار دارد. مؤلفه‌های لنگر M در امتدادهای x و y به ترتیب M_x و M_y می‌باشد (شکل ۳-۱۰-ب). این وضعیت از لحاظ استاتیکی معادل حالتی است که بار نهایی Q_{ult} با برون‌محوری‌های $e_b = x$ و $e_L = y$ در روی شالوده قرار داده شود (شکل ۳-۱۰-ت). داریم:

$$e_b = \frac{M_y}{Q_{ult}} \quad (۳-۳۹)$$

و

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (۳-۴۰)$$



شکل ۳-۱۰. تحلیل یک شالوده با بیرون محوری دوطرفه

مقدار Q_{ult} به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{ult} = q'_u \cdot A'$$

از رابطه ۳-۳۶ داریم:

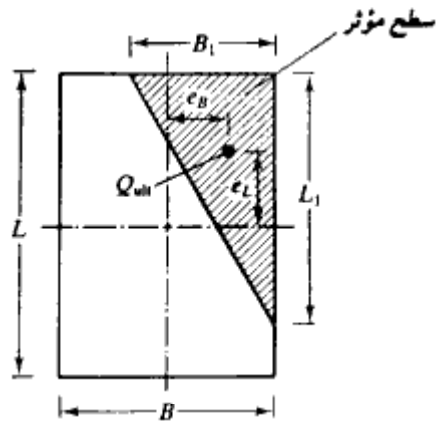
$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$A' = \text{مساحت مؤثر} = B'L'$$

همانند قبل، F_{cs} ، F_{qs} و $F_{\gamma s}$ با استفاده از جدول ۳-۴ با جایگزین کردن طول مؤثر L' و عرض مؤثر B' به جای L و B به دست می‌آیند. برای محاسبه F_{cd} ، F_{qd} و $F_{\gamma d}$ نیز از جدول ۳-۴ استفاده کنید، لیکن B را با B' جایگزین نکنید. برای محاسبه سطح مؤثر A' ، عرض مؤثر B' و طول مؤثر L' ، چهار حالت می‌تواند رخ دهد. این حالات به شرح زیر می‌باشند (هایتر و اندرس - ۱۹۸۵)

$$\text{حالت ۱: } e_B/B \geq 1/6 \text{ و } e_L/L \geq 1/6$$

سطح مؤثر برای این شرایط در شکل ۳-۱۱ نشان داده شده است. داریم:



شکل ۳-۱۱ - سطح مؤثر برای حالت ۱ ($e_B/B \geq 1/6$ و $e_L/L \geq 1/6$)

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad (۳-۴۱)$$

که در آن:

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (۳-۴۲ الف)$$

و

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (۳-۴۲ ب)$$

طول مؤثر L' مساوی بزرگترین دو مقدار B_1 و L_1 می‌باشد. بنابراین عرض مؤثر برابر است با:

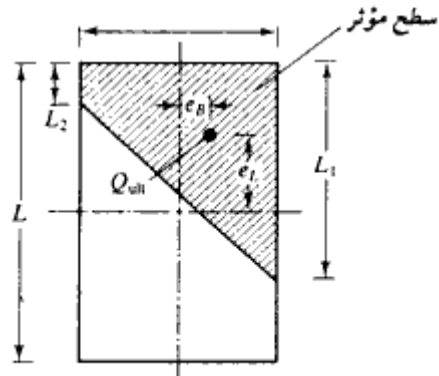
$$B' = \frac{A'}{L'} \quad (۳-۴۳)$$

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

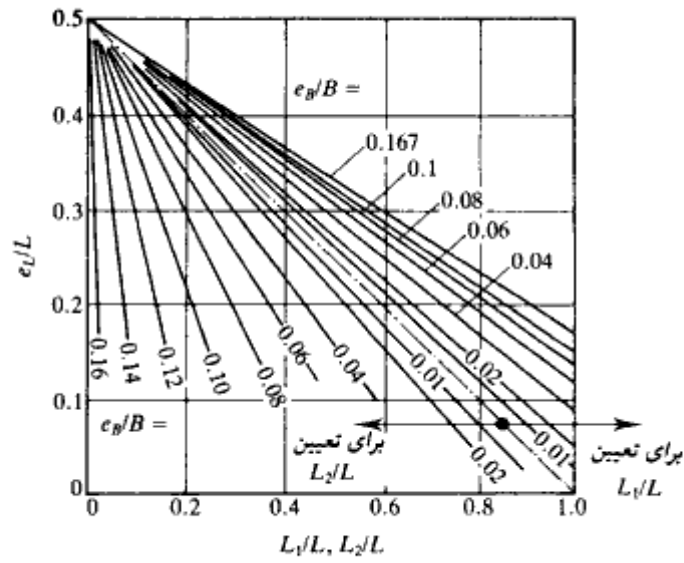
سطح مؤثر در این حالت در شکل ۳-۱۲ الف نشان داده شده است. داریم:

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) B \quad (۳-۴۴)$$

مقادیر L_1 و L_2 را می‌توان از شکل ۳-۱۲ ب تعیین کرد. عرض مؤثر برابر است با:



(الف)



(ب)

شکل ۳-۱۲ - سطح مؤثر برای حالت ۲ ($0 < e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 0.5$)

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ یا } L_2} \quad (\text{هر کدام که بزرگترند}) \quad (۴۵-۳)$$

طول مؤثر برابر است با:

$$L' = L_1 \text{ یا } L_2 \quad (\text{هر کدام که بزرگترند}) \quad (۴۶-۳)$$

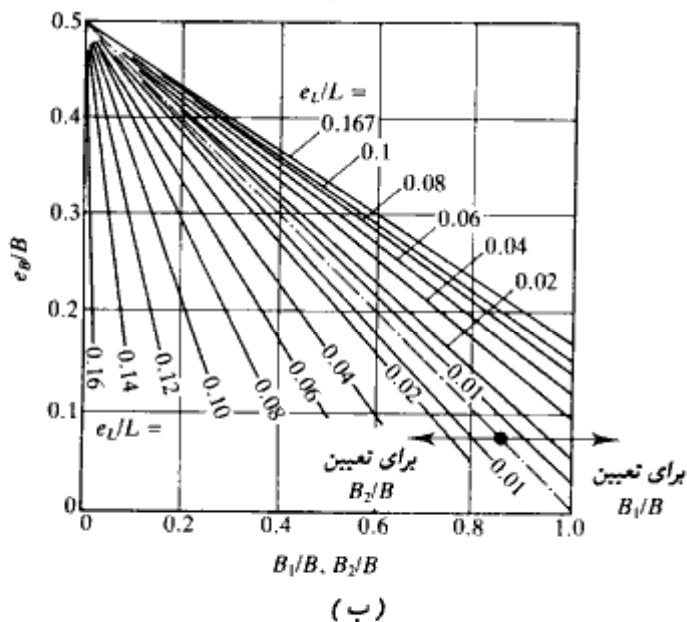
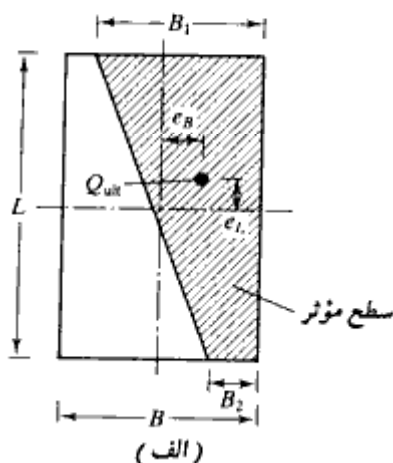
حالت ۳: $e_t/L < 1/6$ و $0 < e_B/B < 0.5$

سطح مؤثر در شکل ۳-۱۳ - الف نشان داده شده است. داریم:

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \quad (۴۷-۳)$$

عرض مؤثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (۴۸-۳)$$



شکل ۳-۱۳ - سطح مؤثر برای حالت ۳ ($0 < e_B/B < 0.5$ و $e_t/L < 1/6$)

طول مؤثر برابر است با:

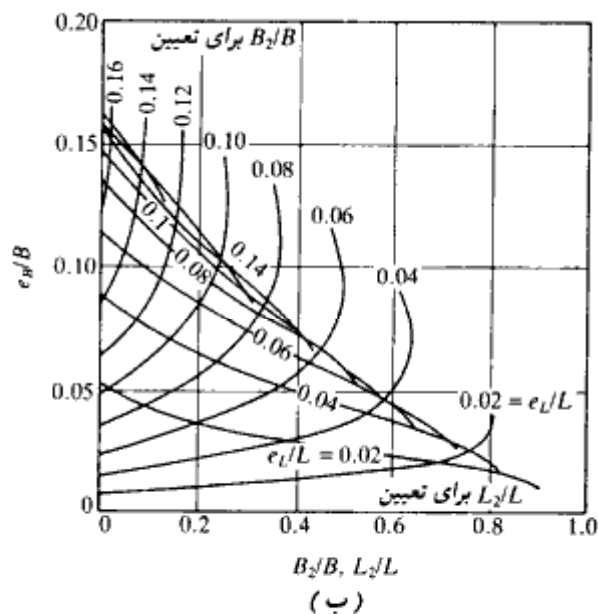
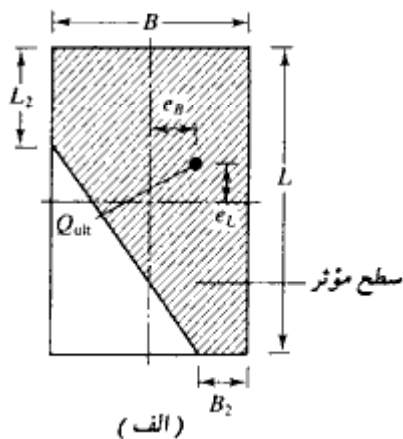
$$L' = L$$

(۳-۴۹)

مقادیر B_1 و B_2 را می‌توان از شکل ۳-۱۳ ب تعیین کرد.

حالت ۴: $e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 1/6$

شکل ۳-۱۴ الف سطح مؤثر را برای این حالت نشان می‌دهد. نسبت B_2/B و در نتیجه B_2 را



شکل ۳-۱۴ ب - سطح مؤثر برای حالت ۴ ($e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 1/6$)

می توان با استفاده از منحنی های e/L که دارای شیب روبه بالا هستند تعیین کرد. به طور مشابه نسبت L_2/L و در نتیجه L_2 را می توان از منحنیهای e/L که دارای شیب به سمت پایین هستند، تعیین نمود. سطح مؤثر برابر است با:

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2)(L - L_2) \quad (50-3)$$

عرض مؤثر برابر است با:

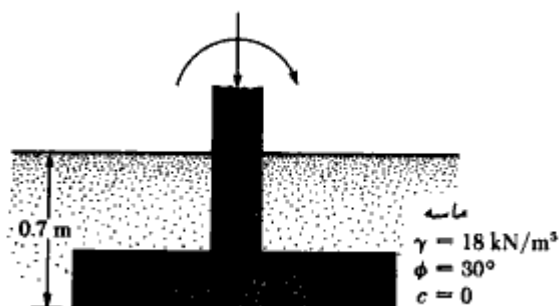
$$B' = \frac{A'}{L} \quad (51-3)$$

و طول مؤثر برابر است با:

$$L' = L \quad (52-3)$$

مثال ۳-۶

در شکل ۳-۱۵ یک شالوده مربع با برون محوری یکطرفه نشان داده شده است. برون محوری بار را $e = 0.15 \text{ m}$ در نظر بگیرید. مطلوبست تعیین بار نهایی Q_{ult}



شکل ۳-۱۵

حل:

با $c = 0$ ، رابطه ۳-۳۶ به صورت زیر درمی آید:

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{q\theta} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma\theta}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$\phi = 30^\circ$ جدول ۳-۲ و $N_q = 18.4$ و $N_\gamma = 22.4$

$$B' = 1.5 - 2(0.15) = 1.2 \text{ m}$$

$$L' = 1.5 \text{ m}$$

از جدول ۳-۲ داریم:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5}\right) \tan 30^\circ = 1.462$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 - \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.2}{1.5}\right) = 0.68$$

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

بنابراین:

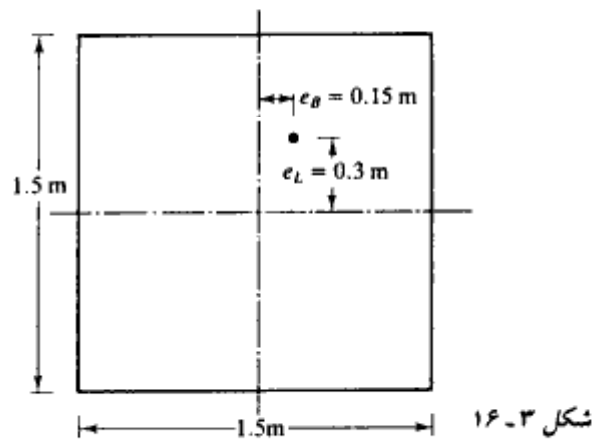
$$q'_u = (12.6)(18.4)(1.462)(1.135) + \frac{1}{2} (18)(1.2)(22.4)(0.68)(1) \\ = 384.3 + 164.50 = 548.8 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$Q_{ult} = B'L'(q'_u) = (1.2)(1.5)(548.8) = 988 \text{ kN}$$

مثال ۳-۷

در مثال ۳-۶، با ثابت ماندن تمام مقادیر، فرض کنید که بار دارای برون‌محوری دوطرفه با مقادیر زیر است (شکل ۳-۱۶):



$$e_L = 0.3 \text{ m} \quad e_B = 0.15 \text{ m}$$

مطلوبست تعیین بار نهایی Q_{ult}

حل:

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

$$\frac{e_B}{B} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

مسئله موردنظر مشابه حالت نشان داده شده در شکل ۳-۱۲ الف می‌باشد. با استفاده از شکل ۳-۱۲ ب برای $e_B/B = 0.1$ و $e_L/L = 0.2$ داریم:

$$\frac{L_1}{L} \approx 0.85; \quad L_1 = (0.85)(1.5) = 1.275 \text{ m}$$

و

$$\frac{L_2}{L} \approx 0.21; \quad L_2 = (0.21)(1.5) = 0.315 \text{ m}$$

از رابطه ۳-۴۴:

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B = \frac{1}{2}(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

از رابطه ۳-۴۶:

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

از رابطه ۳-۴۵:

$$B' = \frac{A'}{L_1} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m}$$

$$(c = 0)$$

از رابطه ۳-۳۶:

$$q_u = qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_r F_{rs} F_{rd} F_{ri}$$

با استفاده از مثال ۳-۶ با $q = 12.6 \text{ kN/m}^2$, $N_q = 18.4$, $N_r = 22.4$, $F_{qs} = 1.135$, $F_{rd} = 1$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{0.936}{1.275}\right) \tan 30^\circ = 1.424$$

$$F_{rs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{0.936}{1.275}\right) = 0.706$$

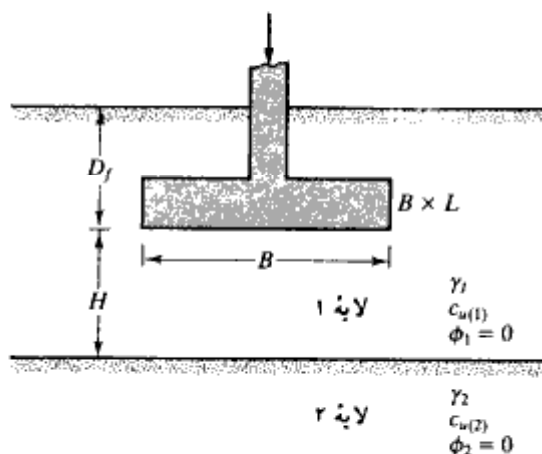
$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= A'q_u = A' \left(qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} \right) \\
 &= (1.193) [(12.6)(18.4)(1.424)(1.135) \\
 &\quad + (0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)] \\
 &= 605.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

۳-۸. بعضی از حالات خاص در مطالعه ظرفیت باربری

روابط ظرفیت باربری ارائه شده در بخشهای قبل، برای حالاتی است که خاک حمل‌کننده شالوده تا عمق قابل توجهی همگن می‌باشد. همچنین در تحلیل ظرفیت باربری فرض شد که چسبندگی، زاویه اصطکاک و وزن مخصوص خاک در عمق ثابت می‌باشند. لیکن در عمل ممکن است با خاکهای لایه‌بندی شده برخورد شود. در چنین حالاتی سطح گسیختگی خاک ممکن است در چند لایه مختلف ادامه داشته باشد. در حال حاضر، تحلیل ظرفیت باربری در خاکهای لایه‌بندی شده فقط برای چند حالت محدود امکان‌پذیر است. در این بخش، روش تخمین ظرفیت باربری خاکهای لایه‌بندی شده که توسط مایرهوف و هانا (۱۹۷۸) و مایرهوف (۱۹۷۴) پیشنهاد شده، ارائه می‌گردد.

شالوده روی رس لایه‌بندی شده (شرایط $\phi = 0$)

شکل ۳-۱۷ یک شالوده سطحی را نشان می‌دهد که بر روی خاک رس دو لایه متکی می‌باشد ($\phi = 0$). خاک لایه ۱ تا عمق H از زیر سطح تحتانی شالوده و خاک لایه ۲ نیز تا عمق زیادی ادامه



شکل ۳-۱۷. شالوده روی خاک لایه‌بندی شده

دارد. چون γ_1 و γ_2 ، وزن مخصوصهای دو لایه خاک، خیلی با هم اختلاف ندارند، دو حالت به شرح زیر می‌تواند رخ دهد:

۱- اگر $c_{u(1)}/c_{u(2)} > 1$ باشد، شالوده روی یک لایه رس قوی که در زیر آن یک لایه رس ضعیفتر وجود دارد، متکی است.

۲- اگر $c_{u(1)}/c_{u(2)} < 1$ باشد، شالوده روی یک لایه رس ضعیف که در زیر آن یک لایه رس قویتر وجود دارد، متکی است.

نظریه ظرفیت باربری نهایی هر کدام از حالات فوق در زیر شرح داده می‌شود:

حالت ۱: $c_{u(1)}/c_{u(2)} > 1$

اگر نسبت H/B نسبتاً کوچک باشد، گسیختگی خاک زیر شالوده با سوراخ شدن لایه فوقانی که با گسیختگی برشی کلی در لایه تحتانی همراه است، رخ می‌دهد (نیمه چپ شکل ۳-۱۸). اگر H/B نسبتاً بزرگ باشد، سطوح گسیختگی کلاً در لایه فوقانی قرار خواهند گرفت (نیمه راست شکل ۳-۱۸). برای چنین حالتی، ظرفیت باربری نهایی را می‌توان به صورت زیر بیان نمود: (مایر هوف و هانا ۱۹۷۸)

$$q_u = \underbrace{\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] c_{u(2)} N_c}_{\text{گسیختگی برشی کلی لایه تحتانی}} + \underbrace{\left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_u H}{B}\right) + \gamma_1 D_f}_{\text{گسیختگی سوراخ‌کننده لایه فوقانی}}$$

$$\leq \underbrace{\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f}_{\text{گسیختگی برشی کلی لایه فوقانی}} \quad (3-53)$$

که در آن:

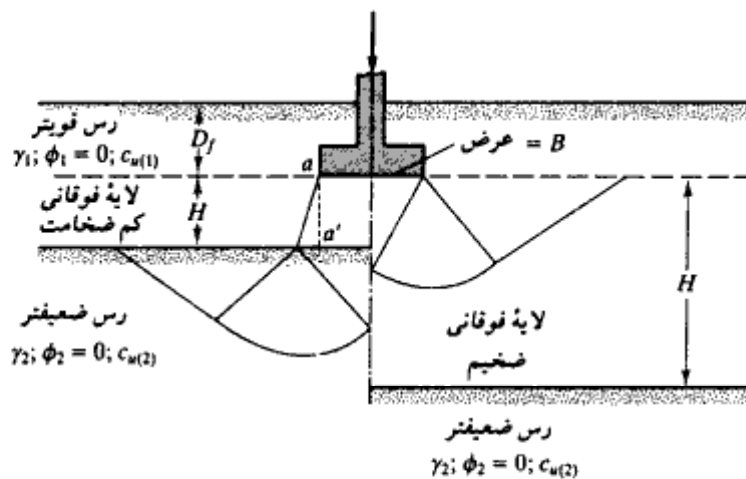
B = عرض شالوده

L = طول شالوده

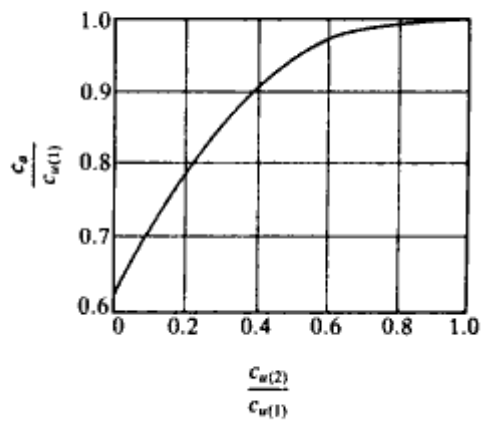
$N_c = 5.4$ (ضریب ظرفیت باربری برای شرایط $\phi = 0$ جدول ۳-۲)

c_u = چسبندگی در امتداد سطح aa'

در شکل ۳-۱۹ تغییرات $c_u/c_{u(1)}$ در مقابل $c_{u(2)}/c_{u(1)}$ رسم شده است.



شکل ۳-۱۸ - ظرفیت باربری رس لایه بندی شده - خاک قوی روی خاک ضعیف



شکل ۳-۱۹ - تغییرات $c_{u(2)}/c_{u(1)}$ در مقابل $c_u/c_{u(1)}$ طبق نظریه مایهوف و هانا

حالت ۲: $C_{u(1)}/C_{u(2)} < 1$

ظرفیت باربری نهایی برای این حالت به صورت زیر بیان می شود (مایهوف ۱۹۷۴ و مایهوف و هانا ۱۹۷۸):

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_t \quad (۵۴ - ۳)$$

که در آن:

$$q_c = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f \quad (55-3)$$

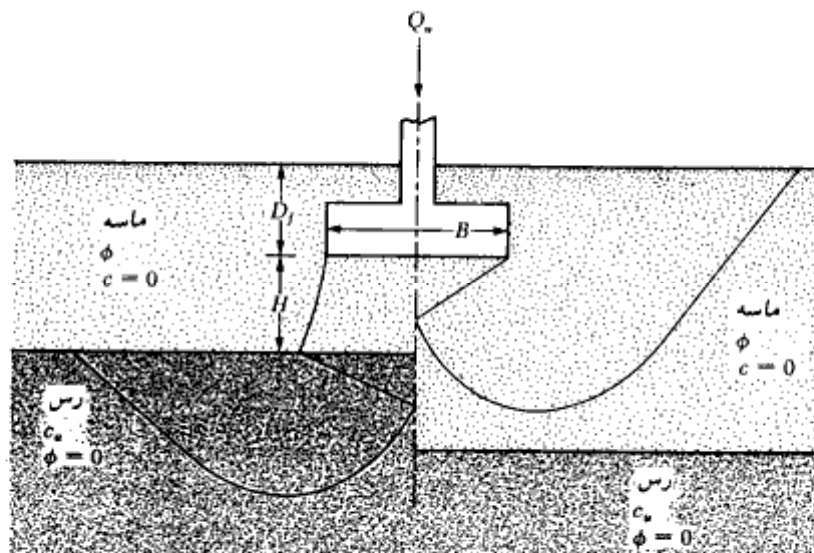
$$q_b = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(2)} N_c + \gamma_2 D_f \quad (56-3)$$

$$H_f \approx B \quad (57-3)$$

چون $\phi = 0$ است، $N_c = 5.14$ می‌باشد (جدول ۳-۲)

شالوده روی ماسه متراکم یا تراکم یافته بر روی لایه رس نرم گاهی مواقع شالوده روی یک لایه ماسه‌ای متراکم که در روی خاک رس نرم قرار دارد، ساخته می‌شود. اگر ضخامت لایه ماسه‌ای زیر شالوده نسبتاً کم باشد، سطح گسیختگی می‌تواند وارد لایه رس شود (نیمه‌چپ شکل ۳-۲۰). لیکن اگر ضخامت لایه ماسه‌ای زیر شالوده زیاد باشد، سطح گسیختگی کاملاً در لایه ماسه‌ای قرار خواهد گرفت (نیمه‌راست شکل ۳-۲۰). طبق نظریه مایر هوف، در این حالت ظرفیت باربری نهایی شالوده نواری را می‌توان به صورت زیر رابطه زیر ارائه کرد:

$$q_u = cN_c + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f \quad (58-3)$$



شکل ۳-۲۰ - شالوده روی ماسه متراکم در روی رس نرم

که مقدار حداکثر آن برابر است با:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (59-3)$$

که در آن:

ϕ = زاویه اصطکاک لایه ماسه‌ای فوقانی

γ = وزن مخصوص ماسه

K_s = ضریب مقاومت برش سوراخ‌کننده.

N_q و N_γ با توجه به زاویه اصطکاک ϕ ماسه از جدول ۲-۳ به دست می‌آیند. توجه شود که برای $\phi = 0$ از جدول ۲-۳ مقدار $N_q = 5.14$ به دست می‌آید. برای شالوده مستطیل داریم:

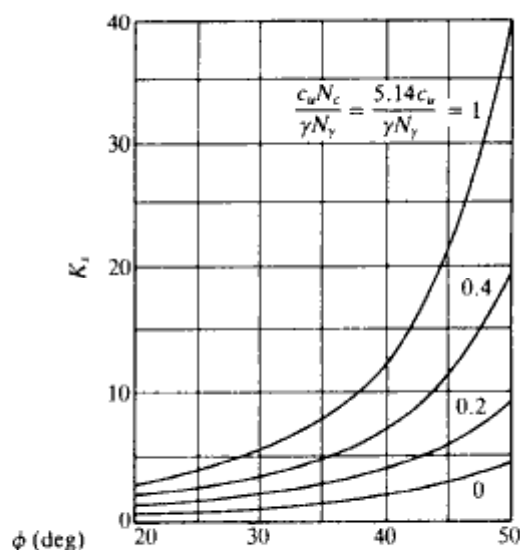
$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f$$

(۶۰-۳)

که مقدار حداکثر آن برابر است با:

$$q_u = \frac{1}{2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (61-3)$$

در شکل ۲۱-۳ تغییرات ضریب مقاومت برشی سوراخ‌کننده K_s ارائه شده است.



شکل ۲۱-۳- تغییرات K_s در مقابل ϕ بر پایه نظریه مایرهورف و هانا

لازم به تذکر است که روابط ۳-۵۹ و ۳-۶۱ به ترتیب مقدار q_u را برای شالوده نواری و مستطیلی در روی لایه ماسه‌ای فوقانی به دست می‌دهند. این روابط مربوط به حالت نشان داده شده در نیمه راست شکل ۳-۲۰ می‌باشد.

مثال ۳-۸

مطابق شکل ۳-۱۷، شالوده‌ای به ابعاد $۱/۵ \times ۱$ متر در عمق (D_f) ۱ متری لایه رسی در نظر بگیرید. در عمق ۱ متری از سطح زیرین شالوده، یک لایه رسی نرم وجود دارد. داریم: برای لایه فوقانی:

$$120 \text{ kN/m}^2 = \text{مقاومت برشی زهکشی نشده}$$

$$16.8 \text{ kN/m}^3 = \text{وزن مخصوص}$$

برای لایه تحتانی:

$$48 \text{ kN/m}^2 = \text{مقاومت برشی زهکشی نشده}$$

$$16.2 \text{ kN/m}^3 = \text{وزن مخصوص}$$

با اعمال ضریب اطمینان ۴، مطلوب است تعیین ظرفیت باربری کلی مجاز:

حل:

داریم:

$$c_{u(1)} = 120 \text{ kN/m}^2; \quad c_{u(2)} = 48 \text{ kN/m}^2$$

چون $1 > c_{u(1)}/c_{u(2)}$ است، از رابطه ۳-۵۳ می‌توان نوشت:

$$q_u = \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_u H}{B} \right) + \gamma_1 D_f$$

$$\leq \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f$$

که در آن:

$$B = 1 \text{ m}$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$H = 1 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14$$

$$\gamma_1 = 16.8 \text{ kN/m}^3$$

با استفاده از شکل ۳-۱۹:

$$c_{u(2)}/c_{u(1)} = 48/120 = 0.4, \quad c_u/c_{u(1)} \approx 0.9$$

$$c_u = (0.9)(120) = 108 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(2)} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_u H}{B} \right) + \gamma_1 D_f \\ &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (48)(5.14) + \left(1 + \frac{1}{1.5} \right) \left[\frac{(2)(108)(1)}{1} \right] + (16.8)(1) \\ &= 279.6 + 360 + 16.8 = 656.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

کنترل مقدار حداکثر:

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(1)} N_c + \gamma_1 D_f \\ &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] (120)(5.14) + (16.8)(1) \\ &= 699 + 16.8 = 715.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

کوچکترین دو مقدار فوق، ظرفیت باربری نهایی می‌باشد.

$$q_u = 656.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ult} = \frac{q_u}{FS} = \frac{656.4}{4} = 164.1 \text{ kN/m}^2$$

بار مجاز برابر است با:

$$(q_{ult})(1 \times 1.5) = 246.15 \text{ kN}$$

مثال ۳-۹

با مراجعه به شکل ۳-۲۰ داریم:

برای ماسه:

$$\gamma = 117 \text{ lb/ft}^3 \quad (18.76 \text{ kN/m}^3)$$

$$\phi = 40^\circ$$

برای رس:

$$c_u = 400 \text{ lb/ft}^2 \quad (19.55 \text{ kN/m}^2)$$

برای شالوده:

$$\begin{aligned} B &= 3 \text{ ft} \quad (0.9 \text{ m}) \\ L &= 4.5 \text{ ft} \quad (1.35 \text{ m}) \\ D_f &= 3 \text{ ft} \quad (0.9 \text{ m}) \\ H &= 4 \text{ ft} \quad (1.2 \text{ m}) \end{aligned}$$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی کلی شالوده

حل:

چون شالوده مربع مستطیل است، روابط ۳-۶۰ و ۳-۶۱ باید مورد استفاده قرار گیرند. برای $\phi = 40^\circ$ از جدول ۳-۲ مقدار $N_c = 109.41$ به دست می آید:

$$\frac{c_u N_c}{\gamma N_y} = \frac{(400)(5.14)}{(117)(109.41)} = 0.16$$

از شکل ۳-۲۱ برای $c_u N_c / \gamma N_y = 0.16$ و $\phi = 40^\circ$ مقدار $K_s \approx 3.1$ به دست می آید. با استفاده از رابطه ۳-۶۰ داریم:

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D_f \\ &= \left[1 + (0.2) \left(\frac{3}{4.5} \right) \right] (400)(5.14) + \left(1 + \frac{3}{4.5} \right) (117)(4)^2 \\ &\quad \times \left[1 + \frac{(2)(3)}{4} \right] (3.1) \frac{\tan 40}{3} + (117)(3) \\ &= 2330 + 6763 + 351 = 9444 \text{ lb/ft}^2 \quad (=461.51 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

از رابطه ۳-۶۱ داریم:

$$q_u = \frac{1}{2} \left[1 - (0.4) \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma B N_y + \gamma D_f N_c$$

برای $\phi = 40^\circ$ ، از جدول ۳-۲ مقدار $N_q = 64.20$ به دست می آید. بنابراین:

$$\begin{aligned} q_u &= (0.5) \left[1 - (0.4) \left(\frac{3}{4.5} \right) \right] (117)(3)(109.41) + (117)(3)(64.20) \\ &= 14,081 + 22,534 = 36,615 \text{ lb/ft}^2 \quad (=1789.31 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

در نتیجه، مقدرا حاصل از رابطه ۳-۶۰ حاکم می باشد:

$$q_u = 9444 \text{ lb/ft}^2 \quad (=461.51 \text{ kN/m}^2)$$

نشست شالوده‌های سطحی

۳-۹ حالات مختلف نشست شالوده

دو نوع نشست اصلی می‌تواند برای شالوده‌های سطحی رخ دهد: نشست آنی یا الاستیک^۱ S_e ، و نشست تحکیم^۲ S_c . نشست آنی شالوده بلافاصله بعد از احداث شالوده رخ می‌دهد. نشست تحکیم یک نشست تابع زمان می‌باشد و همان‌طور که در تئوری تحکیم گفته شد، علت وقوع آن خروج آب حفره‌ای از میان حفرات خاک به علت اضافه فشار تحمیل شده بر آنها می‌باشد. نشست کلی یک شالوده، مجموع نشستهای آنی (الاستیک) و تحکیم می‌باشد.

نشست تحکیم از دو قسمت تشکیل می‌شود: نشست تحکیم اولیه و نشست تحکیم ثانویه. در بخش ۱-۱۴ اصول تحکیم اولیه مورد بررسی قرار گرفت. نشست تحکیم ثانویه بعد از تکمیل نشست اولیه رخ می‌دهد و علت آن لغزش و تغییر جهت ذرات خاک روی یکدیگر است. نشست تحکیم اولیه خیلی مهمتر از نشست ثانویه در رسهای غیرآلی و خاکهای رسی لای دار است. لیکن در خاکهای آلی، نشست ثانویه دارای اهمیت بیشتری است. در ادامه روشهای محاسبه نشستهای آنی و تحکیم شالوده‌ها مورد توجه قرار می‌گیرد.

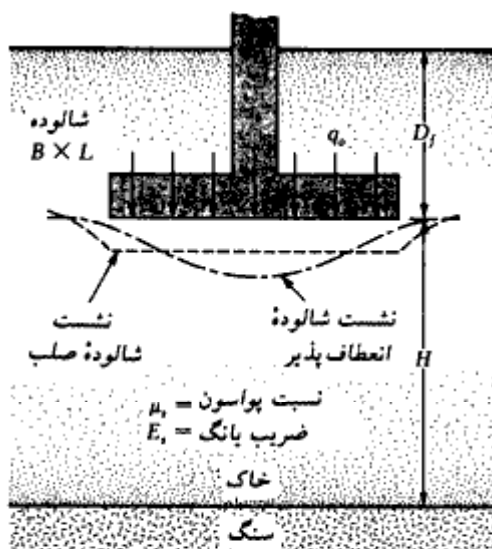
۳-۱۰ نشست آنی

شکل ۳-۲۲ یک شالوده سطحی را نشان می‌دهد که تحت فشار خالص q_0 قرار دارد. ضریب پواسون و ضریب الاستیسیته خاک را به ترتیب مساوی μ_s و E_s در نظر بگیرید. به طور نظری، اگر $D_r = 0$ و $H = \infty$ بوده و شالوده به طور کامل انعطاف پذیر باشد، نشست آنی را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{گوشه شالوده انعطاف پذیر}) \quad (۶۲-۳)$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{مرکز شالوده انعطاف پذیر}) \quad (۶۳-۳)$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] \quad \text{که در آن:} \quad (۶۴-۳)$$



شکل ۳-۲۲- نشست آنی (الاستیک) شالوده انعطاف پذیر و صلب

$$m = B/L \quad (۶۵-۳)$$

B = عرض شالوده

L = طول شالوده

در شکل ۳-۲۳ مقدار α برای نسبت‌های مختلف طول به عرض (L/B) ارائه شده است. نشست آنی متوسط یک شالوده انعطاف پذیر را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

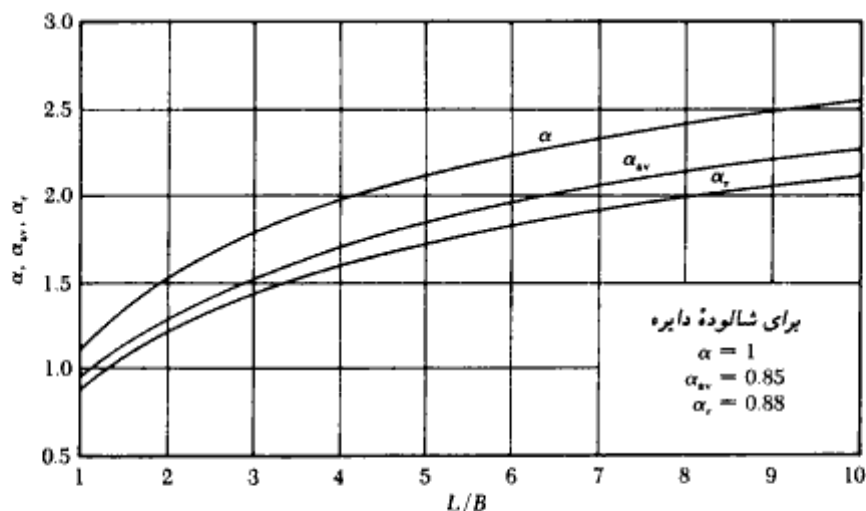
$$S_e = \frac{Bq_u}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (نشست متوسط برای شالوده انعطاف پذیر) \quad (۶۶-۳)$$

اگر شالوده نشان داده شده در شکل ۳-۲۲ صلب باشد، نشست آنی آن به صورت زیر در می‌آید:

$$S_e = \frac{Bq_u}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (شالوده صلب) \quad (۶۷-۳)$$

مقادیر α نیز در شکل ۳-۲۳ ارائه شده است.

روابط قبل برای نشست آنی از انتگرال‌گیری کرنش‌های بوجود آمده در خاک از عمق $z = 0$ تا



شکل ۳-۲۳- مقادیر α ، α_v و α_r (روابط ۳-۶۲، ۳-۶۳، ۳-۶۶ و ۳-۶۷)

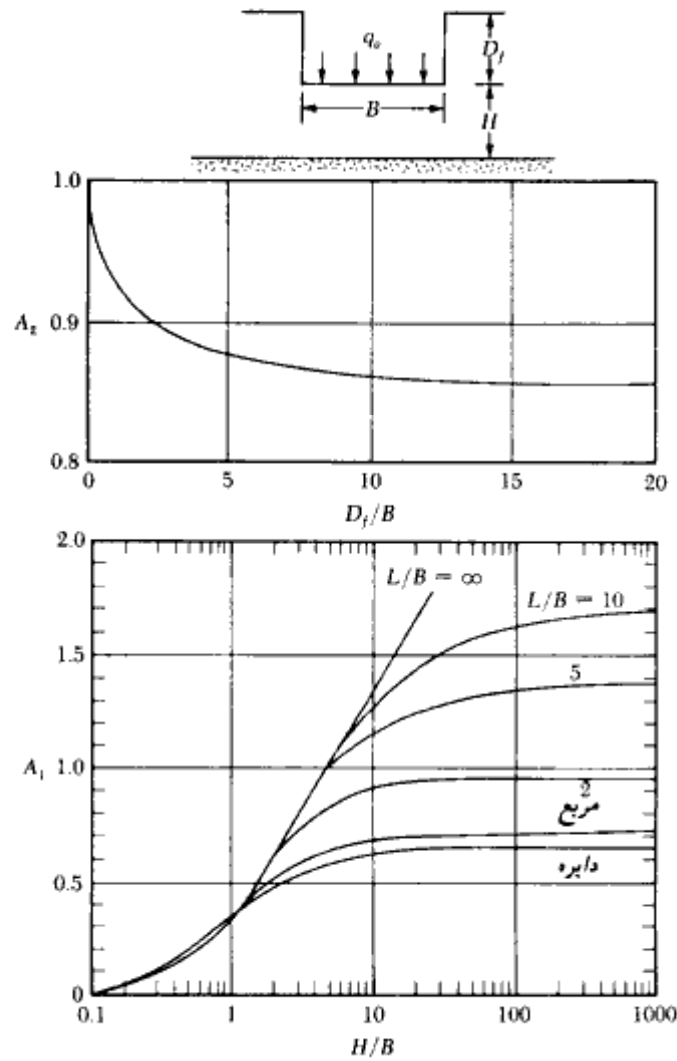
$z = \infty$ حاصل شده‌اند. اگر بستر سنگی در عمق محدودی از سطح زمین قرار داشته باشد، می‌توان انتظار داشت که نشست آبی واقعی شالوده کمتر از مقادیر محاسبه‌شده از روابط فوق باشد. لیکن اگر عمق H در شکل ۳-۲۲ بزرگتر از حدود $2B$ تا $3B$ باشد، نشست واقعی به‌طور قابل ملاحظه‌ای تغییر نخواهد کرد. همچنین توجه شود که هرچه D_f عمیق‌تر باشد، نشست الاستیک کل کوچکتر خواهد بود.

۳-۱۱ نشست آبی شالوده روی رس اشباع

جانبو، بیروم، و ژرنسلی^۱ (۱۹۵۶) رابطه‌ای برای محاسبه نشست متوسط شالوده‌های انعطاف‌پذیر روی خاکهای رس اشباع (با ضریب پواسون $\mu_r = 0.5$) پیشنهاد کردند. با مراجعه به شکل ۳-۲۴، این رابطه به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s} \quad (۳-۶۸)$$

1- Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli



شکل ۳-۲۴. مقادیر A_1 و A_2 برای محاسبات نشست آنی طبق رابطه ۳-۶۸ (کریستین و کرییر، ۱۹۷۸)

که در آن A_1 تابعی از H/B و L/B و A_2 تابعی از D_f/B می باشد. کریستین و کرییر (۱۹۷۸) مقادیر A_1 و A_2 را قدری اصلاح کردند که نتایج کار آنها در شکل ۳-۲۴ نشان داده شده است.

۳-۱۲ نشست آنی خاکهای ماسه‌ای - استفاده از ضریب تأثیر کرنش

نشست آنی خاکهای دانه‌ای را می توان با استفاده از ضرایب تأثیر نیمه تجربی کرنش (شکل ۳-۲۵)

که توسط اشمرتمن و هارتمن (۱۹۷۸) پیشنهاد شده، محاسبه نمود. طبق این روش، نشست آبی خاکهای دانه‌ای از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (۶۹-۳)$$

که در آن:

$$I_z = \text{ضریب تأثیر کرنش}$$

$$C_1 = \text{ضریب اصلاح برحسب عمق مدفون شالوده}$$

$$= 1 - 0.5[q/(\bar{q} - q)]$$

$$C_2 = \text{ضریب اصلاح برای منظور کردن اثر خزش در خاک}$$

$$= 1 + 0.2 \log (0.1/\text{زمان برحسب سال})$$

$$\bar{q} = \text{تنش در تواز سطح زیرین شالوده}$$

$$\gamma D_f = q$$

تغییرات ضرایب تأثیر کرنش با عمق در شکل ۳-۲۵ - الف نشان داده شده است. برای شالوده‌های مربع و دایره داریم:

$$I_z = 0.1 \text{ در } z = 0$$

$$I_z = 0.5 \text{ در } z = z_1 = 0.5B$$

$$I_z = 0 \text{ در } z = z_2 = 2B$$

B بعد شالوده مربع و یا قطر شالوده دایره است.

به‌طور مشابه برای شالوده با $L/B \geq 10$ داریم:

$$I_z = 0.2 \text{ در } z = 0$$

$$I_z = 0.5 \text{ در } z = z_1 = B$$

$$I_z = 0 \text{ در } z = z_2 = 4B$$

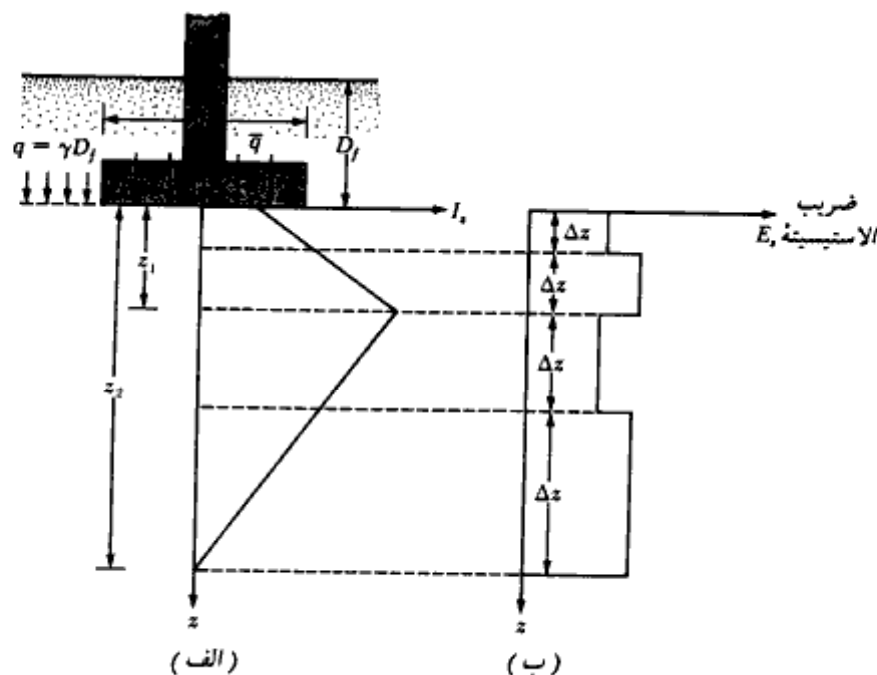
B عرض و L طول شالوده می‌باشد. برای مقادیر L/B بین ۱ تا ۱۰، می‌توان از درون‌یابی

استفاده کرد.

برای استفاده از رابطه ۳-۶۹ ابتدا لازم است تغییرات تقریبی ضریب الاستیسیته خاک با عمق

تعیین شود (شکل ۳-۲۵-ب). این کار را می‌توان با انجام آزمایش نفوذ استاندارد و یا نفوذ مخروط

در اعماق مختلف انجام داد. سپس خاک تا عمق z_2 به لایه‌های متعددی تقسیم شده و نشست آبی هر



شکل ۳-۲۵. محاسبات نشست الاستیک با استفاده از ضرایب تأثیر کرنش

لایه محاسبه می‌شود. مجموع نشست تمام لایه‌ها مساوی S_e می‌باشد. در مثال ۳-۱۰ روش محاسبه ارائه شده است.

۳-۱۳ پارامترهای الاستیک خاک برای محاسبه نشست آنی

در بخشهای ۳-۱۰ تا ۳-۱۲ روابط متعددی برای محاسبه نشست آنی شالوده‌ها ارائه شد. این روابط شامل پارامترهای الاستیک خاک نظیر E_s و μ_s می‌باشند. اگر نتایج آزمایشگاهی برای تعیین این پارامترها در دسترس نباشد، با استفاده از تجارب گذشته می‌توان اعداد مناسبی برحسب نوع خاک فرض کرد. در جدول ۳-۶ محدوده مقدار این پارامترها برحسب نوع خاک ارائه شده است. محققین زیادی سعی نموده‌اند که ارتباطی بین ضریب الاستیسیته خاک و عدد نفوذ استاندارد (N) و یا مقاومت نفوذ مخروط (q_c) برقرار سازند. مایکل و گراندل، لیستی از این روابط تهیه کرده‌اند (اشمرتمن ۱۹۷۰) رابطه زیر را برای ضریب الاستیسیته ماسه پیشنهاد کرد:

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766N$$

(۳-۷۰)

جدول ۳-۶ - پارامترهای الاستیک خاکهای مختلف

نوع خاک	E_s ضریب الاستیسیته		μ_s نسبت پواسون
	MN/m^2	$lb/in.^2$	
ماسه نل Loose sand	10.35- 24.15	1,500- 3,500	0.20-0.40
ماسه با تراکم متوسط Medium dense sand	17.25- 27.60	2,500- 4,000	0.25-0.40
ماسه تراکم Dense sand	34.50- 55.20	5,000- 8,000	0.30-0.45
ماسه لای دار Silty sand	10.35- 17.25	1,500- 2,500	0.20-0.40
ماسه و شن Sand and gravel	69.00-172.50	10,000-25,000	0.15-0.35
رسی نرم Soft clay	2.07- 5.18	300- 750	
رسی متوسط Medium clay	5.18- 10.35	750- 1,500	0.20-0.50
رسی سفت Stiff clay	10.35- 24.15	1,500- 3,500	

که در آن N عدد نفوذ استاندارد می‌باشد. در دستگاه آحاد انگلیسی رابطه فوق به صورت زیر بیان می‌شود:

$$E \text{ (U.S. ton/ft}^2\text{)} = 8N \quad (۷۱-۳)$$

به‌طور مشابه:

$$E_s = 2q_c \quad (۷۲-۳)$$

که در آن q_c مقاومت نفوذ مخروط می‌باشد. در رابطه ۳-۷۲ از هر آحاد متجانس می‌توان استفاده کرد.

ضریب الاستیسیته خاکهای رسی عادی تحکیم‌یافته را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$E_s = 250c \text{ تا } 500c \quad (۷۳-۳)$$

و برای رسهای پیش تحکیم‌یافته:

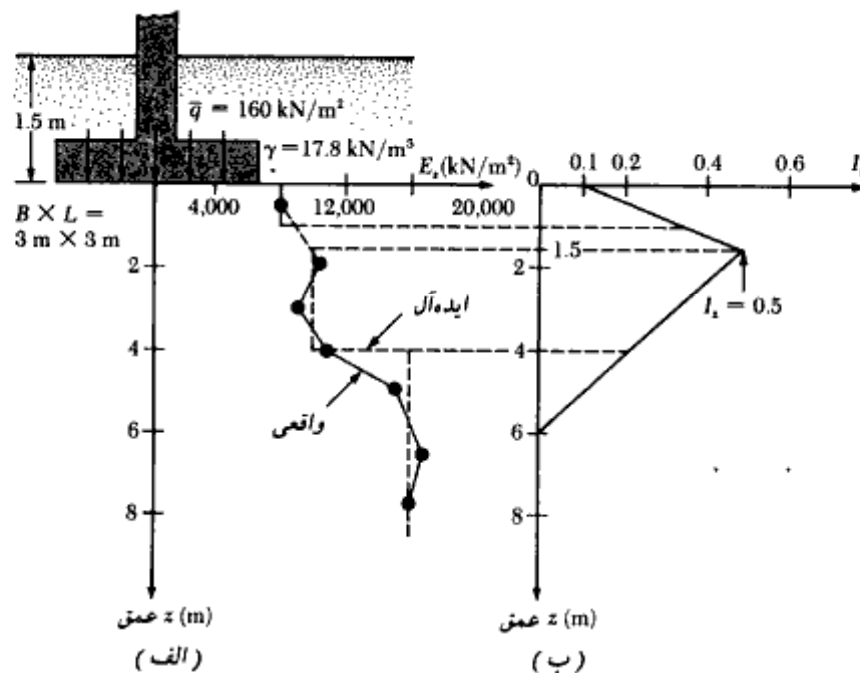
$$E_s = 750c \text{ تا } 1000c \quad (۷۴-۳)$$

که در آن c چسبندگی زهکشی نشده خاک رسی می‌باشد.

مثال ۳ = ۱۰

شکل ۲۶ - الف یک شالوده مربع با ابعاد ۳×۳ متر را نشان می‌دهد که در روی یک نهشته ماسه‌ای قرار دارد. در همین شکل مقادیر ضریب الاستیسیته خاک که با استفاده از عدد نفوذ استاندارد (رابطه ۳-۷۰) در اعماق مختلف به دست آمده، نشان داده شده است. با استفاده از

روش ضریب تأثیر کرنش، نشست الاستیک شالوده را پس از گذشت ۵ سال از احداث آن محاسبه نمایید.



شکل ۳-۲۶

حل:

با توجه به تغییرات واقعی ضریب الاستیسیته با عمق، تغییرات ایده‌آل آن در شکل ۳-۲۶ الف رسم می‌شود. شکل ۳-۲۶ ب نیز تغییرات ضریب تأثیر کرنش را نشان می‌دهد. حال می‌توان جدول زیر را تکمیل کرد:

عمق (m)	Δz (m)	E_s (kN/m ²)	متوسط I_s	$\frac{I_s}{E_s} \cdot \Delta z$ (m ³ /kN)
0-1	1	8,000	0.233	0.291×10^{-4}
1.0-1.5	0.5	10,000	0.433	0.217×10^{-4}
1.5-4	2.5	10,000	0.361	0.903×10^{-4}
4.0-6	2	16,000	0.111	0.139×10^{-4}
				$\Sigma = 1.55 \times 10^{-4}$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) = 1 - 0.5 \left[\frac{17.8 \times 1.5}{160 - (17.8 \times 1.5)} \right] = 0.9$$

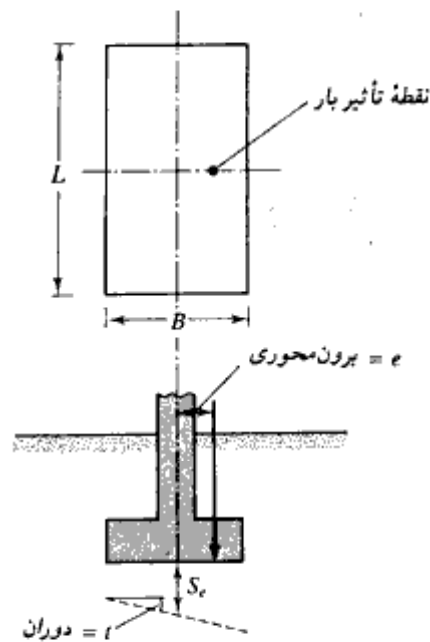
$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{5}{0.1} \right) = 1.34$$

بنابراین:

$$\begin{aligned} S_e &= C_1 \cdot C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z \\ &= (0.9)(1.34)[160 - (17.8 \times 1.5)](1.55 \times 10^{-4}) \\ &= 249.2 \times 10^{-4} \text{ m} \approx 24.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

۳-۱۴ نشست آنی شالوده‌ها با برون‌محوری

روشهای محاسبه نشست ارائه شده در بخشهای ۳-۱۰، ۳-۱۱ و ۳-۱۲ برای محاسبه نشست شالوده‌ها با بار محوری می‌باشند. مطابق شکل ۳-۲۷، یک شالوده با بار برون‌محوری هم تحت نشست قائم و هم تحت دوران قرار می‌گیرد. جرجیادیس و باترفیلد^۱ (۱۹۸۸) روشی برای محاسبه



شکل ۳-۲۷ - نشست الاستیک (آنی) شالوده با بار برون‌محوری

1- Georgiadis and Butterfield

نشست و دوران اینگونه شالوده‌ها ارائه کردند. این روش به‌قرار زیر است:

۱. بار کل وارد بر شالوده را Q و برون‌محوری آن را با e نشان داده و فرض کنید که تعیین

نشست S_e و زاویه دوران ϵ مورد نظر باشد (شکل ۳-۲۷).

۲. با استفاده از رابطه ۳-۳۷ (بخش ۳-۷)، ظرفیت باربری نهایی $Q_{ult(e)}$ را محاسبه نمایید

(به تعویض علامت Q_{ult} به $Q_{ult(e)}$ توجه شود).

۳. ضریب اطمینان برای شالوده را از رابطه زیر حساب کنید.

$$FS = \frac{Q_{ult(e)}}{Q} = F_1 \quad (۷۵-۳)$$

۴. ظرفیت باربری نهایی $Q_{ult(e=0)}$ همان شالوده را با برون‌محوری $e = 0$ تعیین کنید

(رابطه ۳-۱۶).

۵. مقدار زیر را محاسبه نمایید:

$$\frac{Q_{ult(e=0)}}{F_1} = Q_{(e=0)} \quad (۷۶-۳)$$

توجه شود که $Q_{(e=0)}$ بار مجاز شالوده با ضریب اطمینان $FS = F_1$ برای بارگذاری محوری می‌باشد.

۶. برای بار $Q_{(e=0)}$ ، مقدار نشست آنی را با یکی از روشهای ارائه شده در بخشهای ۳-۱۰ تا

۳-۱۲ محاسبه نمایید و نتیجه را با $S_{e(e=0)}$ نشان دهید.

۷. حال با استفاده از روابط زیر، S_e و ϵ را محاسبه کنید:

$$S_e = S_{e(e=0)} \left[1 - 2 \left(\frac{\epsilon}{B} \right) \right]^2 \quad (۷۷-۳)$$

↑

گام ۶

$$t = \tan^{-1} \left[CS_e \left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}} \right) \right] \quad (۷۸-۳)$$

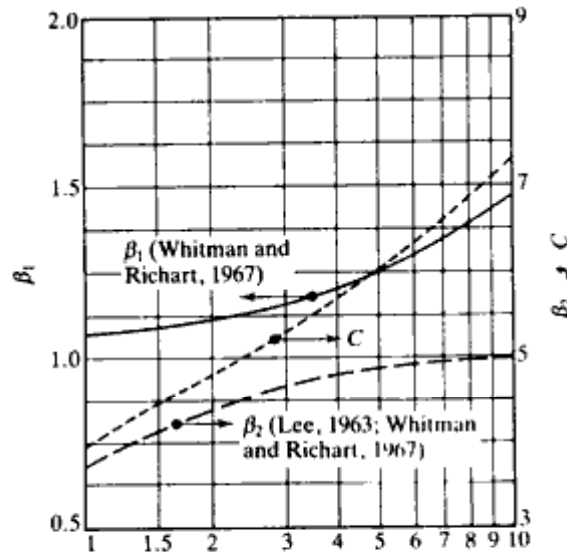
$$C = \beta_1 \beta_2 \quad (۷۹-۳)$$

$$\beta_1, \beta_2 = \text{ضرایبی که بستگی به نسبت } L/B \text{ دارند} \quad (۸۰-۳)$$

(لی ۱۹۶۳، ویتمن و ریچارت ۱۹۷۶)

در شکل ۳-۲۸ تغییرات β_1 ، β_2 و C نشان داده شده است. توجه شود که β_1 به‌نشست قائم و β_2

به‌دوران مربوط می‌شود.



شکل ۳-۲۸- تغییرات β_1 ، β_2 ، C و L/B

مثال ۳-۱۱

در شکل ۳-۲۹ یک شالوده مربع نشان داده شده است. این شالوده تحت بار قائم 180 کیلونیوتن و لنگر 27 کیلونیوتن متر قرار دارد. با استفاده از روش ارائه شده در بخش ۳-۱۴، نشست و دوران S_e و t را محاسبه کنید.

حل:

گام ۱. داریم:

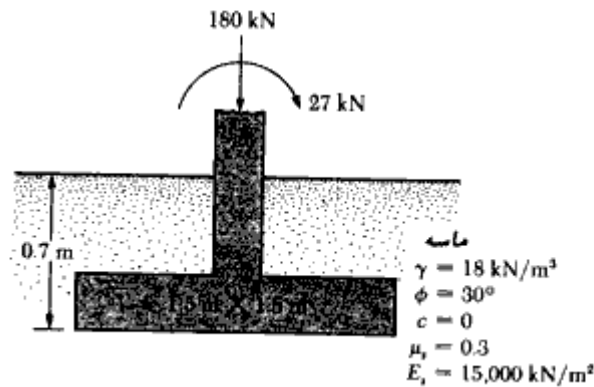
$$Q = 180 \text{ kN}, \quad M = 27 \text{ kN-m}, \quad e = M/Q = 27/180 = 0.15 \text{ m}$$

گام ۲. مقدار $Q_{ult(e)}$ در مثال ۳-۶ محاسبه شده است. داریم:

$$Q_{ult(e)} = 988 \text{ kN}$$

گام ۳. از رابطه ۳-۷۵ ضریب اطمینان F_1 محاسبه می‌شود:

$$F_1 = \frac{Q_{ult(e)}}{Q} = \frac{988 \text{ kN}}{180} = 5.49$$



شکل ۳-۲۹

گام ۴. تعیین $Q_{ult(e=0)}$ از رابطه ۳-۱۶ با $c = 0$ داریم:

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

$$q = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ \quad \text{جدول ۳-۲}, N_q = 18.4 \quad \text{و} \quad N_\gamma = 22.4$$

از جدول ۳-۴ داریم:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.5}{1.5}\right) \tan 30 = 1.577$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 0.6$$

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

$$\begin{aligned}
 q_u &= (12.6)(18.4)(1.577)(1.135) + \left(\frac{1}{2}\right)(18)(1.5)(22.4)(0.6)(1) \\
 &= 414.97 + 181.44 = 596.41 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

در نتیجه

$$Q_{ult(e=0)} = (596.41)(1.5 \times 1.5) = 1342 \text{ kN}$$

گام ۵. تعیین $Q_{ie=0}$

از رابطه ۳-۷۶ داریم:

$$Q_{(e=0)} = \frac{Q_{ult(e=0)}}{F_1} = \frac{1342}{5.49} = 244.4 \text{ kN/m}^2$$

گام ۶. تعیین $S_{(e=0)}$
از رابطه ۳-۶۷ می‌توان نوشت:

$$S_{(e=0)} = \frac{B(Q_{e=0})}{E_s(B \times L)} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

برای $L/B = 1$ با توجه به شکل ۳-۲۳ مقدار $\alpha_r \approx 0.82$ به دست می‌آید. با فرض $\mu_s = 0.3$ و $E_s = 15,000 \text{ kN/m}^2$ می‌توان نوشت:

$$S_{(e=0)} = \frac{(1.5)(244.4)}{(15,000)(1.5 \times 1.5)} (1 - 0.3^2) 0.82 = 0.0081 \text{ m} = 8.1 \text{ mm}$$

گام ۷. از رابطه ۳-۷۷ داریم:

$$S_e = S_{(e=0)} \left[1 - 2 \left(\frac{e}{B} \right) \right]^2$$

$$= (8.1) [1 - (2)(0.1)]^2 = 5.18 \text{ mm}$$

و همچنین از رابطه ۳-۷۸:

$$t = \tan^{-1} \left[C S_e \left(\frac{e/B}{\sqrt{BL}} \right) \right]$$

$B/L = 1, C \approx 3.95$ (شکل ۳-۲۸)

در نتیجه

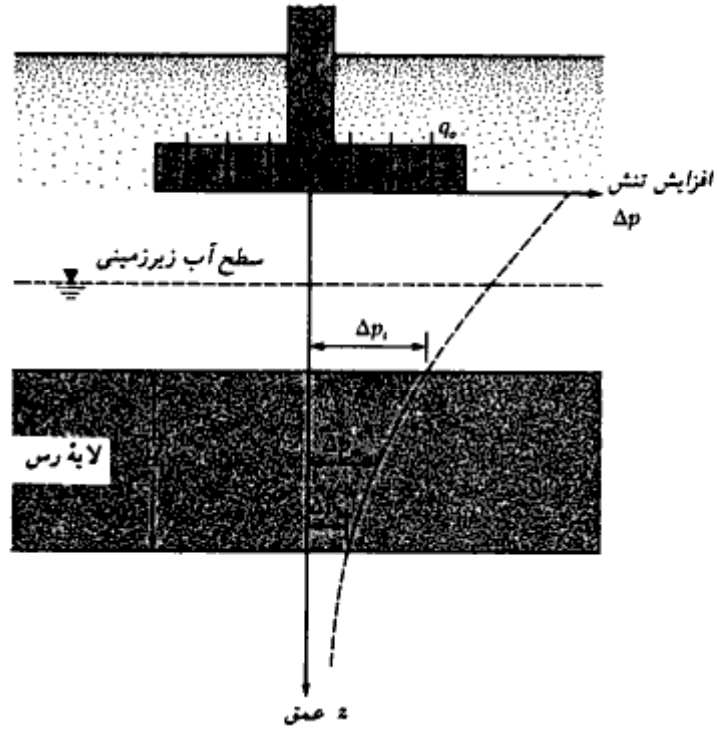
$$t = \tan^{-1} \left[(3.95) \left(\frac{5.18 \text{ mm}}{1000} \right) \left(\frac{0.1}{\sqrt{(1.5)(1.5)}} \right) \right]$$

$$= 0.078 \text{ deg}$$

۳-۱۵ نشست تحکیم

همان‌طور که گفته شد، نشست تحکیم یک نشست تابع زمان است و در خاکهای رسی که تحت افزایش تنش به علت احداث شالوده قرار می‌گیرند، به وجود می‌آید (شکل ۳-۳۰).
در فصل ۱، روابط تحکیم یکبعدی به صورت زیر ارائه شد:

$$S_e = \int e_v \cdot dz$$



شکل ۳-۳۰- محاسبه نشست تحکیم

e_o = کرنش قائم

$$= \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Δe = تغییرات نسبت تخلخل

$$= f(p_o, p_c, \text{ و } \Delta p)$$

در نتیجه :

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{av}}{p_o} \quad (\text{برای رس عادی تحکیم یافته}) \quad (۶۵-۱)$$

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{av}}{p_o} \quad (\text{برای رس پیش تحکیم یافته}) \quad (۶۷-۱)$$

با $(p_o + \Delta p_{av} < p_c)$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{av}}{p_c} \quad (۱ - ۶۹) \quad \text{برای رس پیش تحکیم یافته با}$$

$$(p_o < p_c < p_o + \Delta p_{av})$$

که در آن:

$$p_o = \text{فشار مؤثر متوسط در روی لایه رسی قبل از احداث شالوده}$$

$$\Delta p_{av} = \text{افزایش فشار متوسط روی لایه رسی به علت احداث شالوده}$$

$$p_c = \text{فشار پیش تحکیمی}$$

$$e_o = \text{نسبت تخلخل اولیه لایه رسی}$$

$$C_c = \text{نشانه فشردگی}$$

$$C_s = \text{نشانه تورم}$$

$$H_c = \text{ضخامت لایه رسی}$$

در فصل ۱، روش تعیین نشانه فشردگی و نشانه تورم ارائه شده است.

توجه شود که افزایش فشار Δp در لایه رسی، در عمق ثابت نیست. مقدار Δp با افزایش عمق از سطح زیرین شالوده، کاهش می‌یابد. افزایش فشار متوسط را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b) \quad (۳ - ۸۱)$$

که در آن Δp_t ، Δp_m و Δp_b به ترتیب افزایش فشار در بالا، وسط، و پایین لایه رسی مورد نظر، به علت احداث شالوده می‌باشند.

در بخش ۳-۱۷ روش تعیین افزایش فشار به علت انواع مختلف بارهای وارد بر سطح زمین ارائه خواهد شد.

۳-۱۶ اصلاح اسکمپتون و بیروم در روابط نشست تحکیم

روابط نشست تحکیم ارائه شده در بخش قبل، بر پایه معادلات ۱-۶۵، ۱-۶۷ و ۱-۶۹ قرار دارند. همان‌طور که در فصل اول مشاهده شد، این روابط بر پایه آزمایش تحکیم یک‌بعدی در آزمایشگاه قرار دارند. فرض اساس در تعیین این روابط این است که افزایش فشار حفره‌ای (Δu) در هر عمق بلافاصله بعد از اعمال بار، مساوی افزایش تنش (Δp) در آن عمق می‌باشد. برای این حالت:

$$S_{c(oad)} = \int \frac{\Delta e}{1 + e_o} dz = \int m_v \Delta p_{(1)} dz \quad (۸۲-۳)$$

که در آن:

$S_{c(oad)}$ = نشست تحکیم محاسبه شده از روابط ۱-۶۵، ۱-۶۷ و ۱-۶۹

$\Delta p_{(1)}$ = افزایش تنش قائم (به تغییر علامت از Δp توجه فرمایید)

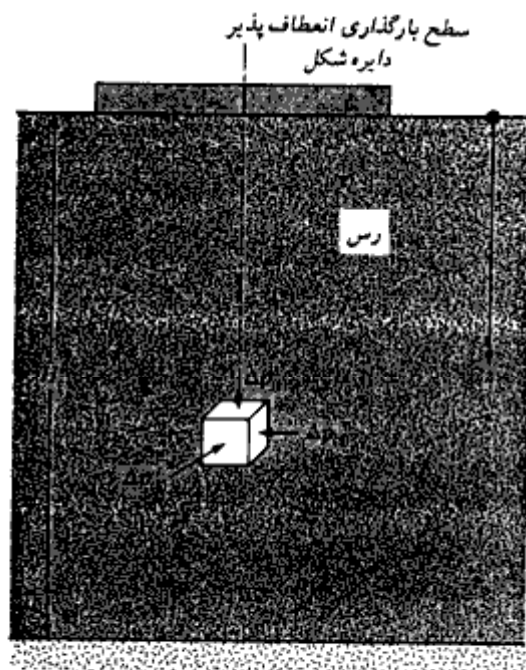
m_v = ضریب قابلیت فشردگی حجمی

در صحرا، وقتی که بار به سطح محدودی در روی زمین اعمال شود، فرض فوق صحیح نیست. برای بررسی این موضوع، مطابق شکل ۳-۳۱، یک شالوده دایره را بر روی یک لایه رسی در نظر بگیرید. افزایش تنش قائم و افقی در یک نقطه از لایه رسی در زیر مرکز شالوده، به ترتیب $\Delta p_{(1)}$ و $\Delta p_{(3)}$ می‌باشند. برای رس اشباع، افزایش فشار حفره‌ای در هر عمق را می‌توان طبق رابطه زیر تعریف کرد:

$$\Delta u = \Delta p_{(3)} + A[\Delta p_{(1)} - \Delta p_{(3)}] \quad (۸۳-۳)$$

که در آن

A = پارامتر فشار حفره‌ای (به فصل ۱ مراجعه نمایید).



شکل ۳-۳۱- شالوده دایره روی لایه رسی

برای این حالت می‌توان نوشت:

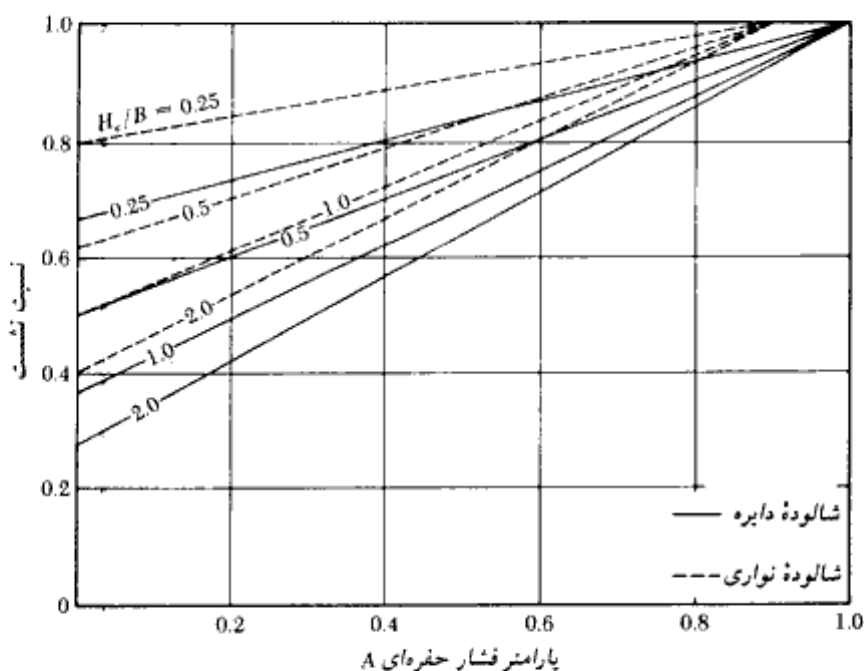
$$S_c = \int m_v \Delta u \, dz = \int (m_v) \{ \Delta p_{(3)} + A[\Delta p_{(1)} - \Delta p_{(3)}] \} \, dz \quad (۸۴-۳)$$

با ترکیب روابط ۸۲-۳ و ۸۴-۳ به‌دست می‌آید:

$$K_{cir} = \frac{S_c}{S_{closed}} = \frac{\int_0^{H_c} m_v \Delta u \, dz}{\int_0^{H_c} m_v \Delta p_{(1)} \, dz} = A + (1 - A) \left[\frac{\int_0^{H_c} \Delta p_{(3)} \, dz}{\int_0^{H_c} \Delta p_{(1)} \, dz} \right] \quad (۸۵-۳)$$

که در آن K_{cir} نسبت نشست^۱ برای شالوده دایره است:

نسبت نشست برای شالوده نواری (K_{str}) را می‌توان به روشی مشابه شالوده دایره تعیین نمود. تغییرات K_{cir} و K_{str} برحسب A و نسبت H_c/B در شکل ۳-۳۲ نشان داده شده است ($B =$ قطر



شکل ۳-۳۲ - نسبت نشست شالوده دایره (K_{cir}) و شالوده نواری (K_{str})

1- settlement ratio

شالوده دایره شکل، $B =$ عرض شالوده نواری).

در زیر روش تعیین نشست تحکیم طبق نظریه اسکمپتون و بیروم (۱۹۵۷) ارائه می شود:

۱. نشست تحکیم را با استفاده از روش شرح داده شده در بخش ۳ - ۱۵ تعیین نموده و S_c به دست آمده را برای گامهای بعدی با S_{closed} نمایش دهید.
۲. پارامتر فشار حفره ای A را تعیین نمایید.
۳. نسبت H_c/B را تعیین کنید.
۴. با استفاده از شکل ۳ - ۳۲، نسبت نشست را به دست آورید.
۵. نشست واقعی را از رابطه زیر محاسبه نمایید:

$$S_c = S_{closed} \times \text{نسبت نشست} \quad (۳ - ۸۶)$$

↓
گام ۱

تکنیک فوق اغلب به اصلاح اسکمپتون - بیروم در روی نشست تحکیم معروف است.

۳ - ۱۷ افزایش تنش قائم در توده خاک به علت اعمال بار شالوده (برای محاسبات نشست تحکیم)

تنش به علت بار متمرکز

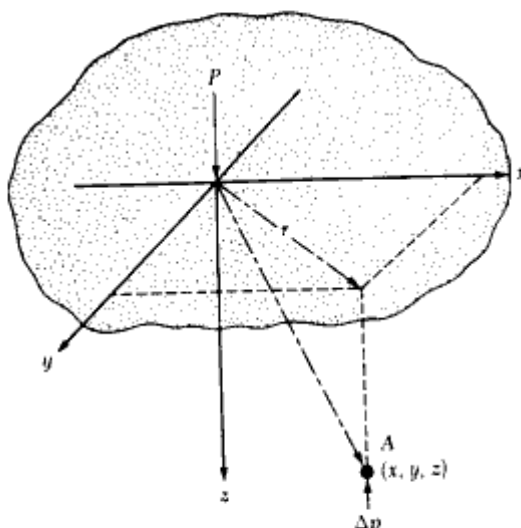
در سال ۱۸۸۵، بوسینسک یک رابطه ریاضی برای تعیین افزایش تنش قائم و تنش برشی در یک نقطه در داخل یک محیط الاستیک، همگن و ایزوتروپیک (همسانگرد) به علت اعمال بار متمرکز در نقطه ای در روی سطح محیط فوق، برقرار نمود (شکل ۳ - ۳۳).

طبق این تحلیل، افزایش تنش قائم (Δp) در نقطه A (شکل ۳ - ۳۳) به علت بار متمرکز به مقدار P به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \quad (۳ - ۸۷)$$

که در آن:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$



شکل ۳-۳۳- افزایش تنش قائم در نقطه A به علت اعمال بار متمرکز P

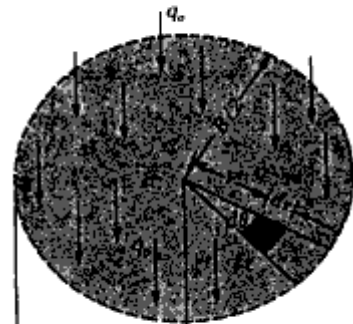
مختصات نقطه $A = x, y, z$

توجه شود که رابطه ۳-۸۷ بستگی به ضریب پواسون خاک ندارد.

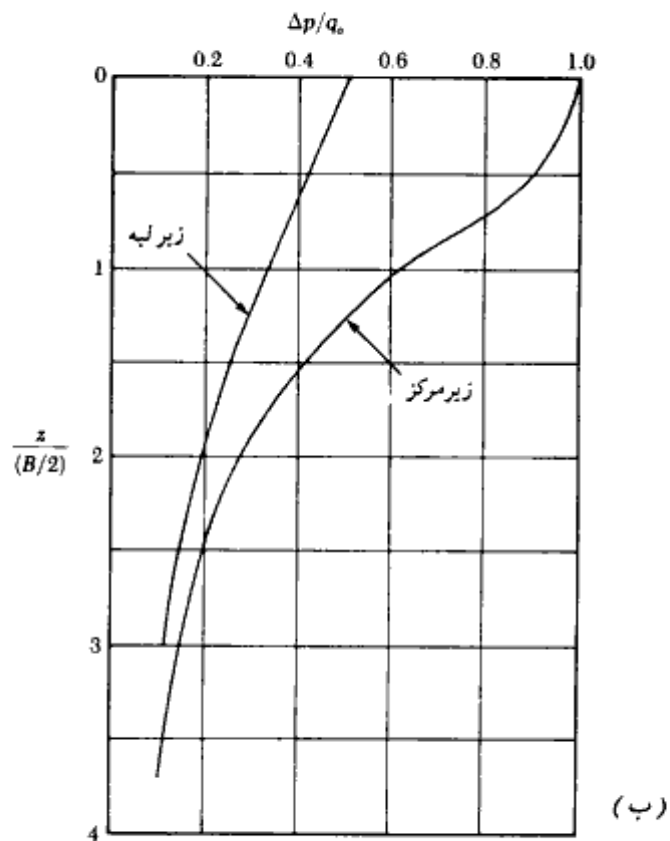
افزایش تنش به علت سطح بارگذاری دایروی انعطاف پذیر با شدت یکنواخت با استفاده از رابطه بوسینسک، می توان رابطه ای برای تعیین تنش قائم در زیر مرکز یک سطح بارگذاری دایروی انعطاف پذیر با شدت یکنواخت برقرار کرد (شکل ۳-۳۴- الف). شدت بار را q_0 و شعاع آن را $B/2$ در نظر بگیرید. به منظور تعیین افزایش تنش در نقطه A که در عمق z در زیر مرکز سطح دایره قرار دارد، یک جزء سطح مطابق شکل ۳-۳۴- الف در روی سطح بارگذاری دایروی در نظر بگیرید (در شکل این جزء با رنگ تیره مشخص است). بار موجود در روی این جزء سطح مساوی $q_0 r d\theta dr$ می باشد. این بار را می توان مثل بار نقطه ای فرض کرد. افزایش تنش در نقطه A به علت این بار متمرکز از رابطه ۳-۸۷ به دست می آید:

$$dp = \frac{3(q_0 r d\theta dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \quad (۳-۸۸)$$

با انتگرال گیری از رابطه فوق، افزایش تنش به علت کل بار دایروی در نقطه A واقع در زیر مرکز



(الف)



شکل ۳-۳۴- افزایش تنش به علت سطح بارگذاری دایروی انعطاف پذیر با شدت یکنواخت

شالوده به دست می‌آید:

$$\Delta p = \int dp = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi} \int_{r=0}^{r=B/2} \frac{3(q_0 r d\theta dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$= q_0 \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{3/2}} \right\} \quad (۸۹-۳)$$

با استفاده از معادله فوق، در شکل ۳-۳۴ ب نمودار $\Delta p/q_0$ در مقابل $z/(B/2)$ برای نقاط واقع در زیر مرکز رسم شده است. به روش مشابهی می‌توان افزایش تنش را در نقطه A' واقع در عمق z در زیر لبه سطح دایره تعیین کرد. در شکل ۳-۳۴ ب نمودار تغییرات $\Delta p/q_0$ برای نقطه A' نیز رسم شده است.

افزایش تنش قائم در زیر سطح بارگذاری انعطاف‌پذیر مستطیلی با شدت یکنواخت با انتگرال‌گیری از رابطه بوسینسک، می‌توان افزایش تنش قائم در نقطه A واقع در عمق z در زیر گوشه یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر با شدت یکنواخت را محاسبه نمود (شکل ۳-۳۵ الف). بدین منظور جزء سطح $dA = dx \cdot dy$ را در روی سطح بارگذاری در نظر بگیرید. اگر شدت بار q_0 باشد، بار موجود در روی جزء سطح برابر خواهد شد با:

$$dP = q_0 dx dy \quad (۹۰-۳)$$

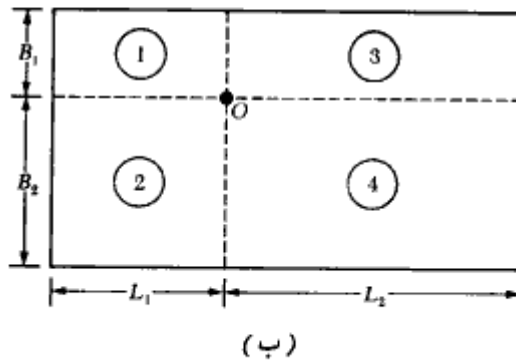
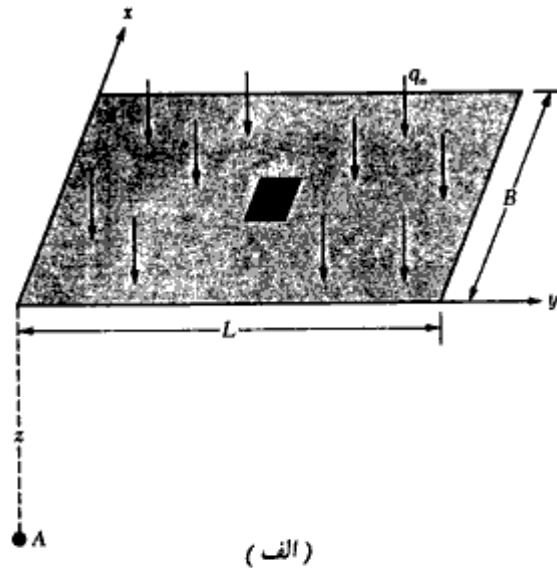
جزء بار dP را می‌توان مثل بار متمرکز در نظر گرفت. با استفاده از رابطه ۳-۸۷، می‌توان افزایش تنش به علت این بار متمرکز را در A تعیین نمود. برای این کار کافی است در رابطه مذکور، $dP = q_0 dx dy$ جایگزین P و $x^2 + y^2$ جایگزین r^2 شود. بنابراین:

$$dP \text{ به علت } A = \frac{3q_0(dx \cdot dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

با انتگرال‌گیری از رابطه فوق، می‌توان افزایش تنش در نقطه A به علت کل بار مستطیلی را تعیین نمود:

$$\Delta p = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0(dx dz)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I \quad (۹۱-۳)$$

که در آن Δp افزایش تنش در نقطه A واقع در زیر گوشه بار به علت کل بار مستطیلی است. در رابطه



شکل ۳-۳۵- تعیین تنش در زیر یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف پذیر

۳-۹۱ داریم:

$$I = \text{ضریب تأثیر} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \quad (۳-۹۲)$$

که در آن:

$$m = \frac{B}{z} \quad (۹۳-۳)$$

و

$$n = \frac{L}{z} \quad (۹۴-۳)$$

تغییرات ضریب تأثیر با m و n در جدول ۳-۷ و نمودار شکل ۳-۳۶ ارائه شده است. با استفاده از رابطه ۳-۹۱ می‌توان تنش را در هر نقطه دلخواه دیگر واقع در زیر سطح بارگذاری مستطیل، محاسبه نمود. روش کار در شکل ۳-۳۵ ب نشان داده شده است. به عنوان مثال، برای تعیین تنش در عمق z زیر نقطه O ، سطح بارگذاری طوری به چهار قسمت تقسیم می‌شود که نقطه O در گوشه آنها قرار گیرد. حال می‌توان افزایش تنش در عمق z زیر نقطه O را به علت هر یک از چهار مستطیل با استفاده از رابطه ۳-۹۱ تعیین کرد. افزایش تنش کل به علت اثر همزمان هر چهار مستطیل برابر خواهد شد با:

$$\Delta p = q_0(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \quad (۹۵-۳)$$

که در آن I_1, I_2, I_3 و I_4 به ترتیب ضرایب تأثیر برای مستطیلهای ۱، ۲، ۳، ۴ می‌باشند. استفاده از این روش در مثال ۳-۱۲ نشان داده شده است. در شکل ۳-۳۷ نیز تغییرات $\Delta p/q_0$ در زیر مرکز مستطیلهایی با نسبت ابعاد ∞ و ۱، ۱.۵، ۲ و $L/B = 1$ نشان داده شده است که در حل مسائل می‌تواند مفید واقع شود. اطلاعات لازم برای رسم این منحنیها از جدول ۳-۷ استخراج شده است.

محاسبه افزایش تنش در زیر یک شالوده مستطیلی - روش شیب ۲ به ۱
یک روش تقریبی جهت محاسبه افزایش تنش به علت یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر، استفاده از روش شیب ۲ به ۱ می‌باشد (شکل ۳-۳۸-۱). طبق این روش، افزایش تنش در عمق z از زیر شالوده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta p = \frac{q_0 \times B \times L}{(B+z)(L+z)} \quad (۹۶-۳)$$

اساس برقراری رابطه ۳-۹۶ این است که تنش در زیر شالوده با شیب ۲ قائم به ۱ افقی گسترش می‌یابد.

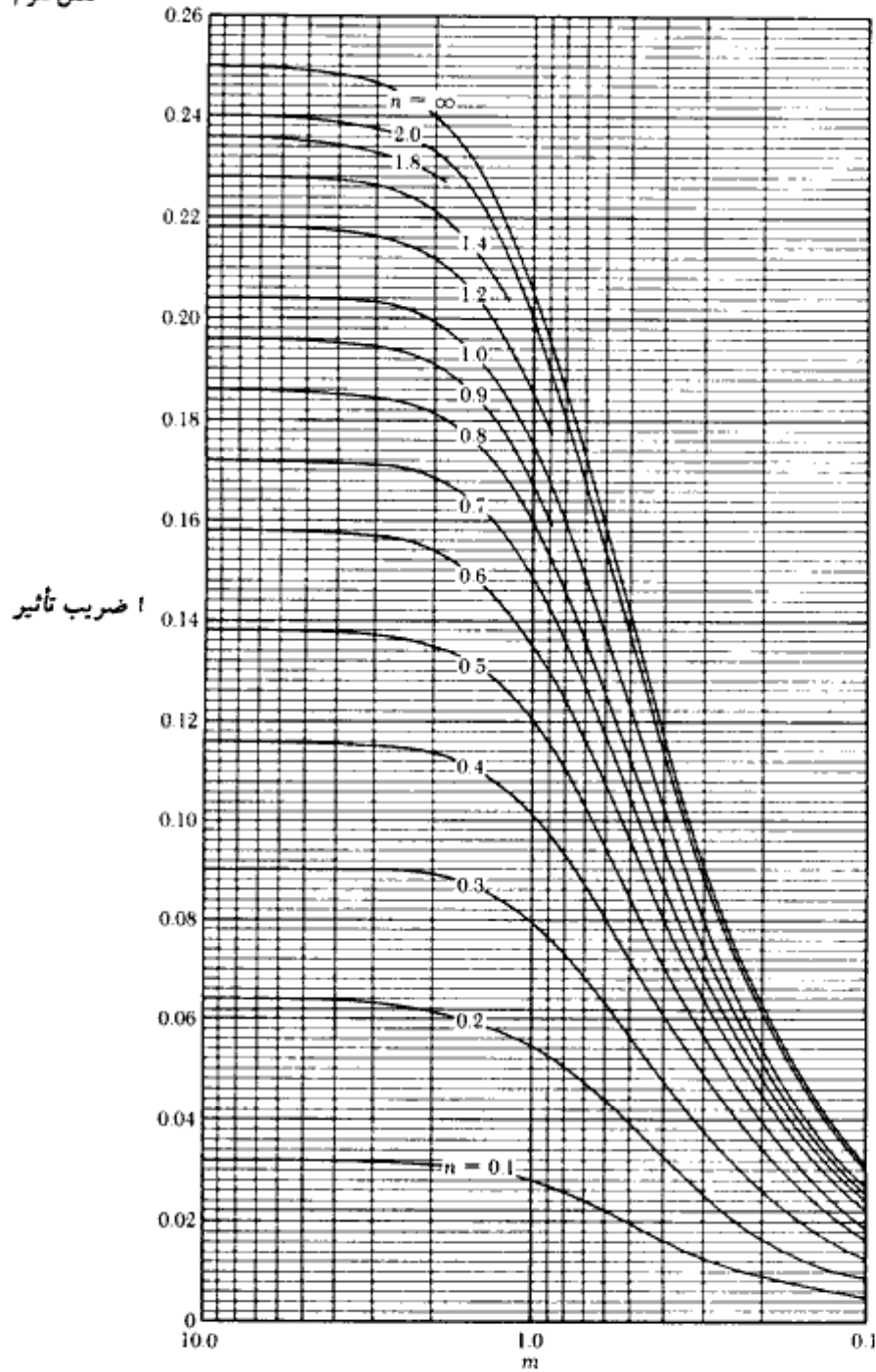
جدول ۳-۷ - تغییرات ضریب تاثیر (رابطه ۳-۹۲)

m	n													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4		
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007		
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894		
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561		
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10508	0.10919		
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12512	0.13003		
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749		
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199		
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389		
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357		
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139		
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278		
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020		
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510		
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836		
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058		
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364		
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499		
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600		
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632		
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644		
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652		
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654		
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656		

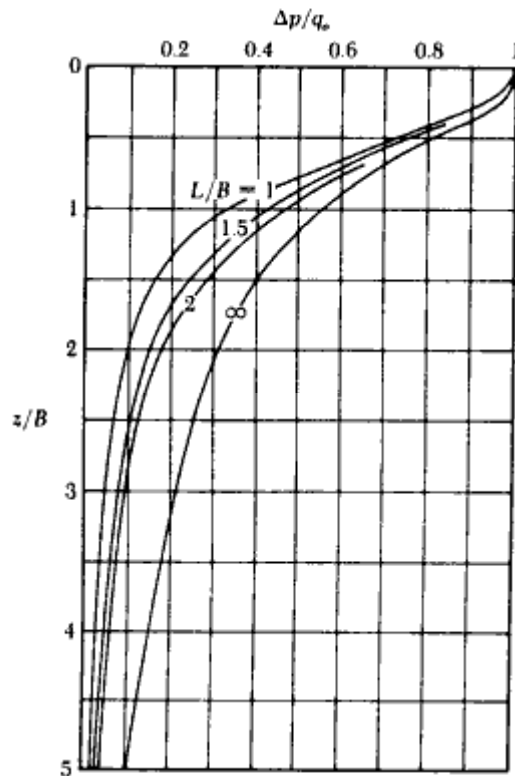
شالوده‌های سطحی

جدول ۳-۷- دینام

m	n										
	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000



شکل ۳-۳۶- تغییرات ضریب تأثیر α بر حسب m و n



شکل ۳-۳۷- افزایش تنش در زیر مرکز یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف پذیر با شدت یکنواخت

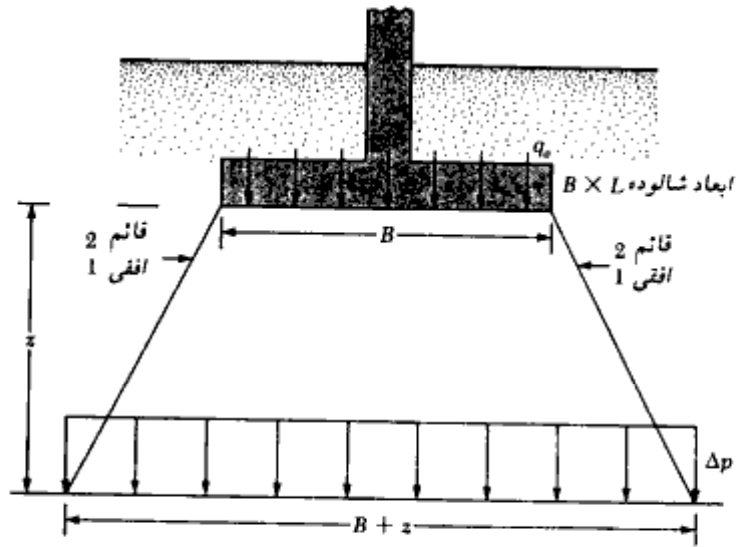
متوسط افزایش تنش به علت سطح بارگذاری مستطیلی در بخش گذشته افزایش تنش قائم در زیر گوشه یک سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت، به صورت زیر بیان شد (رابطه ۳-۹۱):

$$\Delta p = qI$$

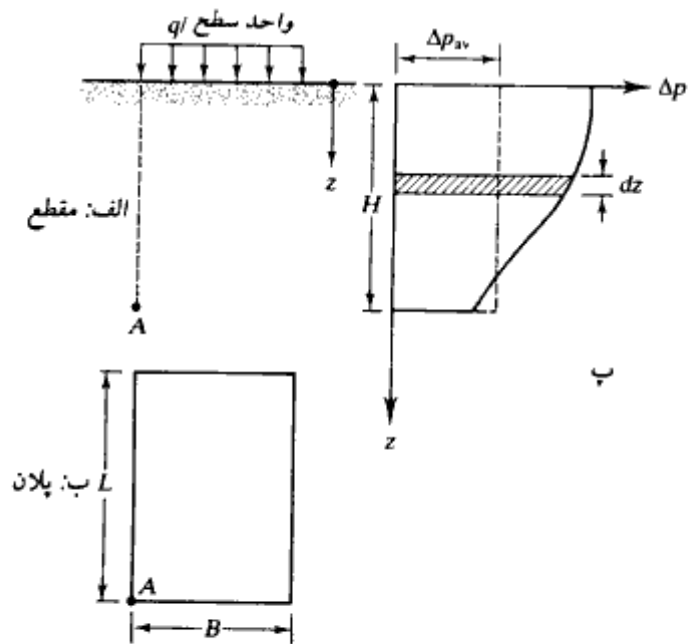
در اغلب موارد لازم می‌شود که متوسط افزایش تنش، Δp_{av} ، در زیر گوشه یک سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت در محدوده عمق $z = 0$ تا $z = H$ به دست آید (شکل ۳-۳۸- II- پ). این کار را می‌توان با استفاده از رابطه زیر انجام داد:

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{H} \int_0^H (qI_3) dz = qI_4$$

(الف)



شکل ۳-۳۸-۱- روش ۲ به ۱ برای تعیین افزایش تنش در زیر شالوده



شکل ۳-۳۸-۲- افزایش تنش قائم متوسط در زیر گوشه یک سطح بارگذاری مستطیلی

که در آن:

$$I_4 = f(m', n')$$

$$m' = \frac{B}{H}$$

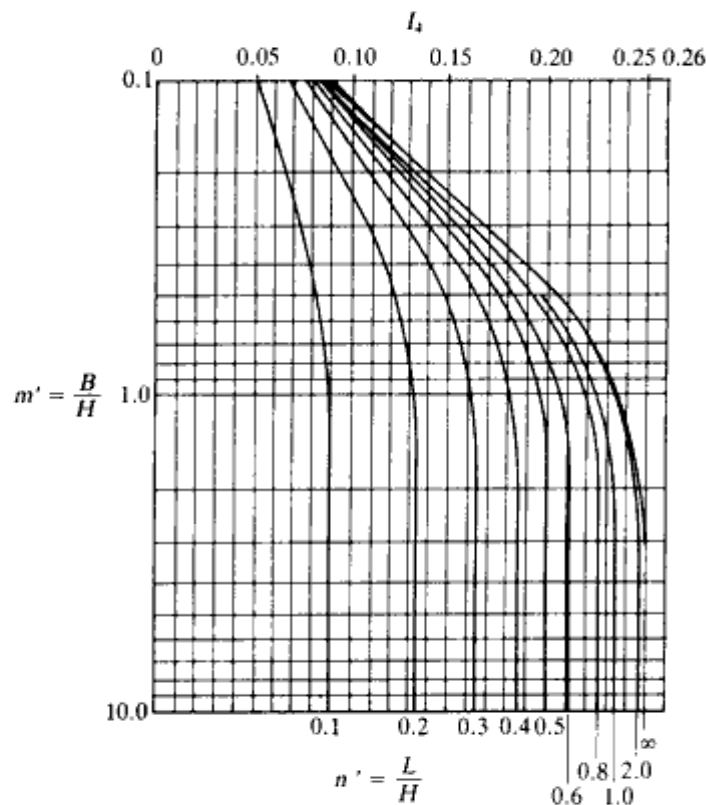
$$n' = \frac{L}{H}$$

تغییرات I_4 مطابق شکل ۳-۳۸-III است.

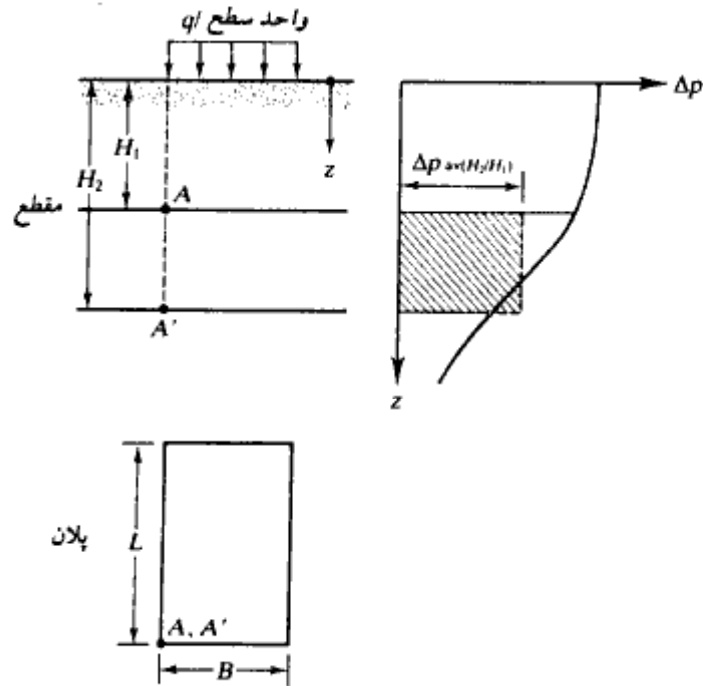
در عمل برای محاسبه نشست تحکیم در زیر شالوده، ممکن است لازم شود که افزایش متوسط تنش بین اعماق $z = H_1$ تا $z = H_2$ مطابق شکل ۳-۳۸-IV محاسبه شود. این کار را می‌توان به کمک رابطه زیر انجام داد:

$$\Delta p_{av(H_2/H_1)} = q \left[\frac{H_2 I_{4(H_2)} - H_1 I_{4(H_1)}}{H_2 - H_1} \right]$$

(ب)



شکل ۳-۳۸-III - تغییرات ضریب تأثیر I_4 با m' و n'



شکل ۳-۳۸-IV. متوسط افزایش تنش از عمق $z=H_1$ تا $z=H_2$ در زیر گوشه یک سطح بارگذاری مستطیلی

که در این رابطه:

متوسط افزایش تنش در زیر گوشه یک

سطح بارگذاری مستطیلی بین اعماق $z=H_1$ تا $z=H_2$

$$I_{4(H_2)} = I_4 \text{ برای } z=0 \text{ تا } z=H_2$$

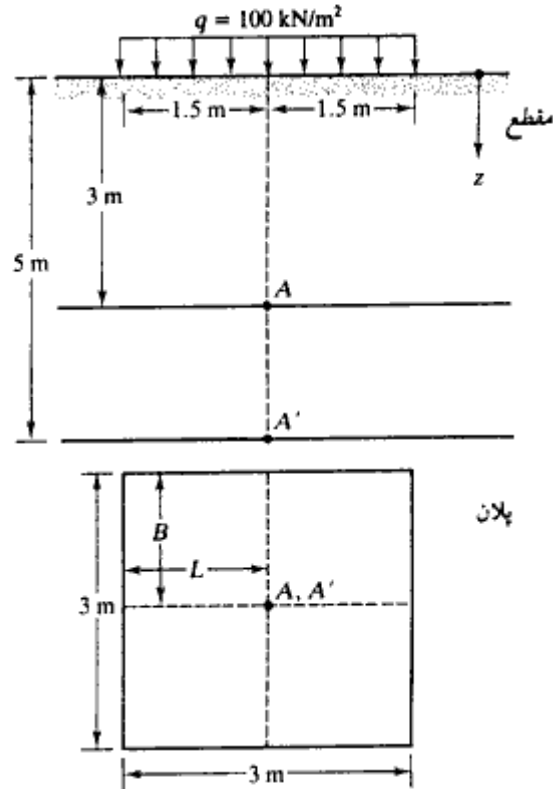
$$= f\left(m' = \frac{B}{H_2}, n' = \frac{L}{H_2}\right)$$

$$I_{4(H_1)} = I_4 \text{ برای } z=0 \text{ تا } z=H_1$$

$$= f\left(m' = \frac{B}{H_1}, n' = \frac{L}{H_1}\right)$$

مثال

در شکل نشان داده شده مطلوبست تعیین متوسط افزایش تنش در زیر مرکز سطح بارگذاری شده



شکل ۳-۳۸-۷- مربوط به مثال

بین اعماق $z = 3\text{ m}$ تا $z = 5\text{ m}$ (یعنی بین نقاط A و A')

حل:

مطابق شکل، سطح بارگذاری به چهار مربع $1/5 \times 1/5$ متر ($L \times B$) تجزیه می‌شود. به کمک رابطه ب، متوسط افزایش تنش در اعماق مورد نظر در زیر گوشه هر یک از مستطیل‌ها برابر است با:

$$\Delta p_{4(H_2, H_1)} = q \left[\frac{H_2 I_{4(H_2)} - H_1 I_{4(H_1)}}{H_2 - H_1} \right] = 100 \left[\frac{(5)I_{4(H_2)} - (3)I_{4(H_1)}}{5 - 3} \right]$$

$$\text{برای } I_{4(H_2)}: m' = \frac{B}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

$$n' = \frac{L}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

$$(III - 38 - 3 \text{ شکل}) m' = 0.3 = n', I_{4(H_1)} = 0.136$$

$$\text{برای } I_{4(H_1)}: m' = \frac{B}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$n' = \frac{L}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$(III - 38 - 3 \text{ شکل}) I_{4(H_1)} = 0.175.$$

$$\Delta p_{av(H_2/H_1)} = 100 \left[\frac{(5)(0.136) - (3)(0.175)}{5 - 3} \right] = 7.75 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین متوسط افزایش تنش بین اعماق $z = 3 \text{ m}$ و $z = 5 \text{ m}$ در زیر مرکز سطح بارگذاری شده برابر است با:

$$4\Delta p_{av(H_2/H_1)} = (4)(7.75) = 31 \text{ kN/m}^2$$

افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی با بار خطی

در شکل ۳-۳۸-۶ یک سطح بارگذاری مستطیلی با ابعاد $L \times B$ با بار خطی نشان داده شده است. شدت بار خطی در $y = 0$ مساوی \circ و در $y = B$ مساوی q می‌باشد. به کمک رابطه اصلی بوسینسک، جارکیو، و جارکیو^۱ (۱۹۸۴) روابطی برای افزایش تنش قائم در زیر گوشه با شدت بار صفر (مثل نقطه A) و در زیر گوشه با شدت بار حداکثر (مثل نقطه B) به دست آورند: برای نقطه A (زیر گوشه با شدت بار صفر):

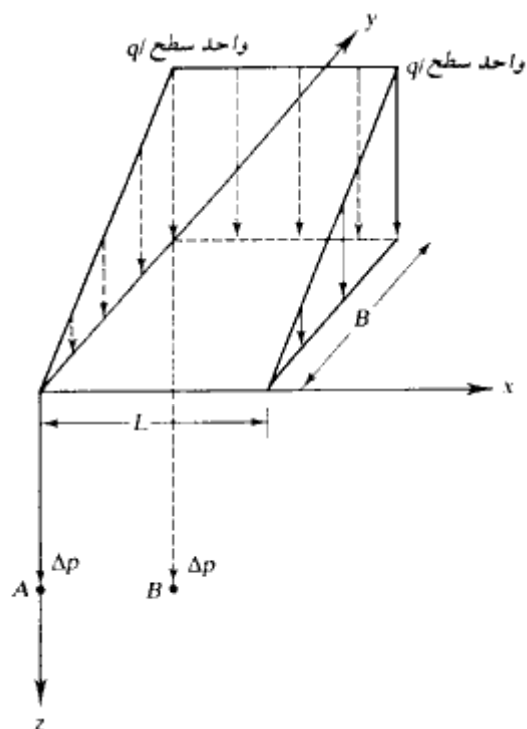
$$\Delta p = \frac{qz^3}{2\pi L^2 B} \left\{ \frac{L(z^2 + A'^2)}{z^2 A'} + \ln \left[\frac{(C + L)(A' - L)}{(C - L)(A' + L)} \right] - \frac{L(B^2 + C^2)}{B^2 C'} \right\}$$

(پ)

$$A' = \sqrt{z^2 + L^2}$$

$$B' = \sqrt{z^2 + B^2}$$

$$C' = \sqrt{z^2 + L^2 + B^2}$$



شکل ۳-۳۸-۷۱- تعیین افزایش تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی با بار خطی

برای نقطه B (زیر گوشه با شدت بار حداکثر)

$$\Delta p = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{LBz(A'^2 + B'^2)}{A'^2 B'^2 C'} + \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left(\frac{zC}{LB} \right) \right] - \frac{qz^3}{2\pi L^2 B} \quad (ت)$$

$$\times \left\{ \frac{L(z^2 + A'^2)}{z^2 A'} + \ln \left[\frac{(C+L)(A'-L)}{(C-L)(A'+L)} \right] - \frac{L(B'^2 + C'^2)}{B'^2 C'} \right\}$$

اگر $L/z > 12$ باشد، بدون اینکه از دقت مسئله کاسته شود، می‌توان از روابط زیر استفاده کرد:
افزایش تنش در نقطه A

$$\Delta p = \frac{q}{2\pi} \left(\frac{Bz}{z^2 + B^2} \right) \quad (ث)$$

افزایش تنش در نقطه B

$$\Delta p = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{Bz}{z^2 + B^2} + \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left(\frac{z}{B} \right) \right] - \frac{q}{2\pi} \left(\frac{Bz}{z^2 + B^2} \right) \quad (\text{ج})$$

افزایش تنش زیر خاکریز

شکل ۳-۳۹، مقطع یک خاکریز به ارتفاع H را نشان می‌دهد. افزایش تنش قائم به علت بارگذاری فوق را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$\Delta p = \frac{q_o}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (97-3)$$

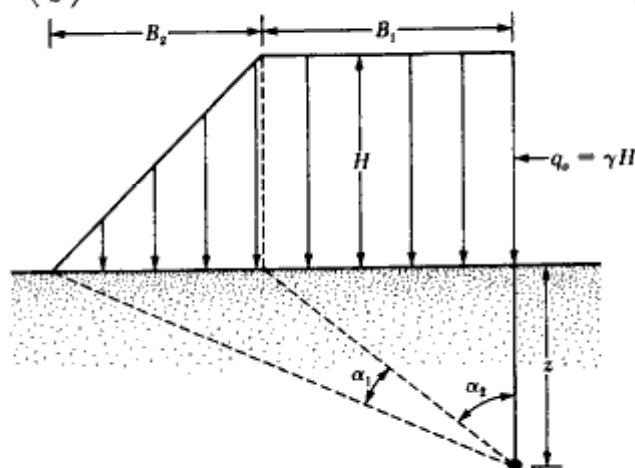
که در آن

$$q = \gamma H$$

 γ = وزن مخصوص خاک خاکریز H = ارتفاع خاکریز

$$\alpha_1 \text{ (radians)} = \tan^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (98-3)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (99-3)$$



شکل ۳-۳۹ - بار ناشی از خاکریز

رابطه ۳-۹۷ را می‌توان به شکل ساده زیر نوشت:

$$\Delta p = q_o I \quad (۳-۱۰۰)$$

که در آن I تابعی از B_1/z و B_2/z می‌باشد.

در شکل ۳-۴۰ تغییرات I با B_1/z و B_2/z ارائه شده است. در مثال ۳-۱۳ کاربرد این نمودار نشان داده می‌شود.

افزایش تنش قائم به علت هر نوع بارگذاری

با استفاده از نمودار تأثیر نیومارک (۱۹۴۲)، افزایش تنش قائم به علت هر سطح بارگذاری انعطاف‌پذیر با هندسه دلخواه، قابل محاسبه است. اصول این نمودار تأثیر بر پایه رابطه ۳-۸۹ (افزایش تنش قائم در زیر مرکز یک سطح دایره) قرار دارد. طبق رابطه ۳-۸۹ داریم:

$$\Delta p = q_o \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z} \right)^2 \right]^{3/2}} \right\}$$

که در آن $B/2 = R$ شعاع سطح بارگذاری شده است.

رابطه قبل را می‌توان به صورت زیر نوشت:

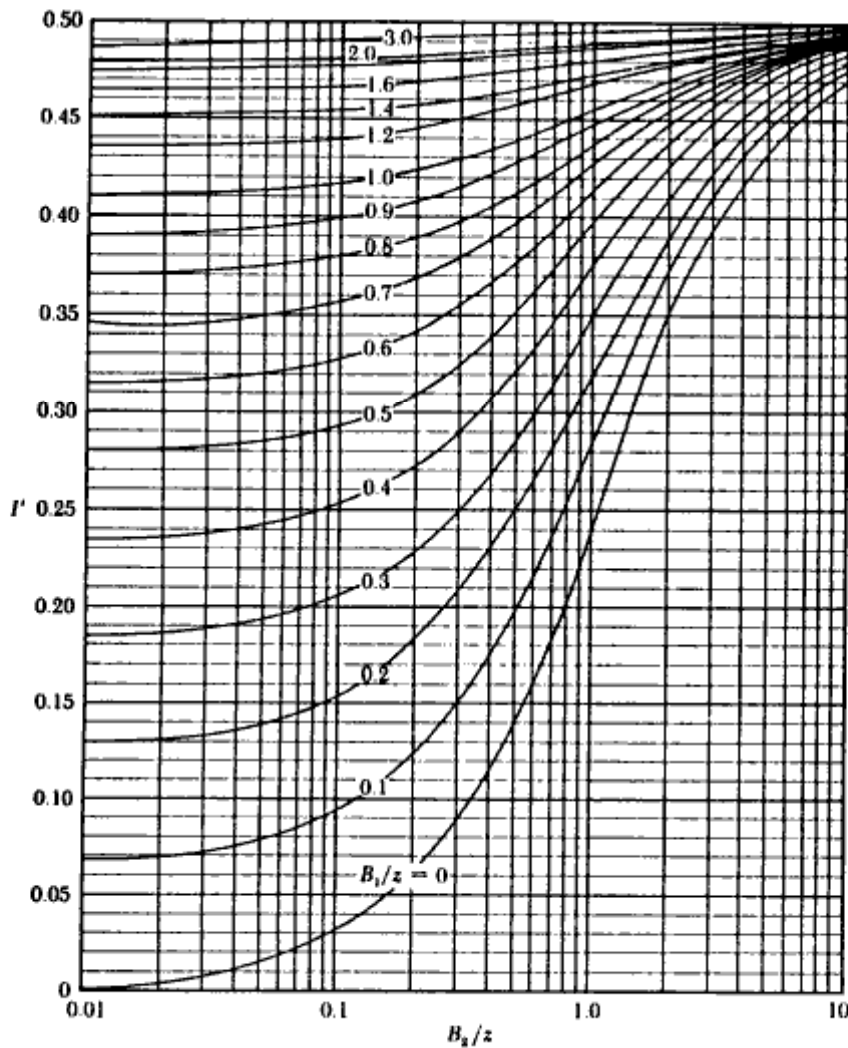
$$\frac{R}{z} = \left[\left(1 - \frac{\Delta p}{q_o} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{1/2} \quad (۳-۱۰۱)$$

با قرار دادن مقادیر مختلف $\Delta p/q_o$ در رابطه ۳-۱۰۱، می‌توان مقادیر R/z نظیر را تعیین نمود.

در جدول ۳-۸ مقادیر R/z نظیر ۱، ۰.۲، ۰.۱، ۰، $\Delta p/q_o$ ارائه شده است.

جدول ۳-۸ - مقادیر R/z مربوط به مقادیر مختلف $\Delta p/q_o$ (رابطه ۳-۱۰۱)

$\Delta p/q_o$	R/z
0	0
0.1	0.2698
0.2	0.4005
0.3	0.5181
0.4	0.6370
0.5	0.7664
0.6	0.9174
0.7	1.1097
0.8	1.3871
0.9	1.9084
1.0	∞



شکل ۳-۴۰- ضریب تأثیر r' برای بارگذاری خاکریز (اوستریگ ۱۹۶۷)

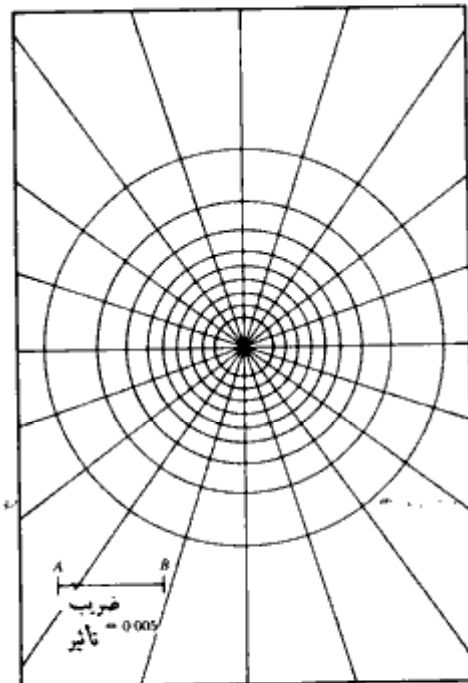
با استفاده از مقادیر بدون بعد R/z نشان داده شده در جدول ۳-۸، می‌توان دوائر متحدالمرکزی که دارای شعاعهایی مساوی R/z می‌باشند، رسم نمود. در شکل ۳-۴۱ یک نمونه از این دوائر نشان داده شده است. فاصله مقیاس AB در شکل ۳-۴۱ مساوی واحد انتخاب شده است. اولین دایره نقطه‌ای به شعاع صفر می‌باشد. به‌طور مشابه، دومین دایره دارای شعاعی مساوی $0/2698$ برابر AB است. شعاع آخرین دایره، بی‌نهایت است. این دوائر به‌توسط تعدادی خطوط شعاعی با فواصل

مساوی قطع داده شده‌اند. به نمودار حاصل، نمودار نیومارک گفته می‌شود. ضریب تأثیر نمودار نیومارک برابر است با:

$$IV (\text{ضریب تأثیر}) = \frac{1}{\text{تعداد چشمه‌های نمودار}} \quad (3-102)$$

برای نمودار شکل ۳-۴۱ مقدار ضریب تأثیر مساوی $IV = 1/200 = 0.005$ می‌باشد. در زیر روش گام به گام استفاده از نمودار نیومارک برای تعیین تنش قائم در زیر یک سطح بارگذاری با هندسه دلخواه ارائه می‌شود:

- گام ۱. عمق z نقطه‌ای را که قرار است تنش آن محاسبه شود، تعیین نمایید.
- گام ۲. طول مقیاس \overline{AB} را مساوی عمق z در نظر بگیرید.
- گام ۳. بر پایه مقیاس به دست آمده در گام ۲، پلان سطح بارگذاری را رسم کنید.
- گام ۴. پلان رسم شده در گام ۳ را طوری روی نمودار نیومارک قرار دهید که نقطه‌ای که محاسبه



شکل ۳-۴۱. نمودار نیومارک برای محاسبه تنش قائم (نیومارک ۱۹۴۲)

تنش در زیر آن مورد نظر است، بر مرکز نمودار منطبق شود.
گام ۵. تعداد چشمه‌های محصور شده در داخل پلان را بشمارید و آن را با N نشان دهید.
گام ۶. افزایش تنش را از رابطه زیر محاسبه کنید:

$$\Delta p = (IV)(N)(q_u) \quad (103-3)$$

که در آن q_u شدت بار یکنواخت موجود روی سطح بارگذاری شده است.

مثال ۳-۱۲

یک سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر با ابعاد $۲/۵ \times ۵$ متر در پلان و شدت بارگذاری $q_u = 145 \text{ kN/m}^2$ در روی سطح زمین قرار دارد. مطلوبست محاسبه افزایش تنش ناشی از این بارگذاری در عمق $۶/۲۵$ متر در زیر مرکز سطح بارگذاری. از رابطه ۳-۹۱ استفاده نمایید.

حل:

با مراجعه به شکل ۳-۳۵-ب داریم:

$$B_1 = \frac{2.5 \text{ m}}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m}$$

با استفاده از روابط ۳-۹۳ و ۳-۹۴ می‌توان نوشت:

$$m_1 = \frac{B_1}{z} = \frac{1.25}{6.25} = 0.2$$

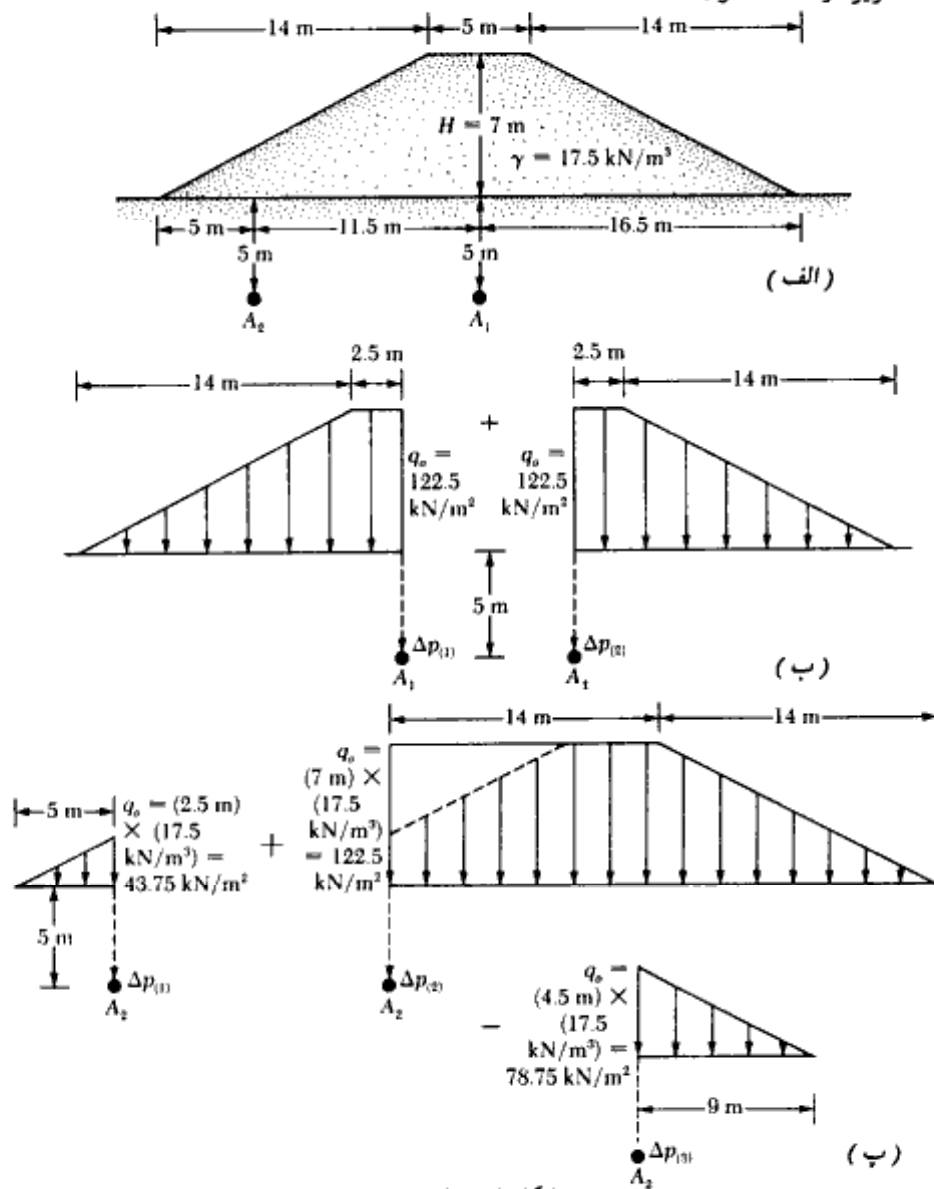
$$n_1 = \frac{L_1}{z} = \frac{2.5}{6.25} = 0.4$$

از جدول ۳-۷، برای $m_1 = 0.20$ و $n_1 = 0.4$ مقدار $I_1 = 0.0328$ به دست می‌آید. همچنین توجه داشته باشید که $I_1 = I_2 = I_3 = I_4$ می‌باشد. در نتیجه:

$$\Delta p = q_u(4I_1) = (145)(4)(0.0328) = 19.024 \text{ kN/m}^2$$

مثال ۳ - ۱۴

در شکل ۳-۴۲ الف، یک خاکریز نشان داده شده است. مطلوبست تعیین افزایش تنش در زیر خاکریز در نقاط A_1 و A_2



حل:

$$\gamma H = (17.5)(7) = 122.5 \text{ kN/m}^2$$

افزایش تنش در نقطه A_1 :

قسمت چپ شکل ۳-۴۲ - ب را در نظر بگیرید. برای این شکل $B_1 = 2.5 \text{ m}$ و $B_2 = 14 \text{ m}$ می باشد. بنابراین:

$$\frac{B_1}{z} = \frac{2.5}{5} = 0.5$$

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

طبق شکل ۳-۴۰، در این حالت $I = 0.445$ می باشد. چون دو طرف شکل ۳-۴۲ - ب متقارن هستند، مقدار I برای سمت راست نیز مساوی 0.445 است. بنابراین:

$$\begin{aligned} \Delta p &= \Delta p_1 + \Delta p_2 = q_0 [I_{(\text{left side})} + I_{(\text{right side})}] \\ &= 122.5 [0.445 + 0.445] = 109.03 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

افزایش تنش در نقطه A_2 :

با مراجعه به شکل ۳-۴۲ - پ، برای سمت چپ $B_1 = 0$ و $B_2 = 5$ است. بنابراین:

$$\frac{B_2}{z} = \frac{5}{5} = 1$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

طبق شکل ۳-۴۰، برای مقادیر فوق، مقدار $I = 0.25$ به دست می آید. بنابراین:

$$\Delta p_1 = 43.75(0.25) = 10.94 \text{ kN/m}^2$$

برای قسمت میانی:

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

$$I = 0.495$$

$$\Delta p_2 = 0.495(122.5) = 60.64 \text{ kN/m}^2$$

برای قسمت راست:

$$\frac{B_2}{z} = \frac{9}{5} = 1.8$$

۲۳۱

ناوده‌های سطحی

$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

$$F = 0.335$$

$$\Delta p_1 = (78.75)(0.335) = 26.38 \text{ kN/m}^2$$

افزایش تنش کل در نقطه A_2 برابر است با:

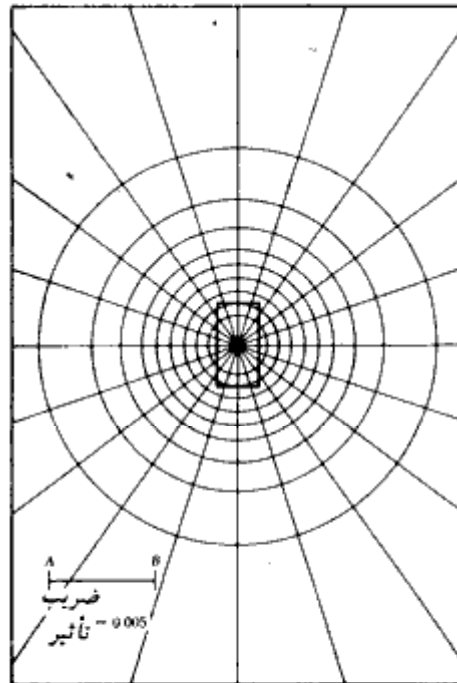
$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 - \Delta p_3 = 10.94 + 60.64 - 26.38 = 45.2 \text{ kN/m}^2$$

مثال ۳-۱۴

با استفاده از نمودار نیومارک، مثال ۳-۱۲ را تکرار کنید.

حل:

برای این مسئله $z = 6.25$ متر است، بنابراین طول \overline{AB} در شکل ۳-۴۱ مساوی $6/25$ متر خواهد شد. با این مقیاس، می‌توان پلان سطح بارگذاری را رسم کرد. شکل ۳-۴۳ این پلان را



شکل ۳-۴۳

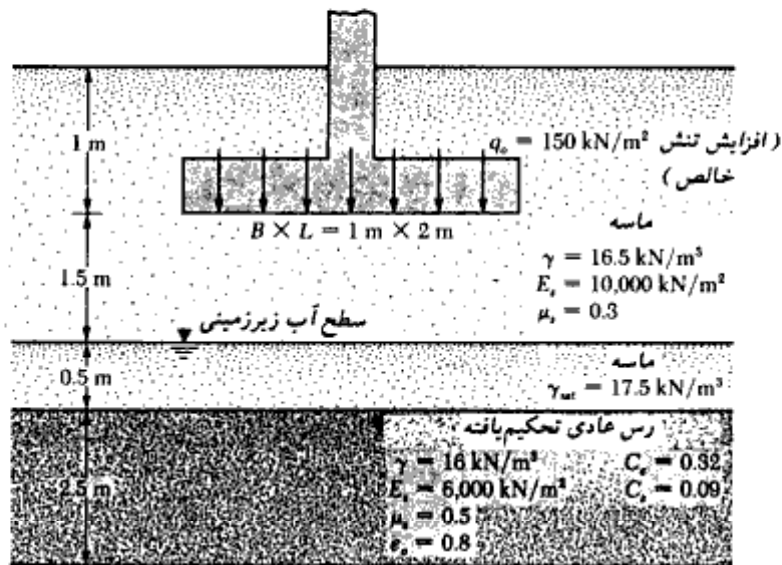
نشان می‌دهد که مرکز آن درست در روی مرکز نمودار نیومارک قرار داده شده است، زیرا هدف تعیین تنش در نقطه‌ای می‌باشد که درست در زیر مرکز سطح بارگذاری قرار دارد. با شمارش، تعداد چشمه‌هایی که در محدوده پلان قرار دارند، مساوی ۲۶ به دست می‌آید. بنابراین:

$$\Delta p = (IV)(N)(q_0) = (0.005)(26)(145) = 18.85 \text{ kN/m}^2$$

حدوداً مساوی عدد به دست آمده در مثال ۳-۱۲ است.

مثال ۳-۱۵

در شکل ۳-۴۴، شالوده‌ای به ابعاد 1×2 متر در پلان نشان داده شده است. نشست کل شالوده را محاسبه نمایید.



شکل ۳-۴۴

حل:

نشست الاستیک

لایه رسی در عمق ۲ متری، معادل $2B$ ، از سطح زیرین شالوده قرار دارد. از شکل ۳-۲۵ می‌توان

مشاهده نمود خاکی که در عمق $z > 2B$ قرار دارد، دارای تأثیر کوچکی روی نشست الاستیک خواهد بود. بنابراین، اگر رابطه ۳-۶۷ برای محاسبات نشست الاستیک مورد استفاده قرار گیرد، منطقی خواهد بود که از ضریب الاستیسیته و نسبت پواسون مربوط به لایه ماسه‌ای استفاده شود. بنابراین:

$$S_e = \frac{Bq_e}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_s$$

$$q_e = 150 \text{ kN/m}^2, E_s = 10,000 \text{ kN/m}^2, \mu_s = 0.3, \text{ و } \alpha_s \approx 1.2 \text{ (شکل ۳-۲۳)}$$

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10,000} (1 - 0.3^2)(1.2) = 0.0163 \text{ m} = 16.38 \text{ mm}$$

نشست تحکیم

رس عادی تحکیم‌یافته است:

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_s} \log \frac{p_o + \Delta p_{sv}}{p_o}$$

$$p_o = (2.5)(16.5) + (0.5)(17.5 - 9.81) + 1.25(16 - 9.81) \\ = 41.25 + 3.85 + 7.74 = 52.84 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه ۳-۸۱ داریم:

$$\Delta p_{sv} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

با استفاده از روش ۲ به ۱ به دست می‌آید:

$$\Delta p = \frac{q_o \times B \times L}{(B + z)(L + z)}$$

$$z = 2 \text{ m}$$

برای بالای لایه رسی

$$\Delta p_t = \frac{(150)(1)(2)}{(1 + 2)(2 + 2)} = 25 \text{ kN/m}^2$$

به‌طور مشابه

$$\Delta p_m = \frac{(150)(1)(2)}{(1 + 3.25)(2 + 3.25)} = 13.45 \text{ kN/m}^2$$

و

$$\Delta p_b = \frac{(150)(1)(2)}{(1 + 4.5)(2 + 4.5)} = 8.39 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\Delta p_{sv} = \frac{1}{6} [25 + 4(13.45) + 8.39] = 14.53 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه

$$S_c = \frac{(0.32)(2.5)}{1 + 0.8} \log \left(\frac{52.84 + 14.53}{52.84} \right) = 0.0469 \text{ m} = 46.90 \text{ mm}$$

$$\text{نشست کل} = S = S_r + S_c = 16.38 + 46.90 = 63.28 \text{ mm}$$

نشست کل به دست آمده می‌تواند برای ساختمان مشکل ایجاد نماید. برای کاهش مقدار نشست فوق، ابعاد شالوده باید افزایش یابد.

۱۸-۳ ظرفیت باربری مجاز ماسه بر پایه ملاحظات نشست

مایرهورف (۱۹۵۶) رابطه‌ای بین ظرفیت باربری مجاز خالص با عدد نفوذ استاندارد (N) پیشنهاد نمود. همان‌طور که در رابطه ۳-۲۰ نشان داده شد، تنش مجاز خالص برابر است با:

$$q_{net(alt)} = q_{all} - \gamma D_f \quad (۳-۱۰۴)$$

طبق تئوری مایرهورف برای ۱ اینچ (۲۵/۴ میلی‌متر) نشست حداکثر داریم:

الف: برای $B \leq 1.22 \text{ m}$ و نشست ۲۵/۴ میلی‌متر:

$$q_{net(alt)} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 11.98 N \quad (۳-۱۰۵ \text{ الف})$$

ب: برای $B > 1.22 \text{ m}$ و نشست ۲۵/۴ میلی‌متر:

$$q_{net(alt)} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 7.99 N \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (۳-۱۰۵ \text{ ب})$$

که در روابط فوق B عرض شالوده بر حسب متر و N عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده می‌باشد. در دستگاه آحاد انگلیسی داریم:

$$q_{net(alt)} \text{ (kips/ft}^2\text{)} = \frac{N}{4} \quad (B \leq 4 \text{ ft}) \quad (۳-۱۰۶ \text{ الف})$$

$$q_{net(alt)} \text{ (kips/ft}^2\text{)} = \frac{N}{6} \left(\frac{B + 1}{B} \right)^2 \quad (B > 4 \text{ ft}) \quad (۳-۱۰۶ \text{ ب})$$

بعد از ارائه روابط فوق، محققین مشاهده نمودند که نتایج حاصل نسبتاً محافظه کارانه هستند. باول روابط زیر را پیشنهاد نمود که نتایجی در حدود ۱/۵ برابر به دست می‌دهند:

$$\begin{cases} q_{\text{net(alt)}} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 19.16NF_d \left(\frac{S}{25.4} \right) & \text{(الف - ۱۰۷-۳)} \\ (B \leq 1.22 \text{ m}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{\text{net(alt)}} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 11.98N \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S}{25.4} \right) & \text{(ب - ۱۰۷-۳)} \\ (B > 1.22 \text{ m}) \end{cases}$$

که در روابط فوق:

$$F_d = \text{ضریب عمق} = 1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33 \quad \text{(۱۰۸-۳)}$$

S = نشست قابل قبول برحسب میلیمتر

واحد B برحسب متر می‌باشد.

در دستگاه آحاد انگلیسی داریم:

$$q_{\text{net(alt)}} \text{ (kips/ft}^2\text{)} = \frac{N}{2.5} F_d S \quad (B \leq 4 \text{ ft}) \quad \text{(الف - ۱۰۹-۳)}$$

$$q_{\text{net(alt)}} \text{ (kips/ft}^2\text{)} = \frac{N}{4} \left(\frac{B + 1}{B} \right)^2 F_d S \quad (B > 4 \text{ ft}) \quad \text{(ب - ۱۰۹-۳)}$$

که در روابط فوق F_d از رابطه ۳-۱۰۸ به دست می‌آید و S نشست قابل قبول بر حسب اینچ می‌باشد.

N مورد استفاده در روابط فوق، N مربوط به عمق $2B$ تا $3B$ از سطح زیرین شالوده است و در صورت ظهور آب زیرزمینی، هیچ اصلاحی از این لحاظ روی عدد نفوذ استاندارد لازم نیست، هرچند که بعضی معتقدند که مقدار N باید قدری کاهش یابد. مایرهورف (۱۹۵۶) روابط تجربی دیگری برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز خالص بر پایه مقاومت نفوذ مخروط (q_c) ارائه نمود:

الف: برای $B \leq 1.22 \text{ m}$ و نشست $25/4$ میلیمتر

$$q_{\text{net(alt)}} = \frac{q_c}{15} \quad \text{(۱۱۰-۳)}$$

ب: برای $B > 1.22 \text{ m}$ و نشست $25/4$ میلیمتر

$$q_{\text{net(alt)}} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad \text{(۱۱۱-۳)}$$

در دو رابطه فوق، واحد B برحسب متر و واحد $q_{\text{net(alt)}}$ و q_c برحسب کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشند. در دستگاه آحاد انگلیسی داریم:

$$q_{\text{net(alt)}} (\text{lb/ft}^2) = \frac{q_c (\text{lb/ft}^2)}{15} \quad (\text{الف- ۱۱۲-۳})$$

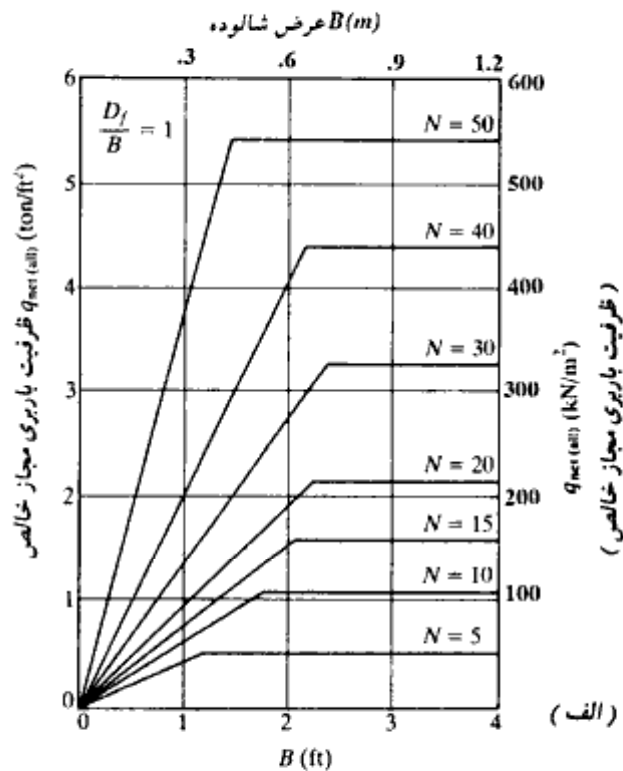
(نشست ۱ اینچ و $B \leq 4 \text{ ft}$)

$$q_{\text{net(alt)}} (\text{lb/ft}^2) = \frac{q_c (\text{lb/ft}^2)}{25} \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 \quad (\text{ب- ۱۱۲-۳})$$

(نشست ۱ اینچ و $B > 4 \text{ ft}$)

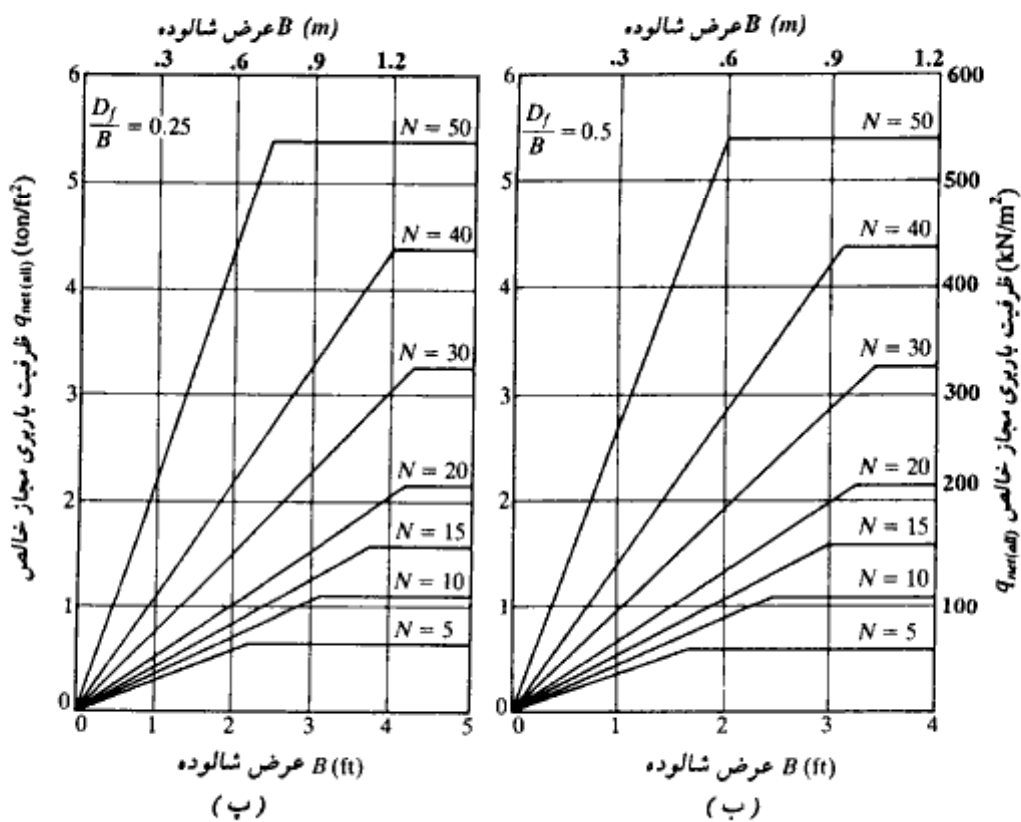
در روابط ۱۱۲-۳، واحد B برحسب فوت است.

فلسفه انتخاب نشست ۲۵/۴ میلیمتر این است که اگر برای هر شالوده، مقدار حداکثر نشست از ۲۵/۴ میلیمتر تجاوز نکند، نشست نسبی (تفاضلی) بین شالوده‌ها از ۱۹ میلیمتر تجاوز نخواهد کرد که این مقدار احتمالاً می‌تواند به‌عنوان حد مجاز نشست نسبی (تفاضلی) در طراحی شالوده‌ها در نظر گرفته شود.



شکل ۳-۴۵. نمودارهای ظرفیت باربری مجاز خالص برحسب عدد نفوذ استاندارد و عرض شالوده و نشست حداکثر ۲۵/۴ میلیمتر. (پک، هنسن، ترنبرن - ۱۹۷۴) - دنباله در صفحه بعد.

پک، هنسن، و ترن برن (۱۹۷۴) نمودارهایی برای محاسبه $q_{net(alt)}$ شالوده‌های متکی بر ماسه برحسب B ، عدد نفوذ استاندارد (N) و D_f/B پیشنهاد کردند. این نمودارها در اشکال ۳-۴۵-الف، ب و پ ارائه شده‌اند. در این نمودارها نیز مقادیر $q_{net(alt)}$ بر پایه نشست حداکثر ۲۵/۴ میلیمتر تنظیم شده‌اند.

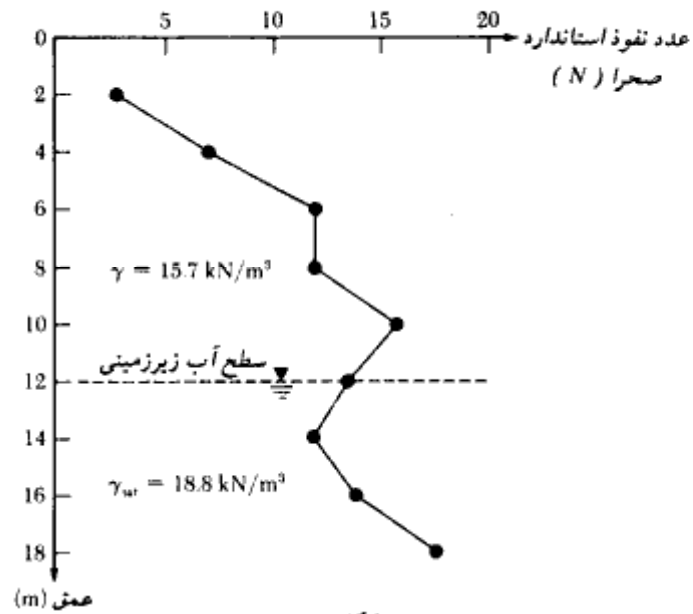


شکل ۳-۴۵- دنباله

مثال ۳-۱۹

برای حمل بار یک ستون، قرار است از یک شالوده مربع استفاده شود. این شالوده باید بار خالص ۱۰۰۰ کیلونیوتن را حمل نماید. در شکل ۳-۴۶ نتایج اعداد نفوذ استاندارد ارائه شده

است. عمق شالوده را $1/5$ متر و نشست حداکثر را $25/4$ میلیمتر در نظر بگیرید. مطلوبست تعیین ابعاد شالوده.



شکل ۳-۴۶

حل:

ابتدا لازم است اعداد نفوذ استاندارد به دست آمده در صحرا با استفاده از رابطه ۲ - ۶ اصلاح گردد. نتایج در جدول زیر ارائه شده است:

عمق (m)	مقادیر صحرائی N	σ'_p (kN/m ²)	N* اصلاح شده
2	4	31.4	7
4	7	62.8	9
6	12	94.2	12
8	12	125.6	11
10	16	157.0	13
12	13	188.4	9
14	12	206.4	8
16	14	224.36	9
18	18	242.34	11

* اعداد گرد شده اند.

با بررسی مقادیر اصلاح شده، اعداد نفوذ استاندارد N برای انجام محاسبات مساوی ۱۰ انتخاب می‌شود با استفاده از رابطه ۳-۱۰۷-ب داریم:

$$q_{\text{net(alt)}} = 11.98N \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S}{25.4} \right)$$

$$S = 25.4 \text{ mm} \quad \text{و} \quad N = 10.$$

$$q_{\text{net(alt)}} = 119.8 \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d$$

به کمک رابطه فوق، می‌توان جدول زیر را تهیه نمود:

B (m)	F_d^*	$q_{\text{net(alt)}}$ (kN/m ²)	$Q = q_{\text{net(alt)}} \times B^2$ (kN)
2	1.248	197.24	788.96
2.25	1.22	187.19	947.65
2.3	1.215	185.46	981.1
2.4	1.206	182.29	1050.0
2.5	1.198	179.45	1121.56

* $D_f = 1.5 \text{ m}$.

چون Q_{net} لازم ۱۰۰۰ کیلونیوتن است، B مساوی ۲/۴ متر انتخاب می‌شود. در ادامه مسئله، با استفاده از رابطه ۳-۱۶، ظرفیت باربری نهایی برای عرض ۲/۴ متر کنترل می‌شود.

$$q_{\text{net(ult)}} = q_{\text{ult}} - q = q N_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} - q$$

با استفاده از جدول ۲-۴، برای N مساوی ۱۰، زاویه اصطکاک داخلی مساوی ۳۴° درجه انتخاب می‌شود. برای $\phi = 34^\circ$ از جدول ۳-۲ داریم:

$$N_q = 29.44$$

$$N_\gamma = 41.06$$

همچنین از جدول ۳-۲ داریم:

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{2.4}{2.4} \right) \tan 34^\circ = 1.675$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{2.4}{2.4} \right) = 0.6$$

$$F_{ed} = 1 + 0.262 \left(\frac{1.5}{2.4} \right) = 1.164$$

$$F_{rd} = 1$$

در نتیجه :

$$\begin{aligned} q_{net(ult)} &= (15.7 \times 1.5)(29.44)(1.675)(1.164) \\ &\quad + \frac{1}{2} (15.7)(2.4)(41.06)(0.6)(1) - (15.7 \times 1.5) \\ &= 1351.8 + 464.14 - 23.55 \approx 1792 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{net(ult)} &= 1792 \times B^2 = 1792 \times 2.4^2 = 10,322 \text{ kN} \end{aligned}$$

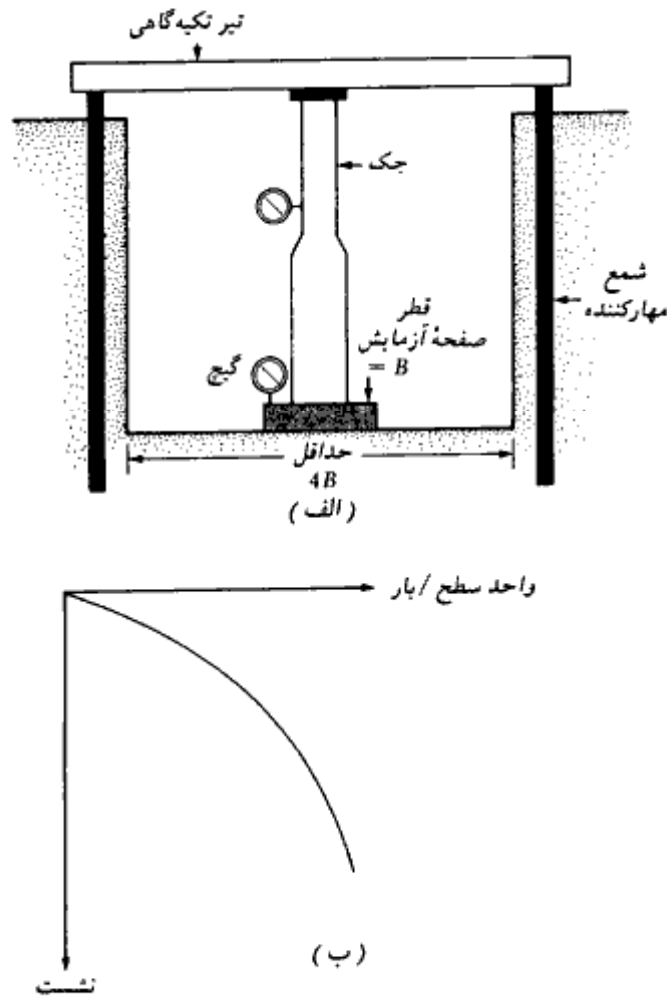
ضریب اطمینان لازم برای نشست قابل قبول ۲۵/۴ میلیمتر، مساوی ۱۰.۳ می‌باشد. این مسئله نشان می‌دهد که در اغلب حالات، نشست معیار کنترل‌کننده طرح است.

۳-۱۹ آزمایش بارگذاری صفحه^۱

با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه می‌توان به‌نحو مؤثری ظرفیت باربری نهایی و ظرفیت باربری مجاز بر مبنای ملاحظات نشست را تعیین کرد. روش آزمایش در استاندارد ASTM با علامت D-1194-72 استاندارد شده است. صفحات به کار رفته در این آزمایش از جنس فولاد با ضخامت ۲۵ میلیمتر و قطر ۱۵۰ تا ۷۲۲ میلیمتر می‌باشند. گه‌گاه از صفحه مربع به ابعاد ۳۰۵×۳۰۵ میلیمتر استفاده می‌شود.

برای انجام آزمایش بارگذاری صفحه، گودالی به قطر حداقل $4B$ ($B =$ قطر صفحه آزمایش) تا عمق D_r (عمق مورد نظر برای شالوده) حفر شده و صفحه در مرکز سوراخ قرار داده می‌شود. سپس بار توسط جک با افزایش پله‌ای بر صفحه اعمال می‌شود. گام بارگذاری مساوی یک‌چهارم تا یک‌پنجم بار نهایی تخمین زده شده می‌باشد. در شکل ۳-۴۷ الف طرح شماتیک تمهیدات لازم برای آزمایش ارائه شده است. در هر گام بارگذاری، نشست شالوده توسط گیج اندازه‌گیری می‌شود. بار هر گام حداقل به مقدار ۱ ساعت حفظ می‌گردد. آزمایش بارگذاری صفحه تا لحظه گسیختگی و یا وقوع نشست ۲۵ میلیمتر ادامه پیدا می‌کند. در شکل ۳-۴۷ ب، نمودار تغییرات بار-نشست برای

1- Field load test



شکل ۳-۴۷. آزمایش بارگذاری صفحه. (الف) تمهیدات لازم برای آزمایش، (ب) نمودار بار نشست

آزمایش رسم شده که با توجه به آن می‌توان ظرفیت باربری نهایی را تهیه کرد:
برای آزمایش در رس:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)}$$

(۱۱۳-۳)

که در آن:

$q_{u(F)}$ = ظرفیت باربری نهایی شالوده پیشنهادی

$q_{u(P)}$ = ظرفیت باربری نهایی صفحه آزمایشی

رابطه ۳-۱۱۳ این را می‌رساند که ظرفیت باربری نهایی رس، عملاً مستقل از اندازه صفحه آزمایش است.

برای آزمایش در خاکهای ماسه‌ای داریم:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P} \quad (۳-۱۱۴)$$

که در آن:

$$B_F = \text{عرض شالوده}$$

$$B_P = \text{عرض صفحه آزمایش}$$

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده بر مبنای ملاحظات نشست، روابط زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند.

برای شدت بار مشخص q_0 داریم:

$$S_F = S_P \frac{B_F}{B_P} \quad (\text{برای خاکهای رسی}) \quad (۳-۱۱۵)$$

و

$$S_F = S_P \left(\frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left(\frac{3.28 B_P + 1}{3.28 B_F + 1} \right)^2 \quad (\text{برای خاکهای ماسه‌ای}) \quad (۳-۱۱۶)$$

در رابطه ۳-۱۱۶، واحدهای B_F و B_P برحسب متر می‌باشند.

در دستگاه آحاد انگلیسی، رابطه ۳-۱۱۶ به صورت زیر بیان می‌شود:

$$S = S_F \left(\frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left(\frac{B_P + 1}{B_F + 1} \right)^2 \quad (۳-۱۱۷)$$

در رابطه قبل، B_F و B_P برحسب فوت می‌باشند.

روابط ۳-۱۱۶ و ۳-۱۱۷ برپایه کارهای تروزاقی و پک (۱۹۶۷) قرار دارند. در مثال ۳-۱۷

کاربرد این روابط نشان داده می‌شوند.

هوسل^۱ (۱۹۲۹) روش دیگری برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده برپایه ملاحظات

نشست پیشنهاد نمود. گامهای این روش به شرح زیر است:

گام ۱. فرض کنید تعیین ابعاد شالوده‌ای موردنظر باشد که قرار است بار Q_0 را با نشست مجاز

S_{tol} حمل نماید.

گام ۲. دو آزمایش صفحه با صفحاتی به قطرهای B_1 و B_2 انجام دهید.
گام ۳. با استفاده از نمودارهای بار نشست به دست آمده در گام ۲، بارهای Q_1 و Q_2 نظیر نشست S_{101} را به دست آورید.

برای صفحه شماره ۱، بار کل را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$Q_1 = A_1 m + P_1 n \quad (۱۱۸-۳)$$

به طور مشابه برای صفحه شماره ۲ داریم:

$$Q_2 = A_2 m + P_2 n \quad (۱۱۹-۳)$$

که در روابط فوق:

A_1, A_2 = به ترتیب مساحت صفحات شماره ۱ و ۲

P_1, P_2 = به ترتیب محیط صفحات شماره ۱ و ۲

m, n = دو ثابت که مربوط به فشار تماسی و برش محیطی می‌باشند.

با حل روابط ۱۱۸-۳ و ۱۱۹-۳ مقادیر m و n به دست می‌آیند.

گام ۴. برای شالوده مورد طرح داریم:

$$Q_0 = Am + Pn \quad (۱۲۰-۳)$$

که در آن:

A = مساحت شالوده

P = محیط شالوده

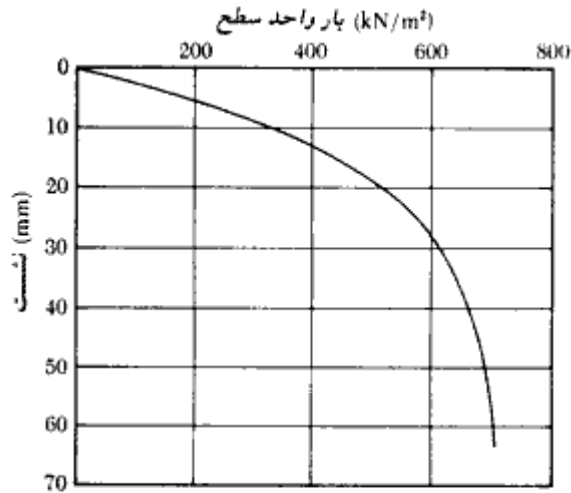
با توجه به معلوم بودن Q_0 ، m و n ، از رابطه ۱۲۰-۳ می‌توان عرض شالوده را محاسبه نمود. در مثال ۱۸-۳ کاربرد این روش نشان داده شده است.

مثال ۳ = ۱۷

در شکل ۳-۴۸، نتایج آزمایش بارگذاری صفحه روی خاک ماسه‌ای نشان داده شده است. ابعاد صفحه $۰/۳۰۵ \times ۰/۳۰۵$ متر می‌باشد. مطلوبست تعیین ابعاد شالوده مربع یک ستون که باید بار ۲۵۰۰ کیلونیوتن را با نشست حداکثر ۲۵ میلی‌متر حمل نماید.

حل:

مسئله باید به کمک آزمون و خطا حل شود. نتایج کار با استفاده از رابطه ۱۱۶-۳ در جدول زیر



شکل ۳-۴۸

ارائه شده است.

Q_e (kN) (1)	B_f عرض فرضی (m) (2)	$q_e = \frac{Q_e}{B_f^2}$ (kN/m ²) (3)	S_f مربوط به q_e ستون ۳ (mm) (4)	S_f از رابطه ۳-۱۱۶ (mm) (5)
2500	4.0	156.25	4.0	13.80
2500	3.0	277.80	8.0	26.35
2500	3.2	244.10	6.8	22.70
2500	3.1*	260.10	7.2	23.86

در نتیجه از شالوده‌ای به ابعاد ۳/۱×۳/۱ متر استفاده می‌شود.

مثال ۳-۱۸

در جدول زیر، نتایج دو آزمایش بارگذاری صفحه نشان داده شده است:

نشت (mm)	Q بار کل (kN)	B قطر صفحه (m)
20	32.2	0.305
20	71.8	0.610

یک شالوده مربع برای حمل باری به مقدار ۷۱۵ کیلو نیوتن یا مقدار نشست مجاز ۲۰ میلی‌متر قرار است طراحی شود. مطلوبست تعیین ابعاد شالوده.

حل:

با مراجعه به روابط ۳-۱۱۸ و ۳-۱۱۹ داریم:

$$32.2 = \frac{\pi}{4} (0.305)^2 m + \pi(0.305)n \quad (\text{الف})$$

$$71.8 = \frac{\pi}{4} (0.610)^2 m + \pi(0.610)n \quad (\text{ب})$$

از روابط فوق به دست می‌آید:

$$m = 50.68 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 29.75 \text{ kN/m}$$

برای شالوده مورد نظر از رابطه ۳-۱۲۰ داریم:

$$Q_s = Am + Pn$$

یا:

$$Q_s = B_f^2 m + 4B_f n$$

$$Q_s = 715 \text{ kN.}$$

داریم:

$$715 = B_f^2(50.68) + 4B_f(29.75)$$

یا:

$$50.68B_f^2 + 119B_f - 715 = 0$$

از رابطه فوق $B_f \approx 2.8 \text{ m}$ به دست می‌آید.

۳-۲۰ تنش‌های مجاز آیین‌نامه‌ای

بعضی از آیین‌نامه‌ها بر مبنای مطالعات محلی و ناحیه‌ای، مقادیری به عنوان ظرفیت باربری مجاز بر پایه نوع خاک معرفی می‌نمایند. استفاده از چنین مقادیری فقط برای کارهای کوچک توصیه می‌شود و برای پروژه‌های بزرگ شناساییها و مطالعات ژئوتکنیک لازم می‌باشد.

۳-۲۱ نشست مجاز شالوده ساختمانیها

همان‌طور که در قسمتهای گذشته این فصل تأکید شد، محاسبات نشست نقش مهمی را در طراحی و

اجرای شالوده‌ها بازی می‌کنند. نشست زیاد اجزای شالوده ممکن است باعث ایجاد صدمه و یا ایجاد اختلال در برنامه بهره‌برداری سازه گردد. مطالعات محدودی در ارتباط با تعیین مقرراتی برای نشست مجاز انواع سازه‌ها انجام شده است. ویل^۱ (۱۹۸۱) یک جمع‌آوری عالی از این مطالعات تهیه نمود.

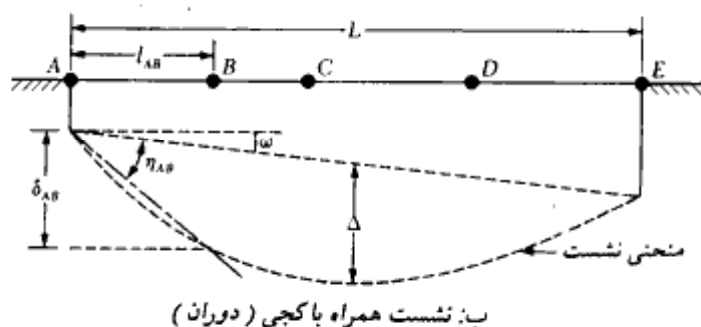
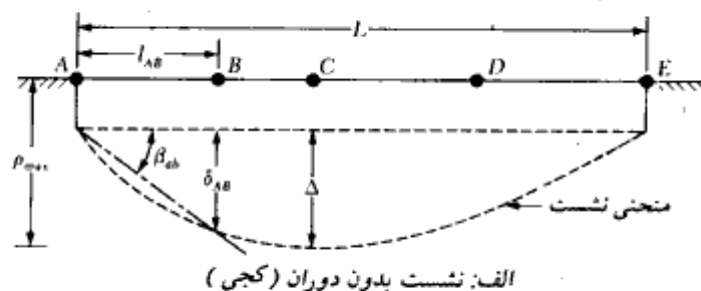
شکل ۳-۴۹ پارامترهای لازم برای تعریف نشست مجاز را نشان می‌دهد. شکل ۳-۴۹ الف برای سازه‌های بدون دوران (کج شدن) و شکل ۳-۴۹ ب برای سازه‌هایی است که به همراه نشست، در آنها دوران (کج شدن) نیز رخ می‌دهد. پارامترها به شرح زیر می‌باشند.

$$\rho_i = \text{نشست قائم کل در نقطه } i$$

$$\delta_{ij} = \text{نشست نسبی (تفاضلی) بین نقاط } i \text{ و } j$$

$$\Delta = \text{نشست نسبی (تفاضلی) حداکثر}$$

$$\omega = \text{دوران (کجی)}$$



شکل ۳-۴۹

$$\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - \omega = \text{اعوجاج زاویه‌ای}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \text{نسبت نشست}$$

$$L = \text{بعد جانبی ساختمان}$$

بیروم (۱۹۶۳) مقادیر حدی مجاز اعوجاج زاویه‌ای η را برای سازه‌های مختلف طبق جدول ۳-۹ پیشنهاد کرد.

در جداول ۳-۱۰ و ۳-۱۱ نیز مقادیر نشست مجاز طبق آیین‌نامه‌های ساختمانی روسیه ارائه شده است.

جدول ۳-۹ - مقادیر حدی مجاز اعوجاج زاویه‌ای (بیروم)

نوع خسارتی که می‌تواند به وجود آید	η
ماشین آلات حساس به نشست	1/750
قابها با اعضای فیزی	1/600
حد ایمن برای عدم ایجاد ترک در سازه	1/500
اولین ترک در دیوارها	1/300
مشکلاتی در ارتباط با جرف‌های سقفی	1/300
کج شدن ساختمانهای خیلی سخت قابل مشاهده است	1/250
ترک قابل ملاحظه در دیوارهای آجری	1/150
خطر صدمات سازه‌ای به ساختمانهای عمومی	1/150
حد ایمن برای دیوارهای آجری انعطاف پذیر $L/H > 4$	1/150

در اعداد معرفی شده، ضریب اطمینان در نظر گرفته شده است.

جدول ۳-۱۰ - معیارهای نشست مجاز (آیین‌نامه ساختمانی روسیه - ۱۹۵۵)

نوع سازه	مس و ماسه و رس	
	سخت	پلاستیک
الف: η		
شالوده‌های ساختمانی صنعتی و سیویل:		
سازه‌های فولادی و بتن مسلح	0.002	0.002
برای ستونهای ردیف آخر یا دیوارهای آجری	0.007	0.001
سازه‌هایی که نسبت به نشست نامساوی حساس نیستند	0.005	0.005
کج‌شدگی دودکش‌ها، برجها، و سیلوها	0.004	0.004
شالوده جرف‌تیل‌ها	0.003	0.003
ب: Δ/L		
دیوارهای آجری غیرمسلح		
ساختمانهای چندطبقه		
at $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
at $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
ساختمانهای صنعتی یک طبقه	0.0010	0.0010

جدول ۳-۱۱ - نشست متوسط مجاز برای انواع مختلف ساختمان

نوع ساختمان	نشست متوسط مجاز بر حسب اینچ (میلیمتر)
ساختمانهایی با دیوار آجری غیر مسلح	
$L/H \geq 2.5$	3 (80)
$L/H \leq 1.5$	4 (100)
ساختمانهایی با دیوارهای آجری مسلح و بتن مسلح	6 (150)
ساختمانهای قاب بندی شده	4 (100)
شالوده صلب دودکش ها، سیلوها و برجها	12 (300)

مسائل فصل سوم

۳-۱ - یک شالوده نواری به عرض ۰/۹ متر مفروض است. داریم:

$$D_f = 0.9 \text{ m} \quad \gamma = 17.64 \text{ kN/m}^3, \phi = 28^\circ, c = 19.55 \text{ kN/m}^3$$

با استفاده از رابطه ترزاقی و فرض گسیختگی برشی کلی، ظرفیت باربری کلی مجاز شالوده را برای بارهای قائم تعیین نمایید. ضریب اطمینان را مساوی ۴ در نظر بگیرید.

۳-۲ - مسئله ۳-۱ را با اطلاعات زیر مجدداً حل کنید.

$$B = 1.5 \text{ m}, D_f = 1.2 \text{ m}, \gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3, \phi = 35^\circ, c = 0$$

ضریب اطمینان را مساوی ۳ در نظر بگیرید.

۳-۳ - ابعاد یک شالوده ستون در پلان ۳×۳ متر می باشد. داریم:

$$D_f = 2 \text{ m}, \gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3, \phi = 30^\circ, c = 0$$

با استفاده از رابطه ترزاقی، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری کلی مجاز شالوده برای بارهای قائم با ضریب اطمینان ۴. فرض کنید در خاک گسیختگی برشی کلی رخ می دهد.

۳-۴ - یک شالوده مربع قرار است برای بار کلی مجاز ۱۸۸۲ کیلو نیوتن با ضریب اطمینان ۳ طراحی شود. داریم:

$$D_f = 1.4 \text{ m}, \gamma = 15.9 \text{ kN/m}^3, \phi = 30^\circ, \text{ و } c = 0$$

با استفاده از رابطه ترازقی مطلوبست تعیین بعد شالوده با فرض گسیختگی برشی کلی

۳-۵ - مسئله ۳-۱ را با استفاده از رابطه ۳-۱۶ حل کنید.

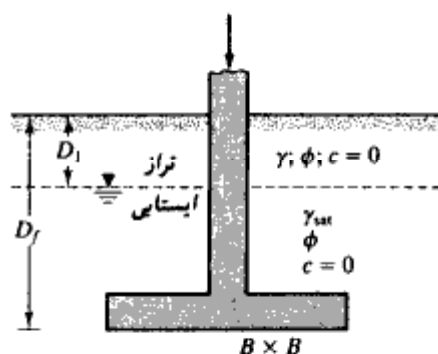
۳-۶ - مسئله ۳-۲ را با استفاده از رابطه ۳-۱۶ حل کنید.

۳-۷ - مسئله ۳-۳ را با استفاده از رابطه ۳-۱۶ حل کنید.

۳-۸ - برای شالوده مسئله ۳-۲، اگر بار زاویه ۱۰ درجه با امتداد قائم بسازد، ظرفیت باربری کلی مجاز شالوده چقدر خواهد بود (از رابطه ۳-۱۶ استفاده کنید).

۳-۹ - برای شالوده مسئله ۳-۳، اگر بار زاویه ۱۰ درجه با امتداد قائم بسازد، ظرفیت باربری کلی مجاز شالوده چقدر خواهد بود (از رابطه ۳-۱۶ استفاده کنید).

۳-۱۰ - برای یک شالوده مربع به ابعاد $B \times B$ (مطابق شکل)، اطلاعات زیر در دست است:



شکل مسئله ۳-۱۰

$$\gamma = 16.83 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma_{sat} = 18.91 \text{ kN/m}^3 \text{ و } C = 0 \text{ و } \phi = 35^\circ \text{ و } D_f = 1.2 \text{ m} \text{ و } D_1 = 0.6 \text{ m}$$

بار مجاز کلی با ضریب اطمینان ۳ مساوی ۶۵۵ کیلونیوتن است. با استفاده از رابطه ۳-۱۶ ابعاد شالوده را تعیین کنید.

۳-۱۱ - یک شالوده به ابعاد $۲/۴ \times ۱/۲$ متر در پلان مفروض است. داریم:
 $D_f = 0.9 \text{ m}$ و $C = 122 \text{ kN/m}^2$ و $\phi = 0$ و $\gamma = 19.4 \text{ kN/m}^3$

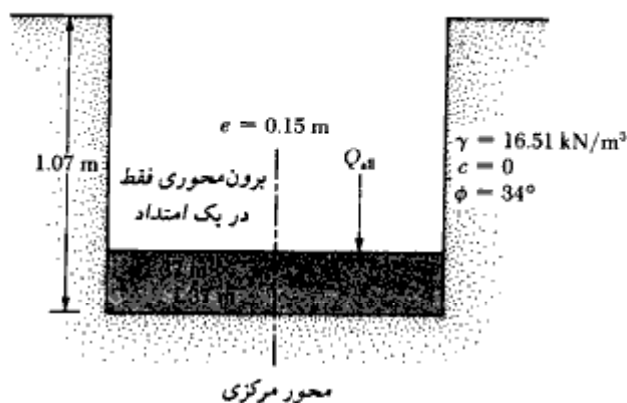
ظرفیت باربری نهایی خالص شالوده چقدر است (از رابطه ۳-۲۲ استفاده کنید).

۳-۱۲ - مسئله ۳-۱۱ را با استفاده از رابطه ۳-۲۳ حل کنید.

۳-۱۳ - مسئله ۳-۱۱ را با اطلاعات زیر تکرار کنید.

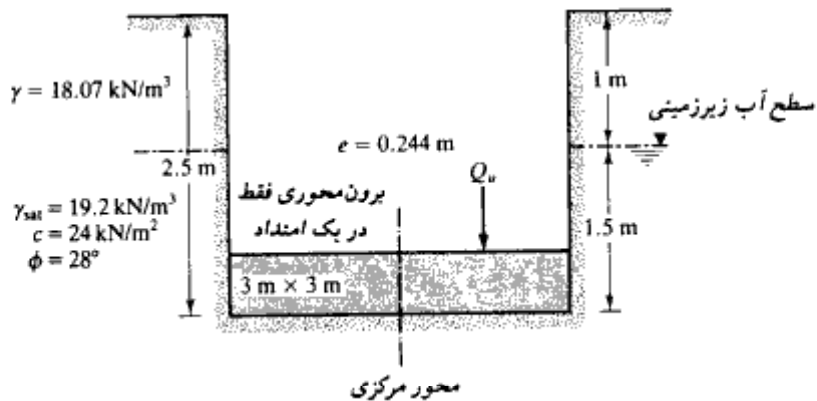
$D_f = 3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$, $D_f = 1.5 \text{ m}$, $c = 110 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18.7 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 0$

۳-۱۴ - در شکل، یک شالوده تحت بار برون محوری نشان داده شده است. با استفاده از ضریب اطمینان ۴، مطلوبست تعیین حداکثر ظرفیت باربری مجاز شالوده.



شکل مسئله ۱۴-۳

۳-۱۵ - در شکل، یک شالوده تحت بار برون محوری نشان داده شده است. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی کلی Q_u .

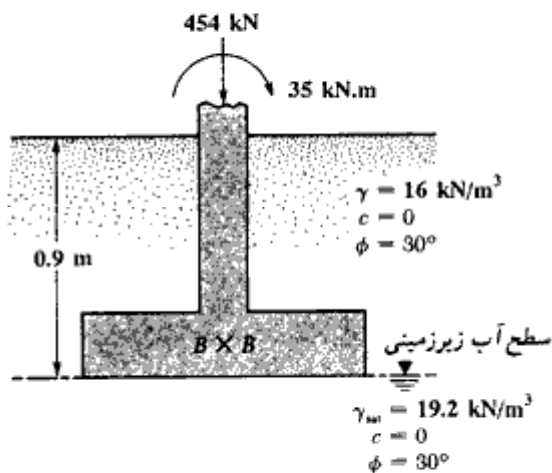


شکل مسئله ۱۵-۳

۳-۱۶ - برای یک شالوده مربع به ابعاد $B \times B$ در پلان، اطلاعات زیر در دست است. $\gamma = 18.44 \text{ kN/m}^3$ و $Q_{sat} = 680 \text{ kN}$ = ظرفیت باربری مجاز کلی و $D_f = 0.9$ و $\phi = 40^\circ$ و $C = 0$ = ضریب اطمینان ۳

مطلوبست تعیین ابعاد شالوده

۳-۱۷ - یک شالوده مربع در شکل نشان داده شده است. با استفاده از ضریب اطمینان ۶، ابعاد شالوده را تعیین کنید.



شکل مسئله ۱۷-۳

۳- ۱۸ - مطابق شکل ۳- ۱۰- ت، یک شالوده با برون محوری دوطرفه در نظر بگیرید. برای خاک داریم:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \phi = 35^\circ, c = 0; B = 1.5 \text{ m}, L = 2 \text{ m}, e_B = 0.3 \text{ m}, e_L = 0.364 \text{ m}$$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده. از $D_f = 1 \text{ m}$ استفاده کنید.

۳- ۱۹ - مسئله ۳- ۱۸ را با تغییرات زیر تکرار کنید:

$$e_L = 0.4 \text{ m}, e_B = 0.19 \text{ m}$$

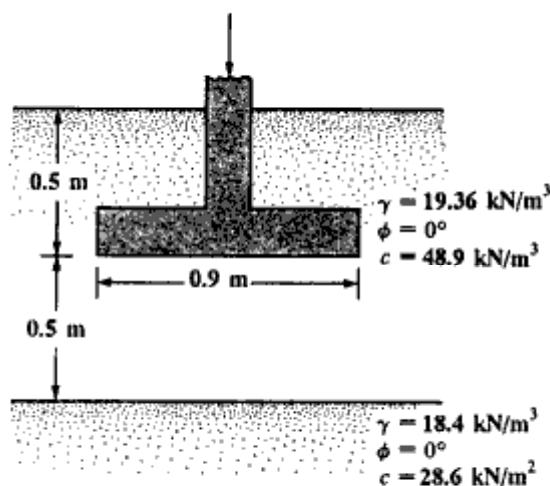
۳- ۲۰ - مسئله ۳- ۱۸ را با تغییرات زیر تکرار کنید:

$$e_B = 0.6 \text{ m}, e_L = 0.214 \text{ m}$$

۳- ۲۱ - مسئله ۳- ۱۸ را با تغییرات زیر تکرار کنید:

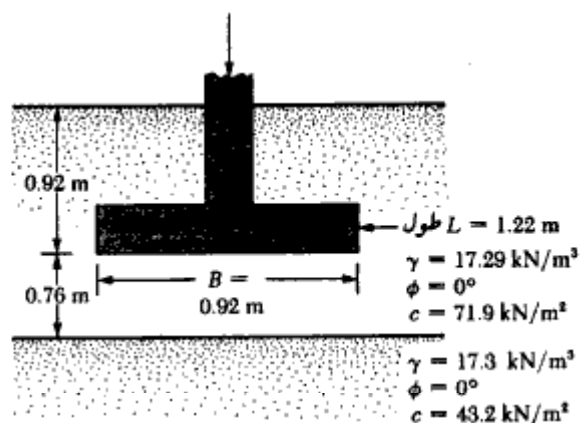
$$e_L = 0.286 \text{ m}, e_B = 0.214 \text{ m}$$

۳- ۲۲ - در شکل یک شالوده نواری متکی بر ناحیه دولایه رسمی نشان داده شده است. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز کلی. از ضریب اطمینان ۳ استفاده نمایید.



شکل مسئله ۳- ۲۲

۳- ۲۳ - مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده نشان داده شده در شکل.



شکل مسئله ۳-۲۳

۳-۲۴ - به شکل ۳-۲۰ مراجعه نمایید. ابعاد شالوده در پلان، $1 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ می‌باشد. همچنین

$$D_f = 1 \text{ m} \text{ و } H = 1.5$$

$$\phi = 35^\circ, c = 0, \gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$$

برای لایه ماسه‌ای:

$$\phi = 0, c = 60 \text{ kN/m}^2, \gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3$$

برای لایه رسی:

ظرفیت باربری مجاز کلی شالوده را تعیین نمایید. از ضریب اطمینان ۴ استفاده کنید و برای ضرایب ظرفیت باربری روابط ۳-۶۰ و ۳-۶۱ از جدول ۳-۲ استفاده کنید.

۳-۲۵ - مسئله ۳-۲۴ را با معلومات زیر مجدداً حل کنید:

شالوده: $B \times L = 0.9 \times 1.8 \text{ m}$

$$D_f = 0.75 \text{ m}$$

$$H = 0.9 \text{ m}$$

ماسه: $\phi = 40^\circ$

$$C = 0$$

$$\gamma = 18.4 \text{ kN/m}^3$$

رس: $\phi = 0$

$$C = 36.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18.9 \text{ kN/m}^3$$

۳- ۲۶ - به شکل ۳- ۲۲ مراجعه نمایید. شالوده دارای ابعاد ۳×۲ متر در پلان، متکی بر یک نهشته ماسه‌ای است. بار خالص وارد بر واحد سطح در تراز شالوده (q_0) مساوی ۱۵۶ کیلونیوتن بر متر مربع است. برای ماسه $\mu_s = 0.3$ و $E_s = 22400 \text{ kN/m}^2$ و $D_f = 0.9 \text{ m}$ و $H = 9.6 \text{ m}$ می‌باشد. با فرض شالوده صلب، با استفاده از رابطه ۳- ۶۷، نشست الاستیک شالوده را محاسبه کنید.

۳- ۲۷ - مسئله ۳- ۲۶ را با اطلاعات زیر مجدداً حل کنید.

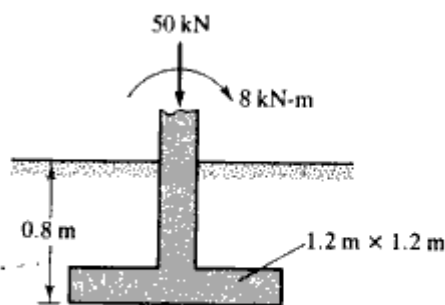
$$\begin{aligned} & \text{شالوده } 1.8 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} \\ & q_0 = 190 \text{ kN/m}^2 \\ & D_f = 1 \text{ m} \\ & H = 5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{خاک } \mu_s = 0.35 \\ & E_s = 16,500 \text{ kN/m}^2 \\ & \gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

۳- ۲۸ - مسئله ۳- ۲۶ را با رابطه ۳- ۶۹ حل کنید. برای ضریب اصلاح C_2 ، زمان وقوع خزش را ۵ سال در نظر بگیرید.

۳- ۲۹ - با استفاده از رابطه ۳- ۶۹، مسئله ۳- ۲۷ را حل کنید. برای ضریب اصلاح C_2 ، زمان وقوع خزش را ۴ سال در نظر بگیرید. وزن مخصوص خاک را $۱۷/۶$ کیلونیوتن بر متر مکعب فرض کنید.

۳- ۳۰ - شالوده مربع نشان داده شده در شکل، تحت نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارد. نشست و دوران شالوده را محاسبه نمایید.



شکل مسئله ۳- ۳۰

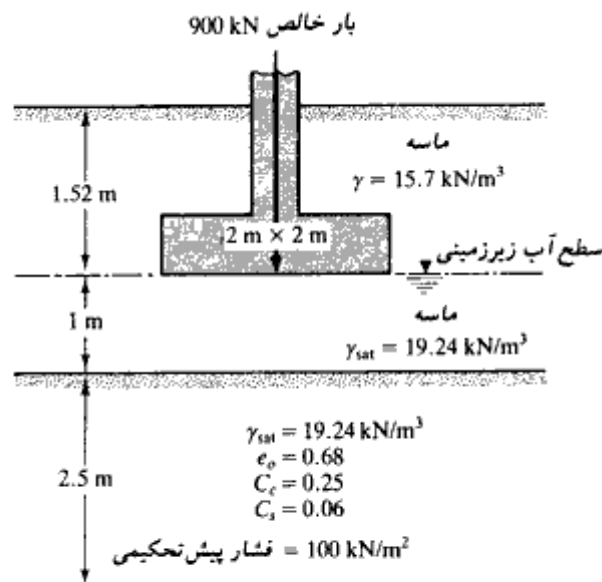
$$\begin{aligned} & \text{ماسه} \\ & \gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3 \\ & \phi = 35^\circ \\ & c = 0 \\ & \mu_s = 0.33 \\ & E = 12,000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

۳-۳۱ - یک سطح انعطاف‌پذیر دایره تحت بار گسترده یکنواختی به شدت ۱۴۵ کیلونیوتن بر متر مربع قرار دارد. قطر ناحیه بارگذاری شده، ۳ متر است. افزایش تنش خاک را به علت این بارگذاری در عمق ۲/۲۵ در زیر مرکز دایره، محاسبه نمایید.

۳-۳۲ - به شکل ۳-۳۵ - ب که یک سطح انعطاف‌پذیر مستطیلی را نشان می‌دهد، مراجعه نمایید. داریم:
 $B_1 = 1.2 \text{ m}, B_2 = 3 \text{ m}, L_1 = 3 \text{ m}, L_2 = 6 \text{ m}$
 اگر این سطح تحت بار گسترده یکنواخت ۱۱۰ کیلونیوتن بر متر مربع قرار گیرد، مطلوبست تعیین افزایش تنش خاک در عمق ۸ متری زیر نقطه O .

۳-۳۳ - مسئله ۳-۳۲ را با استفاده از نمودار نیومارک حل کنید.

۳-۳۴ - در شکل، یک شالوده مربع نشان داده شده است. افزایش متوسط فشار را در لایه رسی در زیر مرکز شالوده محاسبه کنید.
 الف: با استفاده از شکل ۳-۳۷ ب: با استفاده از روش ۲ به ۱ (شکل ۳-۳۸).



شکل مسئله ۳-۳۴

۳- ۳۵ - مسئله ۳- ۳۴ را با استفاده از نمودار نیومارک حل کنید.

۳- ۳۶ - با مراجعه به شکل مسئله ۳- ۳۵، با استفاده از نمودار نیومارک، افزایش تنش متوسط لایه رسی را در زیر گوشه شالوده محاسبه کنید.

۳- ۳۷ - مسئله ۳- ۳۶ را با استفاده از جدول ۳- ۷ تکرار کنید.

۳- ۳۸ - با استفاده از نتایج قسمت الف مسئله ۳- ۳۴، مطلوبست تعیین نشست تحکیم لایه رسی نشان داده شده در شکل مسئله ۳- ۳۴.

۳- ۳۹ - با استفاده از نتایج قسمت ب مسئله ۳- ۳۴، مطلوبست تعیین نشست تحکیم لایه رسی نشان داده شده در شکل مسئله ۳- ۳۴.

۳- ۴۰ - به مسئله ۲- ۴ مراجعه نمایید. ظرفیت باربری خالص مجاز شالوده‌ای به ابعاد $1/5 \times 1/5$ متر در پلان چقدر می‌باشد. داریم:

$$D_f = 0.9 \text{ m} \quad \text{نشست مجاز} = 2.54 \text{ cm}$$

از رابطه ۳- ۱۰۹ استفاده کنید.

۳- ۴۱ - مسئله ۳- ۴۰ را با استفاده از شکل ۳- ۴۵ حل کنید.

۳- ۴۲ - دو آزمایش بارگذاری با صفحات دایره در صحرا انجام شد. در نشست ۱۳ میلیمتر نتایج زیر حاصل شد:

تقر صفحه (mm)	بار (kN)
304.8	45.5
762	169.7

برای حمل بار خالص ۴۰۰ کیلونیوتن با نشست ۱۳ میلیمتر، ابعاد شالوده مربع لازم چقدر می‌باشد.

مآخذ فصل سوم

- American Society for Testing and Materials (1982). *Annual Book of ASTM Standards*, Part 19, Philadelphia, Pa.
- Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures," *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany, Vol. III, pp. 135-137.
- Bowles, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.
- Burland, J. B., and Worth, C. P. (1974). "Allowable and Differential Settlement of Structures Including Damage and Soil-Structure Interaction," *Proceedings, Conference on Settlement of Structures*, Cambridge University, England, pp. 611-654.
- Caquot, A., and Kerisel, J. (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent," *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. I, pp. 336-337.
- Christian, J. T., and Carrier, W. D. (1978). "Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli's Chart Reinterpreted," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, pp. 124-128.
- Das, B. M. (1983). *Advanced Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- De Beer, E. E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand," *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, pp. 387-411.
- Georgiadis, M., and Butterfield, R. (1988). "Displacement of Footings on Sand Under Eccentric and Inclined Loads," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 2, pp. 199-212.
- Grant, R. J., Christian, J. T., and Vanmarcke, E. H. (1974). "Differential Settlement of Buildings," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 100, No. GT9, pp. 973-991.
- Hanna, A. M., and Meyerhof, G. G. (1981). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, No. 4, pp. 599-603.
- Hansen, J. B. (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Danish Geotechnical Institute, *Bulletin 28*, Copenhagen.
- Harr, M. E. (1966). *Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Hightner, W. H., and Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads," *Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol. 111, No. GT5, pp. 659-665.
- Housel, W. S. (1929). "A Practical Method for the Selection of Foundations Based on Fundamental Research in Soil Mechanics," *Research Bulletin No. 13*, University of Michigan, Ann Arbor.
- Ismael, N. F., and Vesic, A. S. (1981). "Compressibility and Bearing Capacity," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, No. GT12, pp. 1657-1676.
- Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). "Veiledning ved losning av fundamentering—soppgaver," *Publication No. 16*, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 30-32.

- Lee, I. K. (1963). "Elastic Settlements of Footing with a Rough Interface," *Proceedings, Fourth Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 225-230.
- Lundgren, H., and Mortensen, K. (1953). "Determination by the Theory of Plasticity on the Bearing Capacity of Continuous Footings on Sand," *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 409-412.
- Meyerhof, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich*, Vol. 1, pp. 440-445.
- Meyerhof, G. G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 82, No. SM1, pp. 1-19.
- Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-26.
- Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 2, pp. 224-229.
- Meyerhof, G. G., and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil Under Inclined Load," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 4, pp. 565-572.
- Mitchell, J. K., and Gardner, W. S. (1975). "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics," *Proceedings, Specialty Conference, American Society of Civil Engineers*, Vol. 2, pp. 279-345.
- Newmark, N. M. (1935). "Simplified Computation of Vertical Pressure in Elastic Foundation," *Circular 24, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana*.
- Newmark, N. M. (1942). "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations," *Bulletin No. 338, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana*.
- Osterberg, J. O. (1957). "Influence Values for Vertical Stresses in Semi-Infinite Mass Due to Embankment Loading," *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 393-396.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.
- Polshin, D. E. and Tokar, R. A. (1957). "Maximum Allowable Nonuniform Settlement of Structures," *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*, Vol. 1, pp. 402-405.
- Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol. 1, No. 1, pp. 15-20.
- Reedy, A. S., and Srinivasan, R. J. (1967). "Bearing Capacity of Footings on Layered Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, No. SM2, pp. 83-99.
- Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem," *Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics, Delft*, pp. 295-311.
- Schmertmann, J. H. (1970). "Static Cone to Compute Settlement Over Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 96, No. SM3, pp. 1011-1043.
- Schmertmann, J. H., and Hartman, J. P. (1978). "Improved Strain Influence Factor

- Diagrams," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 104, No. GT8, pp. 1131-1135.
- Skempton, A. W. (1951). "The Bearing Capacity of Clays," *Proceedings, Building Research Congress*, London, pp. 180-189.
- Skempton, A. W., and Bjerrum, L. (1957). "A Contribution to Settlement Analysis of Foundations in Clay," *Geotechnique*, London, Vol. 7, p. 178.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.
- Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record No. 39*, National Academy of Sciences, pp. 112-153.
- Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 99, No. SM1, pp. 45-73.
- Wahls, H. E. (1981). "Tolerable Settlement of Buildings," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, No. GT11, pp. 1489-1504.
- Whitman, R. V., and Richart, F. E. (1967). "Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, No. SM6, pp. 169-193.

پیوست فصل سوم طراحی سازه‌های شالوده‌های تک

پ - ۳ - ۱ مقدمه

طراحی سازه‌های شالوده‌ها به کتب طراحی سازه‌های بتن مسلح مربوط می‌شود. لیکن از آنجایی که رسم بر این شده که در کنار اصول ظرفیت باربری نهایی، طراحی سازه‌های شالوده‌ها نیز در دروس مهندسی پی مورد توجه قرار گیرد، در این پیوست ابتدا اصول طراحی بتن مسلح و در ادامه روش طراحی شالوده دیوار و شالوده منفرد با ارائه مثالهایی مورد بحث قرار می‌گیرد. علاقمندان برای جزئیات بیشتر می‌توانند به فصل ۱۱ کتاب طراحی سازه‌های بتن مسلح، تألیف مترجم این کتاب مراجعه نمایند.

پ - ۳ - ۲ اصول طراحی بتن مسلح طبق آیین‌نامه ACI

ضرایب بار:

طبق آیین‌نامه ACI، ضرایب بار در ترکیب بارهای مرده و زنده به شرح زیر می‌باشد:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

(پ - ۱)

که در رابطه فوق:

U = بار ضریب‌دار (یا بار با ضریب)

D = بار مرده

L = بار زنده

در صورت ظهور نیروی باد، ترکیب بار نهایی به صورت زیر در می آید:

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$$

(پ - ۲)

که در آن:

$$W = \text{بار باد}$$

در صورت وجود بار زلزله E ، در رابطه فوق به جای W ، مقدار $1.1E$ جایگزین می شود. برای منظور کردن عدم ظهور بار زنده، ترکیب بار زیر باید در نظر گرفته شود:

$$U = 0.9D + 1.3W$$

(پ - ۳)

در صورت وجود بار زلزله، در رابطه فوق نیز به جای W ، مقدار $1.1E$ جایگزین می شود.

ضرایب کاهش ظرفیت

ظرفیتهای نهایی تئوریک محاسبه شده برای اعضای بتن مسلح، با ضرب شدن در ضرایب کاهش ظرفیت، به ظرفیت طرح تبدیل می شوند. داریم:

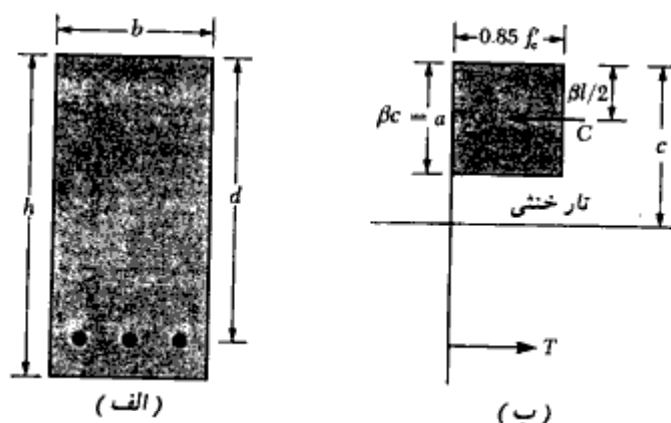
(مقاومت نهایی تئوریک یا اسمی) ϕ = مقاومت نهایی طرح

طبق آیین نامه ACI، ضرایب کاهش ظرفیت به شرح زیر می باشند:

ϕ	شرایط
0.9	۱. کشش، خمش، و خمش توأم با کشش
0.85	۲. برش یا پیچش
0.7 ~ 0.9	۳. ستونهای تنگدار تحت فشار و یا فشار توأم با خمش
0.75 ~ 0.9	۴. ستونهای دورپیچ تحت فشار و یا فشار توأم با خمش
0.7	۵. فشار تماسی در روی بتن
0.65	۶. خمش در بتن غیرمسلح

ظرفیت خمشی مقطع مستطیلی فقط با فولاد کششی

در شکل پ - ۱ - ۳، یک مقطع مستطیلی با فولاد کششی تنها به همراه توزیع تنش فشاری در بتن در حالت نهایی نشان داده شده است. در این شکل داریم:



شکل پ-۳-۱ - مقطع مستطیلی در خمش

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه بتن (مگاپاسکال یا نیوتن بر

میلیمتر مربع)

A_s = سطح مقطع فولاد کششی (میلیمتر مربع)

f_s = تنش جاری شدن فولاد (مگاپاسکال یا نیوتن بر میلیمتر مربع)

d = ارتفاع مؤثر (میلیمتر)

c = فاصله تار کششی تا تار فوقانی (میلیمتر)

a = ارتفاع بلوک تنش مستطیلی (میلیمتر)

$$a = \beta c$$

که در آن مقدار β برابر است با:

$$f'_c \leq 28 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta = 0.85$$

$$28 \text{ N/mm}^2 < f'_c < 56 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta = 0.85 - 0.05 \times \frac{f'_c - 28}{7}$$

$$f'_c \geq 56 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta = 0.65$$

با اعمال شرط تعادل نیروها در امتداد افق به دست می‌آید:

نیروی کششی (T) = برآیند نیروی فشاری (C)

$$0.85f'_c ab = A_s f_s$$

یا:

$$a = \frac{A_s f_s}{0.85f'_c b}$$

(پ-۴)

که مقدار فوق همان ارتفاع بلوک تنش فشاری بتن است.
با نوشتن لنگر نیروها حول برآیند نیروی فشاری، ظرفیت خمشی نهایی اسمی (تئوریک) مقطع به دست می آید:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{پ} - ۵)$$

که در آن، M_n ظرفیت خمشی نهایی اسمی (تئوریک) می باشد. با ضرب کردن این مقدار در ضریب کاهش ظرفیت ϕ ، ظرفیت خمشی نهایی طرح تعیین می شود:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{پ} - ۶)$$

با تلفیق روابط (پ - ۵) و (پ - ۶) به دست می آید:

$$M_u = \phi A_s f_y \left[d - \left(\frac{1}{2} \right) \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \right] = \phi A_s f_y \left(d - \frac{0.59 A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad (\text{پ} - ۷)$$

نسبت فولاد در مقطع به صورت زیر تعریف می شود:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (\text{پ} - ۸ - \text{الف})$$

نسبت فولاد متعادل، طبق تعریف مقدار فولادی است که به ازای آن، بتن و فولاد به طور همزمان به مقاومت نهایی خود می رسند. با فرض ضریب الاستیسیته فولاد مساوی 2×10^5 مگاپاسکال، نسبت فولاد متعادل به صورت زیر در می آید:

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y} (\beta) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{پ} - ۸ - \text{ب})$$

f_y و f'_c بر حسب مگاپاسکال

برای جلوگیری از شکست ترد، آیین نامه ACI نسبت حداکثر فولاد را به ۷۵ درصد نسبت فولاد متعادل محدود می کند. یعنی

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \quad (\text{پ} - ۹)$$

ظرفیت برش خمشی مقطع مستطیلی

مقاومت برشی نهایی اسمی (با تئوریک) یک مقطع مستطیلی به صورت زیر بیان می شود:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{پ} - ۱۰)$$

که در رابطه فوق:

$$V_c = \text{مقاومت برشی اسمی بتن}$$

$$V_s = \text{مقاومت برشی اسمی فولادهای برشی}$$

با ضرب مقاومت برشی نهایی اسمی در ضریب کاهش ظرفیت ϕ ، مقاومت برشی نهایی طرح به دست می آید:

$$V_n = \phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (\text{پ} - ۱۱)$$

طبق آیین نامه ACI مقاومت برشی نهایی اسمی بتن از روابط زیر محاسبه می شود:

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}bd \quad \text{برش خمشی} \quad (\text{پ} - ۱۲ - \text{الف})$$

و

$$V_c = 0.34\sqrt{f'_c}bd \quad \text{برش سوراخ کننده} \quad (\text{پ} - ۱۲ - \text{ب})$$

در روابط فوق f'_c برحسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، b و d برحسب میلیمتر و V_c برحسب نیوتن است.

مشخصات هندسی میلگردها

در جداول پ - ۱ مشخصات هندسی میلگردهای مصرفی در بتن مسلح ارائه شده است.

جدول پ - ۱ - مشخصات هندسی میلگردها

قطر (mm)	سطح مقطع (mm ²)
6	28
8	50
10	79
12	113
14	154
16	201
18	254
20	314
22	380
25	491
30	707
32	804
40	1256
50	1963
60	2827

طول مهاری در کشش برای میلگردهای آجدار
طول مهاری پایه:

۱. میلگردهایی به قطر ۳۶ میلیمتر و کوچکتر

$$l_{\text{ش}} = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c} > 0.058 d_b f_y \quad (\text{پ} - ۱۳)$$

۲. میلگرد به قطر ۴۳ میلیمتر

$$l_{\text{ش}} = 26 f_y / \sqrt{f'_c} \quad (\text{پ} - ۱۴)$$

۳. میلگرد به قطر ۵۷ میلیمتر

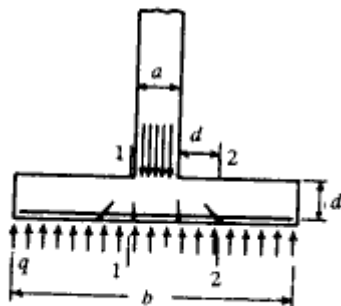
$$l_{\text{ش}} = 34 f_y / \sqrt{f'_c} \quad (\text{پ} - ۱۵)$$

طول مهاری پایه باید در ضرایب زیر ضرب گردد تا طول مهاری به دست آید:

ضریب	حالت
1.4	میلگرد فوقانی
$2-420/f_y$	r_f بزرگتر از ۴۲۰ مگاپاسکال
1.33	بتن سبک
0.8	میلگرد با فاصله مرکز به مرکز بزرگتر از ۱۵۰ میلیمتر و فاصله مرکز میلگرد تا وجه خارجی بزرگتر از ۷۵ میلیمتر
میلگرد تعبیه شده / میلگرد لازم	میلگرد بیش از مورد نیاز

پ - ۳ - ۳ شالوده دیوار

برای طراحی شالوده پای دیوار، اصول خمش ساده تیرها با جزئی اختلاف به کار برده می شود. شکل پ - ۳ - ۲ یک شالوده پای دیوار (دیوار از بتن مسلح) را با نیروهای مؤثر بر آن نشان می دهد. اگر بر پایه این نیروها لنگر خمشی شالوده محاسبه گردد، حداکثر لنگر در وسط شالوده در امتداد محور دیوار رخ می دهد. لیکن آزمایشات نشان می دهند که در این حالت کافی است لنگر در لبه دیوار محاسبه گردد. در آزمایشات ترکهای کششی در محل های نشان داده شده در شکل پ - ۳ - ۲ تشکیل گردیدند. همان طور که دیده می شود، ترک کششی خمشی در لبه دیوار قرار دارد نه در محور آن. برای شالوده هایی که دیوارهای بنایی را حمل می نمایند، مقطع بحرانی برای محاسبه لنگر خمشی



شکل پ - ۲ - ۳ - شالوده پای دیوار

حداکثر وسط فاصله لبه دیوار و محور دیوار می باشد. زیرا سختی دیوار بتنی از دیوار بتنی کمتر می باشد. بنابراین حداکثر لنگر خمشی در شالوده پای دیوار بتن مسلح برابر است با:

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b - a)^2 \quad (\text{پ - ۱۶})$$

با مراجعه به شکل پ - ۳ - ۲ دیده می شود که ترک کششی قطری همانند تیرها به فاصله d از لبه دیوار تشکیل یافته است. بنابراین مقطع بحرانی برای کنترل برشی در فاصله d از لبه دیوار در نظر گرفته می شود و مقدار نیروی برشی بحرانی برابر است با:

$$V_u = q_u \left(\frac{b - a}{2} - d \right) \quad (\text{پ - ۱۷})$$

مثال پ - ۱ - ۳ - طرح یک شالوده دیوار

یک دیوار بتنی به ضخامت ۴۰۰ میلیمتر، بار مرده ای (شامل وزن خودش) به شدت ۲۰۰ kN/m و بار زنده ای به شدت ۱۴۰ kN/m را حمل می کند. مطالعات مکانیک خاک نشان می دهد که تنش مجاز فشاری خاک در سطح تماس شالوده با خاک که به خاطر مسایل یخبندان در عمق ۱/۲ متری سطح زمین قرار دارد، مساوی $q_u = 215 \text{ kN/m}^2$ می باشد. مطلوب است طراحی شالوده این دیوار.

$$f'_c = 21 \text{ Mpa} \quad f_y = 280 \text{ Mpa}$$

حل:

اگر ضخامت شالوده را مساوی ۰/۳۰ متر فرض نمایم، ارتفاع خاک روی شالوده مساوی ۰/۹ متر در می آید. با فرض وزن مخصوص بتن مسلح مساوی ۲۴ کیلو نیوتن بر متر مکعب و وزن مخصوص

خاک مساوی ۱۶ کیلونیوتن بر متر مکعب، تنش مجاز مؤثر باقیمانده برای حمل بارهای ناشی از دیوار برابر می‌شود با:

$$q_e = 215 - (0.3 \times 24 + 0.9 \times 16) = 193.4 \text{ kN/m}^2$$

(بدون ضریب) $200 + 140 = 340 \text{ kN/m}$ بار مرده + زنده

$$\text{عرض لازم برای شالوده} = 340/193.4 = 1.76 \text{ m}$$

عرض شالوده مساوی ۱/۸ متر انتخاب می‌شود.

تعیین تنش فشاری تماسی برای بارهای با ضریب

$$q_u = \frac{1.4 \times 200 + 1.7 \times 140}{1.80} = 287.8 \text{ kN/m}^2$$

با داشتن مقدار فوق، لنگر خمشی و نیروی برشی در مقاطع بحرانی مربوطه برابرند با: (روابط پ-۱۶ و پ-۱۷)

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b - a)^2 = \frac{1}{8} \times 287.8 (1.80 - 0.4)^2 = 70.5 \text{ kN.m/m}$$

با فرض $d = 215 \text{ mm}$ داریم: (پوشش حداقل ۷۵ میلی‌متر در شالوده)

$$V_u = q_u \left(\frac{b - a}{2} - d \right) = 287.8 \left(\frac{1.80 - 0.4}{2} - 0.215 \right) = 139.6 \text{ kN/m}$$

نیروی برشی نقش عمده‌ای در تعیین ارتفاع شالوده‌ها دارد. مخصوصاً اینکه غالباً سعی می‌شود که شالوده طوری طراحی گردد که احتیاج به میلگردهای برشی نداشته باشیم و مقاومت برشی V_c بتن بزرگتر از تنش اسمی V_u باشد. قرار دادن میلگردهای برشی در شالوده‌ها غالباً از لحاظ اجرایی غیراقتصادی است. همچنین همان‌طور که از بتن مسلح می‌دانیم وقتی v_u کمتر از v_c گردد، در دالها و شالوده‌ها احتیاج به تعبیه میلگردهای برشی حداقل نمی‌باشد.

$$v_u = \frac{139.6 \times 1000}{0.85 \times 1000 \times 215} = 0.764 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)}$$

$$v_c = 0.17 \sqrt{21} = 0.779 > 0.764 \text{ Mpa خوبست}$$

$$M_u = 70.5/0.9 = 78.3 \text{ kN.m/m}$$

تعیین فولاد کششی

$$A_s \text{ اولیه} = \frac{M_u}{f_y (0.85 d)} = \frac{78.3 \times 10^6}{280 (0.85 \times 215)} = 1530 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a = 1530 \times 280 / (0.85 \times 1000 \times 21) = 24 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{78.3 \times 10^6}{280 (215 - 12)} = 1378 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi 18 \text{ at } 150 \text{ mm}, A_s = 254 \times \frac{1000}{150} = 1693 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{انتخاب می شود:}$$

کنترل طول مهاري

از مقطع بحرانی خمشی (لبه دیوار) تا انتهای میلگرد باید بزرگتر یا مساوی طول مهاري در کشش گردد.

$$l_d = 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.019 \times 254 \times 280 / \sqrt{210} = 295 \text{ mm}$$

$$l_d = 0.058 d_b f_y = 0.058 \times 18 \times 280 = 292 \text{ mm}$$

حداقل طول مهاري مساوی ۳۰۰ میلیمتر ملاک عمل خواهد بود.

$$\text{طول مهاري موجود} = (1800 - 400) / 2 = 700 \text{ mm} > 300$$

میلگردهای حرارتی طولی

در امتداد طولی شالوده باید میلگردهای حرارتی حداقل قرار داد ($\rho = 0.0012$)

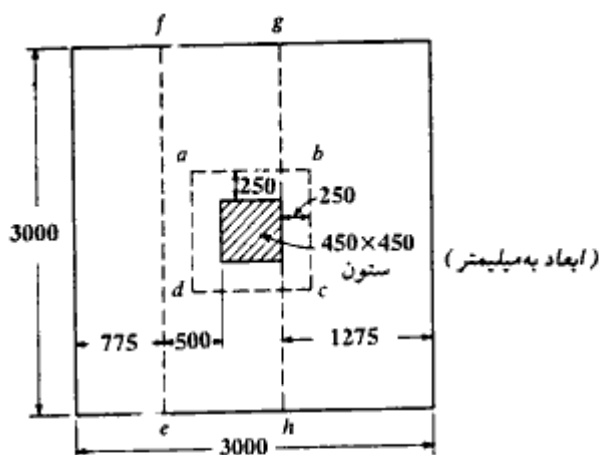
$$A_s = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\Phi 12 \text{ at } 300, A_s = 377 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

توجه شود که میلگردهای خمشی و حرارتی هر دو در قسمت تحتانی شالوده قرار می گیرند.

مثال پ - ۳ - ۲ - طراحی یک شالوده مربع

یک ستون به ابعاد 450×450 میلیمتر با بتنی با $f'_c = 28 \text{ N/mm}^2$ که با ۸ میلگرد شماره ۲۶ با $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$ مسلح شده است، نیروی محوری بدون ضریب $1021/5$ کیلونیوتن به علت بار مرده و $794/5$ کیلونیوتن به علت بارهای زنده را حمل می نماید. در صورتی که فشار مجاز خاک مساوی 245 کیلونیوتن بر متر مربع باشد، یک شالوده مربع برای این ستون که کف آن $1/5$ متر پایین تر از سطح زمین باشد طراحی نمایید. برای شالوده نیز از همان بتن و فولاد به کار رفته در ستون استفاده نمایید (شکل پ - ۳ - ۳).



شکل پ-۳-۳

حل:

کف شالوده از سطح زمین $1/5$ متر فاصله دارد که این فاصله قسمتی توسط بتن شالوده و ستون و قسمتی توسط خاک پر می‌شود. اگر وزن مخصوص این مخلوط 20 کیلو نیوتن بر متر مکعب فرض شود، فشار ناشی از $1/5$ متر ارتفاع آن برابر است با:

$$\text{فشار ناشی از وزن شالوده و خاک روی آن} = 1.5 \times 20 = 30 \text{ kN/m}^2$$

که با توجه به آن می‌توان فشار خالص مجاز برای حمل بار محوری بدون ضریب را به دست آورد:

$$q_e = 245 - 30 = 215 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 1021.5 + 794.5 = 1816.0 \text{ kN}$$

$$\text{لازم } A = 1816.0 / 215 = 8.45 \text{ m}^2$$

از یک شالوده مربع 3×3 متر استفاده می‌نماییم (شکل ۱۱ - الف)

$$A = 3.0 \times 3.0 = 9 \text{ m}^2 > 8.45 \text{ m}^2 \text{ موجود}$$

برای طراحی شالوده، فشار تحت به فوق q_u به علت بارهای با ضریب ستون برابر است با:

$$P_u = 1.4 \times 1021.5 + 1.7 \times 794.5 = 2780.8 \text{ kN}$$

$$q_u = 2780.8 / 9 = 309 \text{ kN/m}^2$$

انتخاب ارتفاع شالوده:

عوامل مؤثر در انتخاب ارتفاع شالوده، برش سوراخ‌کننده و طول مهارش فشاری میلگردهای ریشه

پیوست فصل سوم

ستون می‌باشند. چون میلگردهای ستون نمره ۲۶ می‌باشند، میلگرد ریشه نیز نمره ۲۶ انتخاب می‌شود که طول مهار فشاری آن بزرگترین دو مقدار زیر است.

$$0.24 d_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.24 \times 26 \times 350 / \sqrt{28} = 413 \text{ mm}$$

$$0.043 d_b f_y = 0.043 \times 26 \times 350 = 391.3 \text{ mm}$$

با توجه به اعداد به دست آمده ارتفاع شالوده را برای آزمایش اول ۰/۶ متر انتخاب نموده و آن را برای برش سوراخ‌کننده کنترل می‌نماییم.

محاسبه ارتفاع مؤثر متوسط

اگر از میلگرد نمره ۲۶ برای شالوده با قطر پوششی ۷۵ میلی‌متر استفاده نماییم، ارتفاع مؤثر برابر خواهد بود:

$$d = \frac{1}{2} [(600 - 75 - 13) + (600 - 75 - 26 - 13)] = 499.0 \# 500 \text{ mm}$$

کنترل برش سوراخ‌کننده در مقطع بحرانی $abcd$ به فاصله $d/2$ از بر ستون:

$$b_o = 4 (450 + 500) = 3800 \text{ mm}$$

$$V_u = 309 (3^2 - 0.95^2) = 2502.1 \text{ kN}$$

$$v_n = \frac{V_u}{\phi b_o d} = \frac{2502.1 \times 1000}{0.85 \times 3800 \times 500} = 1.55 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

تنش برشی مقاوم بتن استفاده از رابطه پ - ۱۲ - ب برابر است با:

$$v_c = 0.34 \sqrt{f'_c} = 0.34 \sqrt{28} = 1.8 \text{ N/mm}^2 > 1.55$$

کنترل برش یکطرفه (برش تیری) در مقطع ef به فاصله d از لبه ستون

$$V_u = 3 \times 0.775 \times 309 = 718.4 \text{ kN}$$

$$v_n = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{718.4 \times 10^3}{0.85 \times 3000 \times 500} = .563 \text{ N/mm}^2$$

$$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} = 0.17 \sqrt{28} = 0.9 \text{ N/mm}^2 > .563 \text{ خوبست}$$

محاسبه سطح مقطع میلگردهای کششی

لنگر خمشی در مقطع بحرانی g/h :

$$M_u = 3 \times 309 \times \frac{1.275^2}{2} = 753.5 \text{ kN.m}$$

$$\text{لازم } M_n = M_u / \phi = 753.5 / 0.9 = 837.2 \text{ kN.m}$$

$$\text{اولیه } A_s = \frac{M_n}{f_y (0.85d)} = \frac{837.2 \times 10^6}{350 (0.85 \times 500)} = 5628 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{5628 \times 350}{0.85 \times 28 \times 3000} = 27.6 \text{ mm} \rightarrow d - \frac{a}{2} = 486.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{837.2 \times 10^6}{350 \times 486.2} = 4920 \text{ mm}^2$$

$$\text{حد اقل } A_s = \frac{1.4}{f_y} b d = \frac{1.4}{350} \times 3000 \times 500 = 6000 \text{ mm}^2 > 4920$$

پس A_s حد اقل کنترل کننده است. در هر امتداد از ۱۲ میلگرد آجدار نمره ۲۶ استفاده می‌کنیم.

$$A_s = 12 \times 531 = 6372 \text{ mm}^2 > 6000$$

کنترل طول مهاري در کشش:

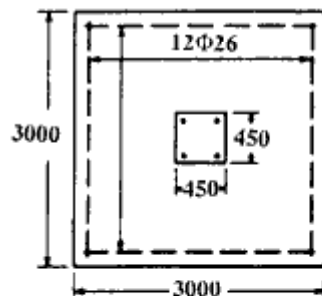
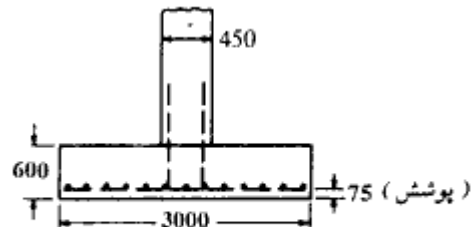
طول مهاري میلگرد نمره ۲۶، بزرگترین دو مقدار زیر می‌باشد:

$$0.019 A_s F_y / \sqrt{f'_c} = 0.019 \times 531 \times 350 / \sqrt{28} = 667 \text{ mm}$$

$$0.058 d_s f_y = 0.058 \times 26 \times 350 = 528 \text{ mm}$$

فاصله مقطع بحرانی g_h از لبه شالوده مساوی ۱۲۷۵ میلی‌متر است که بزرگتر از ۶۶۷ میلی‌متر می‌باشد.

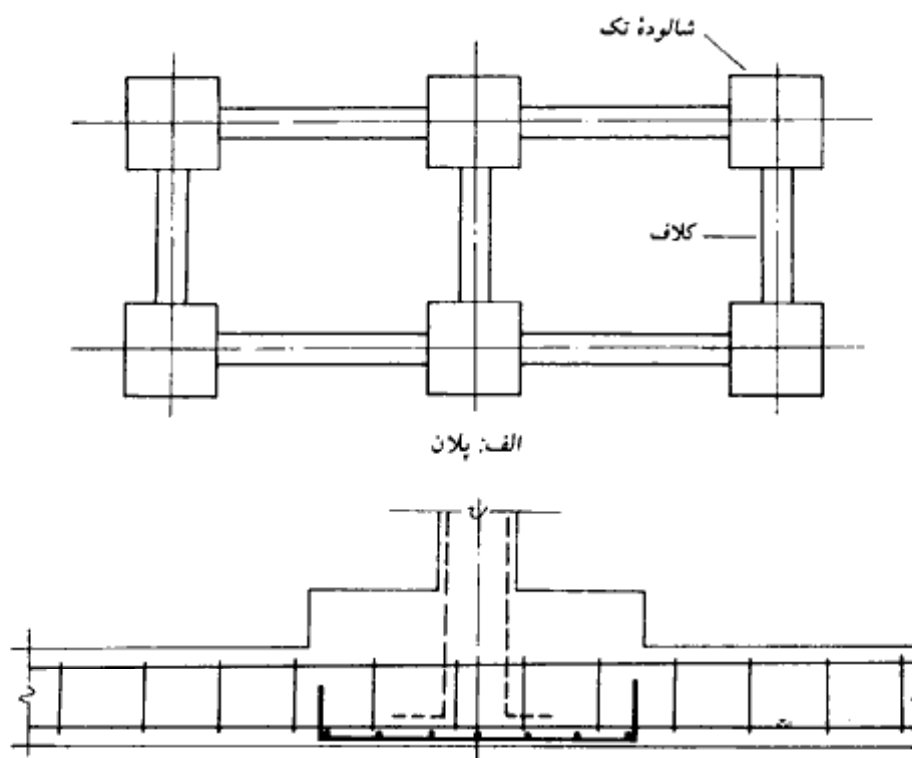
در شکل پ - ۳ - ۴ طرح نهایی شالوده نشان داده شده است.



شکل پ - ۳ - ۴

کلاف^۱ (شناژ)

وقتی که در یک ساختمان از شالوده‌های تک استفاده می‌شود، آنها را باید توسط کلافهایی به یکدیگر متصل نمود. کلافها به هیچ وجه برای جلوگیری از نشستهای نامساوی نیستند و وظیفه آنها بستن شالوده‌های تک به یکدیگر و جلوگیری از بازی کردن آنها مخصوصاً در مقابل تکانهای ناشی از زلزله می‌باشد. در شکل پ-۳-۵ الف یک نمونه از کلاف‌بندی شالوده‌ها نشان داده شده است. کلافها در امتداد محورهای ساختمان در دو امتداد متعامد قرار داده می‌شوند. هر کلاف باید قادر باشد ۵ درصد نیروی فشاری سنگین‌ترین ستون را به صورت کششی حمل نماید و میلگرد حداقل کلاف ۴۰ میلگرد طولی ۱۲ در چهار گوشه مقطع با خاموتهای نمره ۵ به فواصل حداکثر ۲۵ سانتیمتر توصیه می‌شود.



ب: عبور میلگردهای کلاف از داخل شالوده تک

شکل پ-۳-۵ - کلاف‌بندی شالوده‌های تک

ارتفاع حداقل کلاف نیز ۳۰ سانتیمتر پیشنهاد می‌گردد. عرض کلافها باید با توجه به عرض کرسی چینی احتمالی روی آن کنترل گردد. لازم به تذکر است که میلگردهای طولی کلافها نباید روی شالوده قطع شوند و باید به صورت ممتد از آن عبور نمایند (شکل پ - ۳ - ۵ - ب).

بتن مگر^۱ (بتن کم‌مایه)

قبل از اجرای عملیات آرماتوربندی و قالب‌بندی شالوده، روی بستر خاکی تسطیح شده، یک بتن کم‌عیار (غالباً با عیار 150 kg/m^3 سیمان) به ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتیمتر ریخته می‌شود که به آن بتن مگر (با کسر میم و سکون گ) گفته می‌شود. بتن مگر یک بتن نفاذتی است و با توجه به ایجاد سطح صاف برای پیاده کردن محور ستونها و همچنین جلوگیری از تداخل خاک به بتن شالوده، استفاده از آن همیشه توصیه می‌شود. در ضمن در صورت ریختن بتن مگر می‌توان از پوشش بتن روی میلگردهای تحتانی شالوده کاست.



|

|

فصل چهارم

شالوده‌های مرکب

۴-۱ مقدمه

شالوده‌های مرکب^۱ اساساً از نوع شالوده‌های سطحی هستند. از شالوده‌های مرکب وقتی استفاده می‌شود که ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های تک کافی نباشد. چهار نوع اصلی شالوده مرکب وجود دارد (شکل ۴-۱ الف)، که عبارتند از:

۱ - شالوده مرکب مستطیلی: وقتی که ستونهای کناری ساختمان چسبیده به لبه‌های زمین باشند، با توجه به اینکه از لحاظ قانونی امکان تجاوز شالوده به خارج از حدود قانونی زمین وجود ندارد، برای ستون لبه‌ای نمی‌توان یک شالوده تک طراحی نمود و لازم است شالوده ستون لبه‌ای با شالوده یک یا چند ستون مجاور، به صورت یکپارچه ساخته شود (شکل ۴-۱ ب). اگر تنش مجاز خالص خاک معلوم باشد، ابعاد شالوده مرکب مستطیلی یعنی $B \times L$ را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

الف: مساحت کل شالوده (A) را از رابطه زیر تعیین نمایید:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{all(net)}} \quad (4-1)$$

که در آن:

$$Q_1, Q_2 = \text{بارهای ستون}$$

$$q_{all(net)} = \text{ظرفیت باربری مجاز خالص خاک زیر شالوده}$$

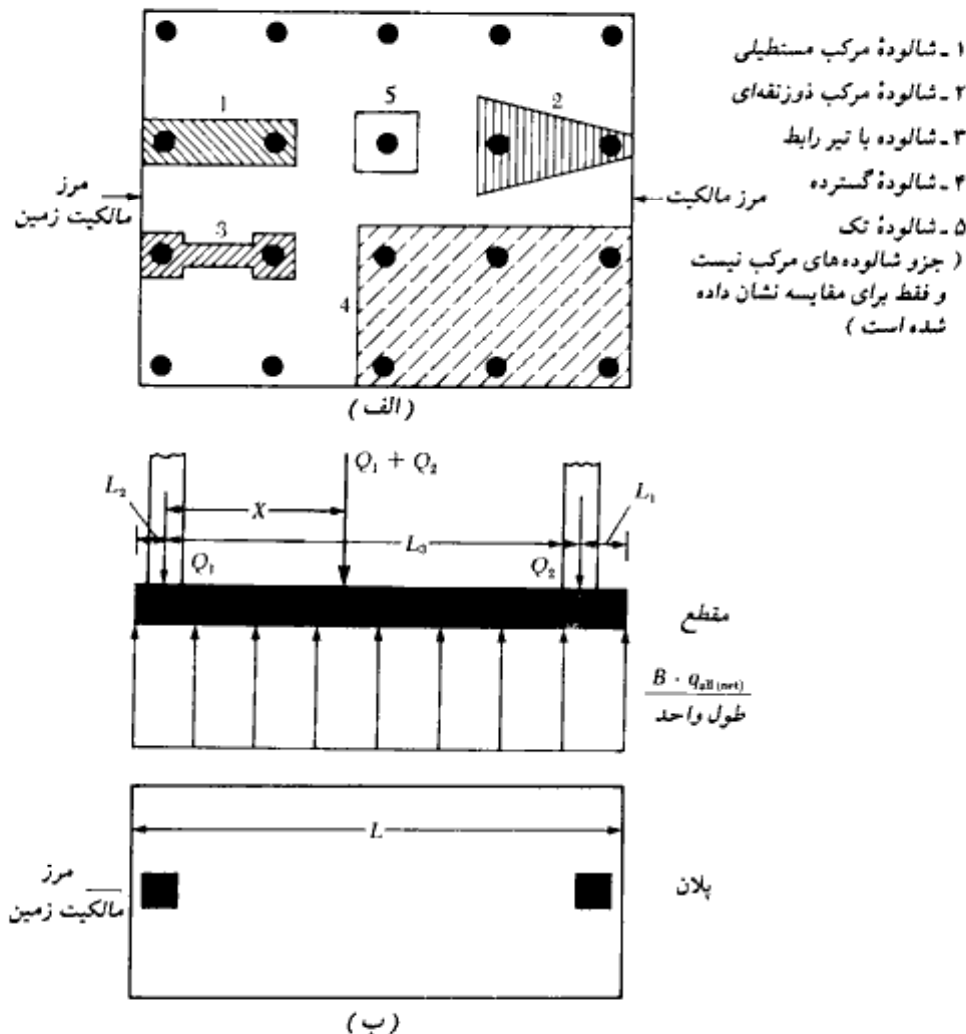
1- combined footing

2- Rectangular combined footing

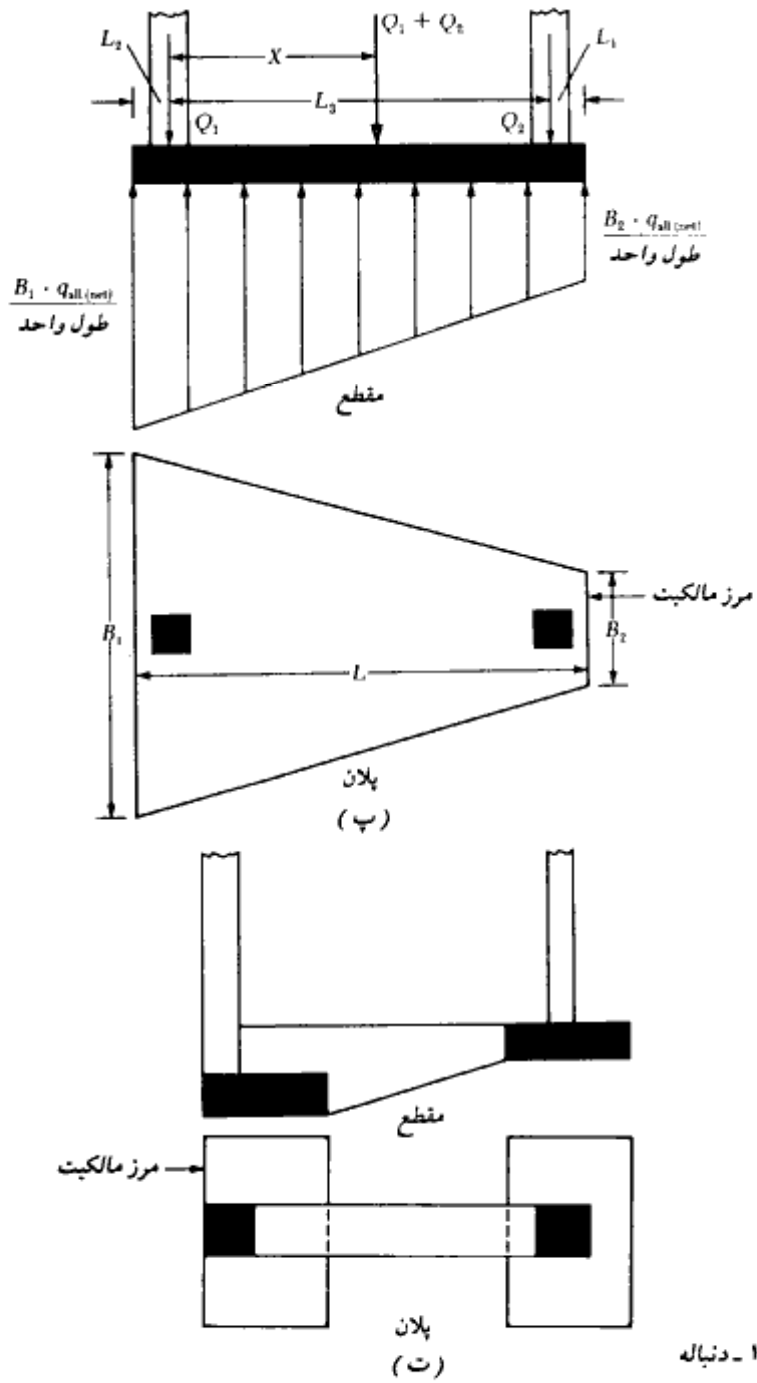
ب: محل برآیند بار ستون را محاسبه نمایید. با توجه به شکل ۴-۱-ب داریم:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} \quad (۴-۲)$$

پ: به منظور حصول توزیع فشار یکنواخت در زیر شالوده، برآیند بار ستونها باید از مرکز



شکل ۴-۱- (الف) انواع شالوده‌های مرکب، (ب) شالوده مرکب دوستونی مستطیلی، (پ) شالوده مرکب دوستونی ذوزنقه‌ای، (ت) شالوده مرکب دوستونی با تیرکلانف (شالوده باسکولی)



شکل ۴-۱- دنباله

هندسی شالوده عبور نماید. بنابراین:

$$L = 2(L_2 + X) \quad (۳ - ۴)$$

که در آن:

$$L = \text{طول شالوده}$$

ت: با داشتن طول L ، طول L_1 را می توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$L_1 = L - L_2 - L_3 \quad (۴ - ۴)$$

توجه شود که مقدار L_2 یعنی فاصله ستون کناری از لبه زمین معلوم فرض می شود.

ث: حال می توان عرض شالوده را به صورت زیر تعیین نمود:

$$B = \frac{A}{L} \quad (۵ - ۴)$$

برای دیدن روش طراحی یک شالوده مستطیل با جزئیات کامل، به مثال پ - ۴ - ۱ در پیوست همین فصل مراجعه شود.

۲ - شالوده مرکب ذوزنقه ای: شالوده مرکب ذوزنقه ای نیز حالت دیگری از شالوده مرکب مستطیلی است و تقریباً همان کاربرد را دارد. تعیین ابعاد شالوده به منظور حصول فشار یکنواخت در زیر شالوده به طریق زیر است:

الف: اگر تنش مجاز خالص خاک معلوم باشد، مساحت شالوده از رابطه زیر به دست می آید:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{\text{all(net)}}$$

با مراجعه به شکل ۴ - ۱ - پ داریم:

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \quad (۶ - ۴)$$

ب: محل برآیند بارهای ستون را تعیین نمایید:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

پ: با استفاده از مشخصات هندسی ذوزنقه داریم:

$$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2} \right) \frac{L}{3} \quad (۷ - ۴)$$

با داشتن مقادیر معلوم A, L, X ، و L_2 با حل روابط ۴-۶ و ۴-۷ می‌توان B_1 و B_2 را تعیین کرد. توجه به این نکته لازم است که در یک ذوزنقه رابطه زیر برقرار است:

$$\frac{L}{3} < X + L_2 < \frac{L}{2}$$

۳- شالوده با تیر رابط (شالوده باسکولی^۱): در این نوع شالوده، به کمک یک تیر رابط، شالوده کناری که تحت نیروی برون‌محوری است، به شالوده میانی بسته می‌شود (شکل ۴-۱ - ت). در صورتی که تنش مجاز زمین بالا بوده و فاصله بین ستونها زیاد باشد، شالوده با تیر رابط می‌تواند جایگزین شالوده‌های مستطیلی و ذوزنقه شود.

۴- شالوده گسترده^۲: شالوده گسترده یک شالوده مرکب است که کل سطح زیرینا را پوشانده و ستونها و دیوارهای متعددی بر روی آن قرار می‌گیرند (شکل ۴-۱ الف). این شالوده وقتی مورد استفاده قرار می‌گیرد که ظرفیت باربری زمین کم بوده و بار ستونها سنگین باشد. بعضیها بر این عقیده‌اند که اگر شالوده‌های تک بیش از ۵۰ درصد سطح زیرینا را بپوشانند، شالوده گسترده ممکن است اقتصادی‌تر باشد. (به علت مصرف زیاد آرماتور در شالوده‌های گسترده در بالا و پایین، به این ایده باید با دیده شک و تردید نگریست. مترجم)

۴-۲ انواع معمول شالوده‌های گسترده

بعضی از انواع معمول شالوده‌های گسترده که به‌طور شماتیک در شکل ۴-۲ نشان داده شده‌اند، به‌قرار زیر می‌باشند:

۱. دال تخت (شکل ۴-۲ الف). در این حالت ضخامت شالوده ثابت است.
 ۲. دال تخت با افزایش ضخامت در زیر ستون (شکل ۴-۲ ب)
 ۳. تیر و دال (شکل ۴-۲ پ). در این حالت تیرها در دو امتداد متعامد وجود دارند و ستونها در محل تقاطع آنها متکی می‌باشند و فضای خالی بین تیرها با دال بتنی پر می‌شود.
 ۴. دال به‌اضافه دیوارهای زیرزمین که با دال یکپارچه بوده و به‌عنوان سخت‌کننده‌های بسیار قوی عمل می‌کنند (شکل ۴-۲ ت).
- گاهی مواقع شالوده‌های گسترده بر روی شمع قرار می‌گیرند. وجود شمعها باعث کاهش نشست

1- cantilever footing

2- mat of raft foundation

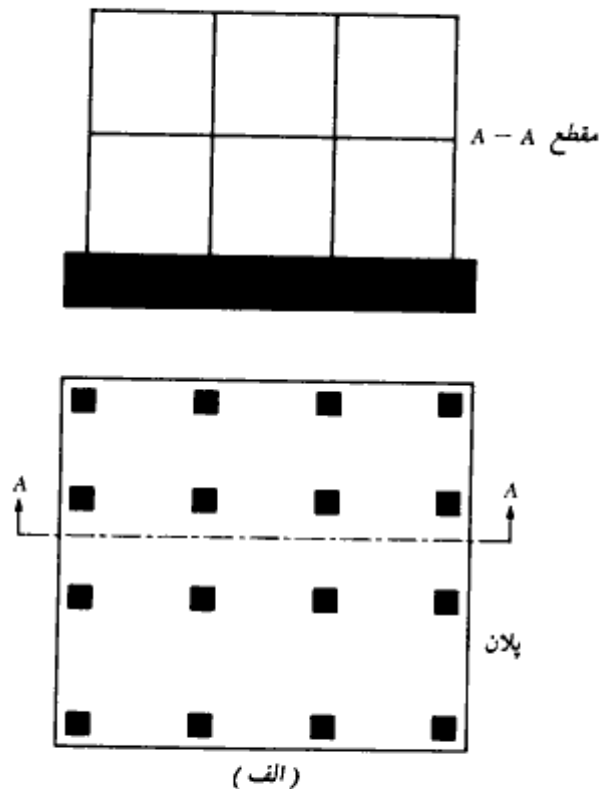
شالوده بر روی خاک خیلی سستی که بر آن متکی است، می‌شوند. همچنین در مناطقی که سطح آب زیرزمینی بالاست، ممکن است از وجود شمع برای جلوگیری از غوطه‌وری استفاده گردد.

۳-۴ ظرفیت باربری شالوده‌های گسترده

ظرفیت باربری نهایی کلی شالوده‌های گسترده را می‌توان با همان روابط مربوط به شالوده‌های سطحی محاسبه نمود (بخش ۳-۵). داریم:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (۳-۱۶)$$

ضرایب موجود در رابطه فوق را می‌توان از روابط، جداول و نمودارهای عرضه شده در فصل سوم



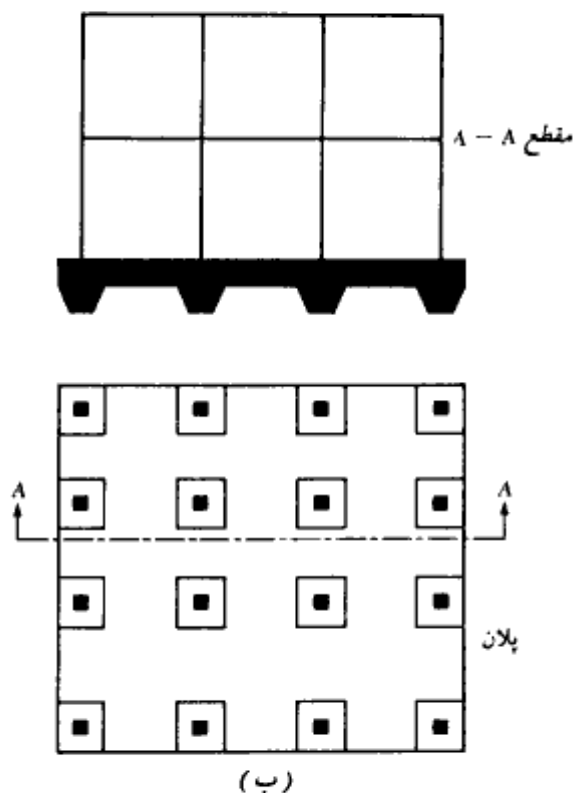
شکل ۳-۴ - انواع شالوده گسترده. (الف) دال تخت، (ب) دال تخت با افزایش ضخامت در زیر ستونها، (پ) تیر و دال، (ت) دال با دیوارهای زیرزمین

تعیین نمود. B نیز بعد کوچکتر شالوده گسترده می‌باشد. با داشتن ظرفیت باربری نهایی کلی، ظرفیت باربری نهایی خالص برابر خواهد بود با:

$$q_{w(net)} = q_w - q \quad (۲۰ - ۳)$$

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص، ضریب اطمینان مناسبی باید بر رابطه فوق اعمال گردد. مقدار ضریب اطمینان برای شالوده‌های گسترده متکی بر رس، نباید کمتر از ۳ برای بار مرده و حداکثر بار زنده شود. در شرایط خیلی فوق‌العاده، مقدار ضریب اطمینان می‌تواند مساوی ۱/۷۵ تا ۲ انتخاب شود. برای شالوده‌های گسترده متکی بر ماسه، معمولاً از ضریب اطمینانی در حدود ۳ استفاده می‌شود. در اغلب حالات عملی، ضریب اطمینان بالایی برای شالوده‌های گسترده متکی بر ماسه در مقابل گسیختگی برشی موجود می‌باشد.

برای رس‌های اشباع با شرایط $\phi = 0$ و بار قائم، رابطه ۳ - ۱۶ به صورت زیر ساده می‌شود (توجه: $N_c = 5.14$ و $N_q = 1$ ، $N_r = 0$)



شکل ۴ - ۲ - ادامه

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (۸-۴)$$

که در آن c_u چسبندگی زهکشی نشده می باشد.
از جدول ۳-۴ برای شرایط $\phi = 0$ داریم:

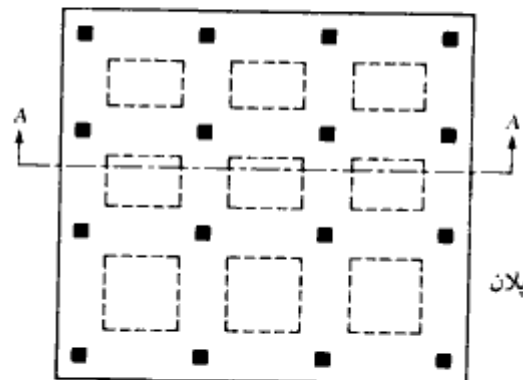
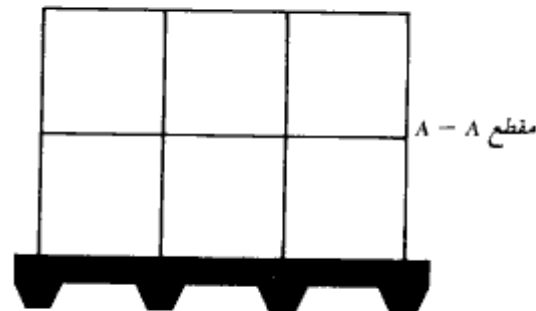
$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

و

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

با قرار دادن ضرایب شکل و ضرایب عمق در رابطه ۸-۴ به دست می آید:

$$q_u = 5.14 c_u \left(\frac{1 + 0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) + q \quad (۹-۴)$$



(پ)

شکل ۴-۲-۴ دنباله

بنابراین ظرفیت باربری نهایی خالص برابر است با:

$$q_{u(net)} = q_u - q = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) \quad (10-4)$$

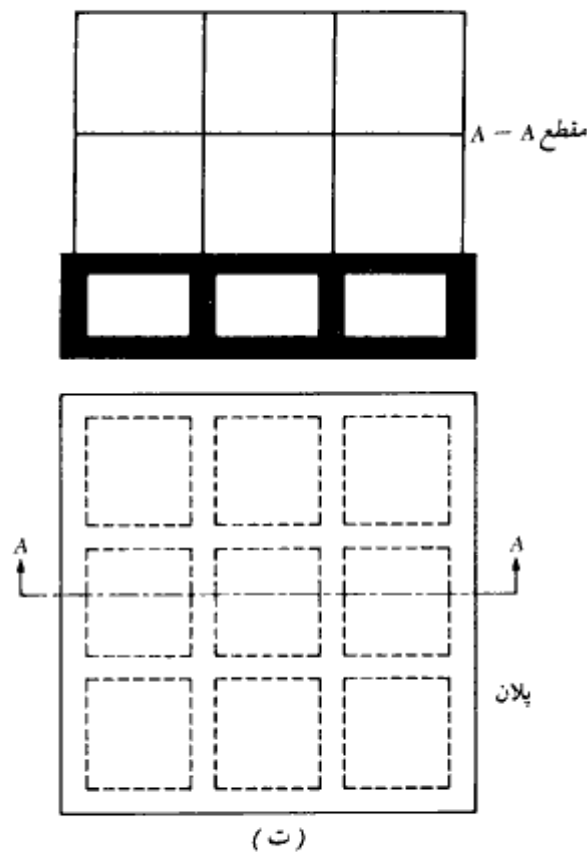
با اعمال ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز خالص به صورت زیر در می‌آید:

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = 1.713c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) \quad (11-4)$$

در رابطه فوق، D_f عمق، B عرض و L طول شالوده می‌باشد.

بر پایه رابطه فوق، در شکل ۳-۴ نمودار $q_{all(net)}/c_u$ برای مقادیر مختلف L/B و D_f/B رسم

شده است.



شکل ۴-۲-۲- دنباله

ظرفیت باربری مجاز خالص شالوده‌های متکی بر خاکهای دانه‌ای را می‌توان از نتایج آزمایش نفوذ استاندارد تعیین نمود. با مراجعه به رابطه ۳-۱۰۷ ب برای شالوده‌های سطحی داریم:

$$q_{all(net)} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 11.98N \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{s}{25.4} \right)$$

که در آن:

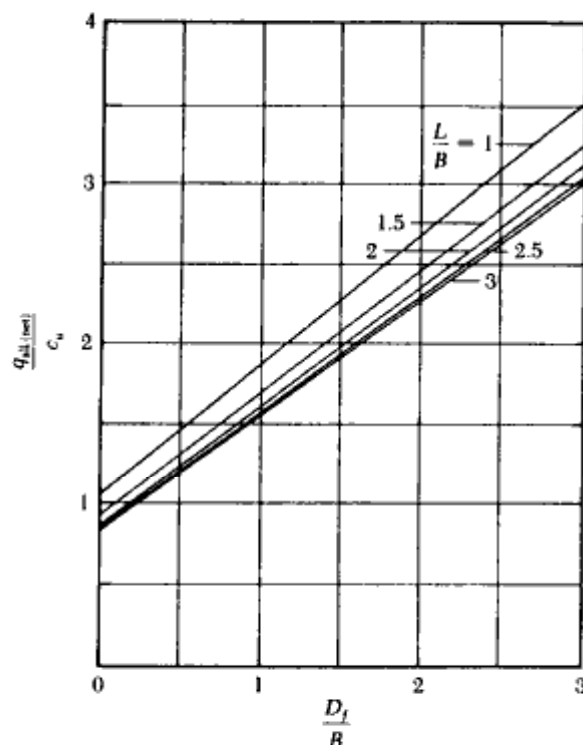
N = عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده

B = عرض (m)

s = نشست برحسب میلی‌متر و

$$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33$$

وقتی که عرض B بزرگ باشد، با فرض $3.28B + 1 \approx 3.28B$ ، رابطه فوق را می‌توان به صورت زیر ساده کرد:



شکل ۴-۳ - نمودار $q_{all(net)}/c_u$ در مقابل D_f/B (رابطه ۴-۱۱) (۳ = ضریب اطمینان)

$$\begin{aligned}
 q_{all(net)} \text{ (kN/m}^2\text{)} &\approx 11.98NF_d \left(\frac{s}{2.54} \right) \\
 &= 11.98N \left[1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left[\frac{s \text{ (mm)}}{25.4} \right] \\
 &\leq 15.93N \left[\frac{s \text{ (mm)}}{25.4} \right]
 \end{aligned}
 \tag{۱۲-۴}$$

رابطه ۱۲-۴ در دستگاه آحاد انگلیسی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\begin{aligned}
 q_{all(net)} \text{ (kips/ft}^2\text{)} &= 0.25N \left[1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] [s \text{ (in.)}] \\
 &\leq 0.33N [s \text{ (in.)}]
 \end{aligned}
 \tag{۱۳-۴}$$

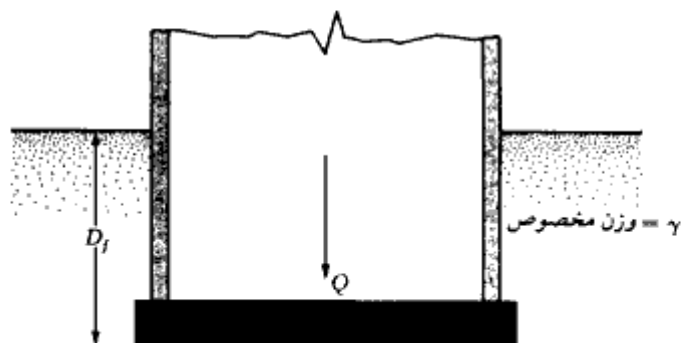
توجه شود که رابطه ۱۳-۴ را می‌توان از روابط ۱۰۸-۳ و ۱۰۹-۳ ب تعیین کرد. ذکر این مطلب لازم است که روابط اصلی ۱۰۷-۳ و ۱۰۹-۳ برای نشست حداکثر ۲۵/۴ میلیمتر (۱ اینچ) که حدوداً معادل نشست نسبی (اختلاف نشست) ۱۹ میلیمتر (۰/۷۵ اینچ) است، تنظیم شده‌اند. از طرف دیگر عرض شالوده‌های گسترده، بزرگتر از شالوده‌های تک است. همان‌طور که از شکل ۳-۳۷ مشاهده می‌شود، عمقی که تنش آن به علت بار شالوده، به‌طور قابل توجهی افزوده می‌شود، بستگی به عرض شالوده دارد، به طوری که یک شالوده گسترده با عرض بزرگ حوزه بزرگتری را نسبت به شالوده تک تحت تأثیر افزایش تنش قرار می‌دهد. بنابراین توده‌های خاکهای سست زیر شالوده گسترده به‌طور یکنواخت‌تری تحت افزایش تنش قرار می‌گیرند و در نتیجه می‌توان انتظار نشستهای نسبی کمتری را داشت.

مرسوم است که در شالوده‌های گسترده، برای نشست حداکثر ۵۰/۸ میلیمتر (۲ اینچ)، نشست نسبی مساوی ۱۹ میلیمتر (۰/۷۵ اینچ) فرض شود. با استفاده از این منطق و فرض محافظه کارانه F_d مساوی ۱، روابط ۱۲-۴ و ۱۳-۴ را می‌توان به صورت زیر تقریب زد:

$$q_{all(net)} \text{ (kN/m}^2\text{)} \approx 23.96N \tag{۱۴-۴}$$

و

$$q_{all(net)} \text{ (kips/ft}^2\text{)} = 0.5N \tag{۱۵-۴}$$



شکل ۴-۴- تعریف فشار خالص وارد از طرف شالوده گسترده بر خاک

فشار خالص شالوده

با مراجعه به شکل ۴-۴، فشار خالص وارد از شالوده بر زمین را می توان به صورت زیر نوشت:

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \quad (۱۶-۴)$$

که در آن

Q = وزن مرده سازه به علاوه بار زنده

A = مساحت شالوده گسترده

در تمام حالات، q باید کمتر یا مساوی q_{allow} باشد که از روابط مربوطه برای خاکهای رسی و ماسه‌ای به دست می آید.

مثال ۲-۱

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری نهایی خالص یک شالوده گسترده به ابعاد $۱۳/۵ \times ۹$ متر متکی بر رس اشباع با $\gamma = ۹۵$ کیلونیوتن بر متر مربع و D_f مساوی $۱/۹۵$ متر.

حل:

از رابطه ۴-۱۰ داریم:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{ult(net)}} &= 5.14c_u \left[1 + \left(\frac{0.195B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \\
 &= (5.14)(95) \left[1 + \left(\frac{0.195 \times 9}{13.5} \right) \right] \left[1 + \left(\frac{0.4 \times 1.95}{9} \right) \right] \# 600 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

مثال ۳ - ۷

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص یک شالوده گسترده به ابعاد 10×15 متر متکی بر روی یک نهشته ماسه‌ای. داریم:

$$D_f = 2 \text{ m} \quad N = 10 \text{ عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده} \quad = 30 \text{ mm نشست مجاز}$$

حل:

از رابطه ۴ - ۱۲ می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{all(net)}} &= 11.98N \left(1 + \frac{0.33D_f}{B} \right) \left(\frac{s}{25.4} \right) \leq 15.93N \left(\frac{s}{25.4} \right) \\
 11.98N \left(1 + \frac{0.33D_f}{B} \right) \left(\frac{s}{25.4} \right) &= 11.98N \left[1 + \frac{(0.33)(2)}{10} \right] \left(\frac{s}{25.4} \right) \\
 &= 12.77N \left(\frac{s}{25.4} \right)
 \end{aligned}$$

در نتیجه:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{all(net)}} &= 12.77N \left(\frac{s}{25.4} \right) = 12.77(10) \left(\frac{30}{25.4} \right) \\
 &= 150.83 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

۴ - ۴ نشست نسبی^۱ (نشست تفاضلی) شالوده‌های گسترده

کمیته ۴۳۶ انستیتوی بتن آمریکا (ACI) در سال ۱۹۶۶ روش زیر را برای محاسبه نشست نسبی

1- differential settlement

(نشست تفاضلی) شالوده‌های گسترده پیشنهاد کرد. در این روش، ضریب صلبیت K_r شالوده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$K_r = \frac{EI_b}{E_s B^3} \quad (۱۷-۴)$$

که در آن:

E = ضریب الاستیسیته مصالح شالوده

E_s = ضریب الاستیسیته خاک

B = عرض شالوده

I_b = ممان اینرسی واحد عرض شالوده در امتدادی عمود بر B

جمله $E'I_b$ را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$EI_b = E \left(I_f + \sum I_b + \sum \frac{ah^3}{12} \right) \quad (۱۸-۴)$$

که در آن:

$E'I_f$ = صلبیت خمشی واحد عرض شالوده در امتدادی عمود بر B

$\sum E'I_b$ = صلبیت خمشی اعضای قاب‌بندی شده

$\sum (E'ah^3/12)$ = صلبیت خمشی دیوارهای برشی

a = ضخامت دیوار برشی

h = ارتفاع دیوار برشی

بر پایه مقدار K_r ، مقدار δ یعنی نسبت نشست نسبی (نشست تفاضلی) به نشست کل را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

۱. اگر $K_r > 0.5$ باشد، شالوده را می‌توان صلب فرض نمود و $\delta = 0$ است.

۲. اگر $K_r = 0.5$ باشد، $\delta \approx 0.1$ است.

۳. اگر $K_r = 0$ باشد، برای شالوده‌های گسترده مربع ($B/L = 1$)، مقدار $\delta = 0.35$ و برای

شالوده‌های بلند ($B/L = 0$)، مقدار $\delta = 0.5$ می‌باشد.

۴-۵ شالوده‌های شناور^۱

نشست یک شالوده گسترده را می‌توان با کاهش فشار خالص بر روی خاک، کاهش داد. برای کاهش

¹- compensated foundations

فشار خالص، عمق D_f شالوده باید افزایش داده شود. این افزایش عمق بخصوص برای شالوده‌های گسترده متکی بر خاکهای رسی نرم که در آنها نشست تحکیم زیادی پیش‌بینی می‌شود، مهم می‌باشد. با استفاده از رابطه ۴-۱۶ و توجه به شکل ۴-۴، فشار خالص متوسط وارده برابر است با:

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

در صورتی که بخواهیم هیچگونه افزایش فشار خالص نداشته باشیم، q باید مساوی صفر شود. بنابراین:

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \quad (۴-۱۹)$$

عمق D_f به دست آمده از رابطه ۴-۱۹، عمق شناوری کامل^۱ نامیده می‌شود. ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی در ظرفیت باربری برای یک شالوده با شناوری ناقص ($D_f < Q/A\gamma$) به صورت زیر به دست می‌آید:

$$FS = \frac{q_{ultimate}}{q} = \frac{q_{ultimate}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \quad (۴-۲۰)$$

با قرار دادن رابطه ۴-۱۰ در رابطه ۴-۲۰ برای خاکهای رسی اشباع به دست می‌آید:

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \quad (۴-۲۱)$$

مثال ۴-۳

در شکل ۴-۴، ابعاد شالوده ۳۰×۴۰ متر و بار مرده و زنده در روی شالوده گسترده مساوی ۲۰۰ مگانیوتن می‌باشد. شالوده در روی یک لایه رس نرم با وزن مخصوص $۱۸/۷۵$ کیلونیوتن بر متر

1. fully compensated foundation

فصل چهارم

۲۹۰

مکعب قرار دارد. مطلوب است تعیین D_f برای شناوری کامل شالوده.

حل:

از رابطه ۴ - ۱۹ می توان نوشت:

$$D_f = \frac{Q}{A_f} = \frac{200 \times 10^3 \text{ kN}}{(30 \times 40)(18.75)} = 8.89 \text{ m}$$

مثال ۴ - ۲

در مثال ۴ - ۳، c_u رس را مساوی ۱۲/۵ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر بگیرید. اگر ضریب اطمینان لازم در مقابل ظرفیت باربری نهایی ۳ باشد، مطلوبست تعیین عمق شالوده.

حل:

از رابطه ۴ - ۲۱ می توان نوشت:

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

داریم:

$$FS = 3; \quad c_u = 12.5 \text{ kN/m}^2; \quad B/L = 30/40 = 0.75;$$

$$Q/A = (200 \times 10^3)/(30 \times 40) = 166.67 \text{ kN/m}^2$$

با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه ۴ - ۲۱ به دست می آید:

$$3 = \frac{(5.14)(12.5)[1 + (0.195)(0.75)] \left[1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{30}\right)\right]}{166.67 - (18.75)D_f}$$

$$500.01 - 56.25D_f = 73.65 + 0.982D_f$$

$$426.36 = 57.23D_f$$

$$D_f = 7.5 \text{ m}$$

مثال ۴ - ۵

مطابق شکل ۴ - ۵، یک شالوده گسترده به ابعاد ۳۰×۴۰ متر در نظر بگیرید. بار مرده کل به علاوه بارزنده در روی شالوده گسترده، ۲۰۰ مگانیوتن می‌باشد. مطلوبست تعیین نشست تحکیم در مرکز شالوده.

حل:

داریم:

$$Q = 200 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = \frac{200 \times 10^3}{30 \times 40} - (15.7)(2) = 166.67 - 31.4 = 135.27 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه ۳ - ۸۱، افزایش فشار متوسط در زیر مرکز شالوده برابر است با:

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{6}(\Delta p_t + \Delta p_m + \Delta p_b)$$

به کمک شکل ۳ - ۳۷، می‌توان مقادیر Δp_t ، Δp_m ، Δp_b را تعیین نمود. در بالای لایه رسی داریم:

$$\frac{z}{B} = \frac{15}{30} = 0.5$$

$$\frac{L}{B} = \frac{40}{30} = 1.33$$

$$z/B = 0.5 \quad \text{و} \quad L/B = 1.33$$

$$\frac{\Delta p_t}{q} = 0.75, \quad \Delta p_t = (0.75)(135.27) = 101.45 \text{ kN/m}^2$$

به‌طور مشابه برای وسط لایه رسی داریم:

$$\frac{z}{B} = \frac{18}{30} = 0.6$$

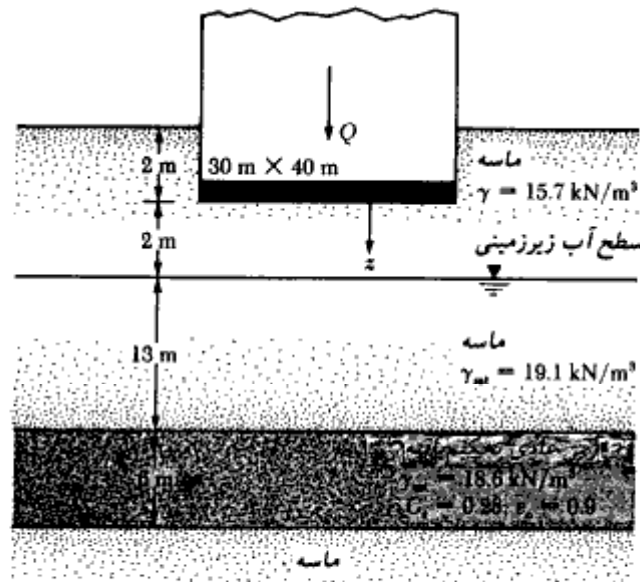
$$\frac{L}{B} = 1.33$$

$$\Delta p_m/q = 0.66, \quad \Delta p_m = 89.3 \text{ kN/m}^2$$

و برای پایین لایه:

$$\frac{z}{B} = \frac{21}{30} = 0.7$$

$$\frac{L}{B} = 1.33$$



شکل ۵-۲

$$\Delta p_b/q = 0.58, \Delta p_b = 75.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{4}[101.45 + 4(89.3) + 75.46] = 89 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه ۱ - ۶۵ مقدار نشست تحکیم برابر است با:

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{av}}{p_o}$$

$$p_o = 4(15.7) + 13(19.1 - 9.81) + \frac{1}{2}(18.6 - 9.81) = 209.94 \text{ kN/m}^2$$

$$S = \frac{(0.28)(6 \times 1000)}{1 + 0.9} \log \left(\frac{209.94 + 89}{209.94} \right) = 135.7 \text{ mm}$$

توجه: با انجام محاسبات مشابهی می‌توان مقدار نشست را در گوشه شالوده محاسبه کرد. اختلاف دو نشست محاسبه شده، میزان نشست نسبی (تفاضلی) شالوده را مشخص می‌کند. به علت سختی شالوده، مقدار نشست نسبی محاسبه شده احتمالاً از مقدار واقعی بزرگتر خواهد بود. این مسئله ناشی از سختی روسازه^۱ می‌باشد.

1- super structure

میزان اعتماد به محاسبات نشست به عوامل متعددی بستگی دارد. اگر لایه رسی عادی تحکیم یافته بوده و مشخصات آن در عمق یکنواخت باشد، محاسبات نشست نتایج نسبتاً خوبی به دست می‌دهد. اگر لایه قابل نشست ناهمگن باشد، نتایج محاسبات را می‌توان به عنوان یک مقدار حداکثر پذیرفت.

۴-۶ طراحی شالوده‌های گسترده از نقطه نظر سازه‌ای

دو روش متداول برای طراحی سازه‌ای شالوده‌های گسترده وجود دارد: (الف) روش شالوده صلب، (ب) روش تقریبی شالوده انعطاف پذیر. در کنار این دو روش دستی، امروزه به کمک کامپیوترهای شخصی و برنامه‌های تحلیل کامپیوتری، استفاده از تحلیل اجزای محدود نیز در دفاتر مهندسی متداول شده است. در این بخش فقط روشهای دستی مورد توجه قرار می‌گیرند.

روش شالوده صلب

با مراجعه به شکل ۴-۶، روش گام به گام طراحی شالوده‌ها با فرض شالوده صلب، به شرح زیر است: گام ۱. شکل ۴-۶ الف یک شالوده گسترده به ابعاد $L \times B$ را نشان می‌دهد. Q_1 ، Q_2 ، و Q_3 و بارهای محوری ستونها می‌باشد. بار کل ستونها برابر است با: (در محاسبات سازه‌ای شالوده، لازم نیست وزن شالوده در نظر گرفته شود).

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots \quad (۴-۲۲)$$

گام ۲. با استفاده از رابطه زیر، فشار وارد بر زیر شالوده را در نقاط A ، B ، C ، D ، و محاسبه نمایید:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \quad (۴-۲۳)$$

که در آن:

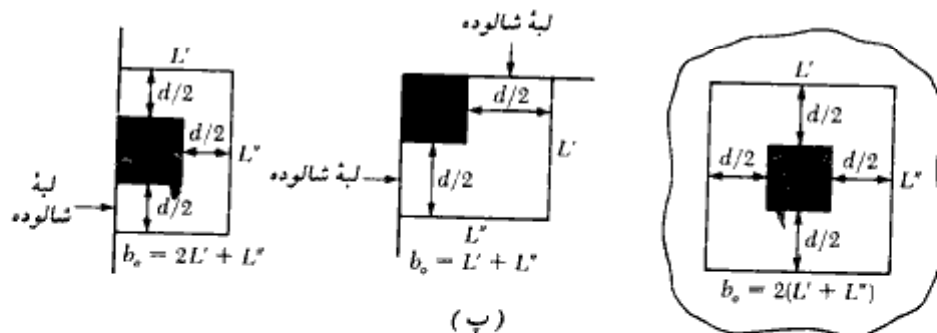
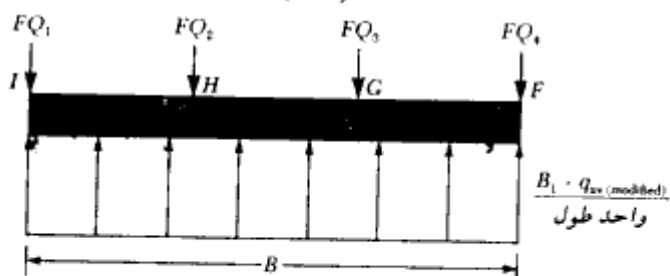
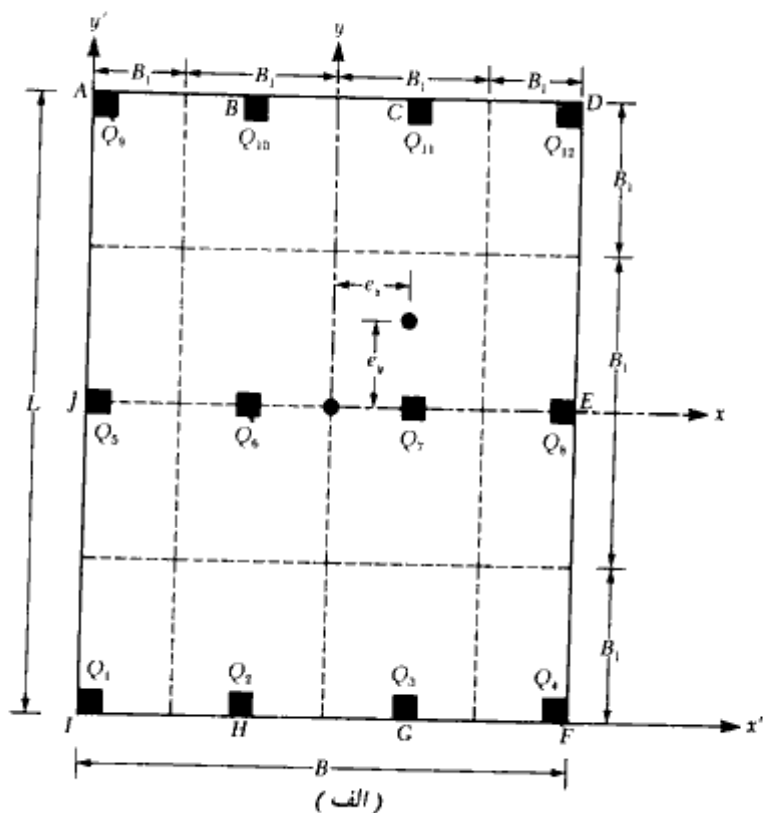
$$A = BL$$

$$I_x = (1/12)BL^3 = \text{ممان اینرسی در حول محور } x$$

$$I_y = (1/12)LB^3 = \text{ممان اینرسی در حول محور } y$$

$$M_x = Qe_y = \text{لنگر ناشی از برآیند نیروها حول محور } x$$

$$M_y = Qe_x = \text{لنگر ناشی از برآیند نیروها حول محور } y$$



شکل ۴-۶- طراحی شالوده گسترده به روش شالوده صلب

e_x و e_y برون‌محوریهای نیروی برآیند در امتدادهای x و y می‌باشد. با استفاده از دستگاه مختصات x' و y' ، آنها را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$X' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \quad (24-4)$$

و

$$e_x = X' - \frac{B}{2} \quad (25-4)$$

به‌طور مشابه

$$Y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \quad (26-4)$$

و

$$e_y = Y' - \frac{L}{2} \quad (27-4)$$

گام ۳. فشارهای به‌دست آمده در گام ۲ را با تنش مجاز خاک مقایسه کنید تا $q \leq q_{all}$ باشد.
گام ۴. شالوده گسترده را به نوارهایی در امتدادهای x و y تقسیم نمایید. عرض هر نوار از وسط تا وسط دو دهانه مجاور می‌باشد (شکل ۴ - الف). عرض هر نوار را مساوی B_1 در نظر بگیرید.

گام ۵. نمودار نیروی برشی (V) و لنگر خمشی (M) را برای هر نوار به‌طور جداگانه به‌دست آورید (هم برای نوارهای امتداد x و هم برای نوارهای امتداد y). به‌عنوان مثال در شکل ۴ - الف پایین‌ترین نوار در امتداد x را در نظر بگیرید. فشار متوسط آن از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$q_{av} \approx \frac{q_I + q_F}{2} \quad (28-4)$$

که در آن:

q_I و q_F = فشار خاک در نقاط I و F که در گام ۲ به‌دست آمده است.

با در نظر گرفتن فشار متوسط، واکنش کل خاک برای این نوار مساوی $q_{av} B_1 B$ به‌دست می‌آید. بار کل ستونها در روی این نوار نیز مساوی $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$ می‌باشد. مجموع بار ستونها مساوی $q_{av} B_1 B$ نخواهد شد، زیرا برش انتقالی بین دو نوار مجاور در نظر گرفته نشده است. به همین علت لازم است که واکنش خاک و بار ستونها اصلاح گردند. داریم:

$$\text{بار متوسط} = \frac{q_{av} B_1 B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2} \quad (29-4)$$

حال فشار اصلاح شده متوسط برابر است با:

$$q_{av(modified)} = q_{av} \left(\frac{\text{بار متوسط}}{q_{av} B_1 B} \right) \quad (۳۰ - ۴)$$

همچنین ضریب اصلاح بار ستونها برابر است با:

$$F = \frac{\text{بار متوسط}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \quad (۳۱ - ۴)$$

در نتیجه بار اصلاح شده ستونها برابر است با FQ_1, FQ_2, FQ_3, FQ_4 . این بازگذاری اصلاح شده برای نوار موردنظر در شکل ۴ - ۶ - ب نشان داده شده است. حال برای این نوار می توان نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی را رسم نمود. این عمل باید برای تمام نوارهای امتداد x و y انجام شود.

گام ۶. ارتفاع مؤثر d شالوده گسترده را تعیین نمایید. این کار را می توان با توجه به معیار برش سوراخ کننده انجام داد. برای این منظور داریم:

$$U = b_o d [\phi(0.34)\sqrt{f'_c}] \times 10^{-3} \quad (۳۲ - ۴)$$

در رابطه فوق:

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن (مگاپاسکال یا نیوتن بر میلیمتر مربع)

ϕ = ضریب کاهش (مساوی ۰/۸۵)

U = بار ضریب دار ستون (کیلونیوتن)

d = ارتفاع مؤثر شالوده (میلیمتر)

b_o = محیط مؤثر در مقابل برش سوراخ کننده (میلیمتر). برای محاسبه آن به شکل ۴ - ۶ - پ

مراجعه نمایید.

رابطه فوق در دستگاه آحاد انگلیسی به صورت زیر در می آید:

$$U = b_o d (4\phi\sqrt{f'_c}) \quad (۳۳ - ۴)$$

در رابطه فوق f'_c برحسب پاند بر اینچ مربع، b_o و d برحسب اینچ و U برحسب پاند است.

گام ۷. با توجه به نمودار لنگر خمشی، لنگر حداکثر منفی و مثبت را برای واحد عرض

به دست آورید ($M^* = M/B_1$)

گام ۸. با استفاده از روابط زیر، مقدار فولاد را برای لنگر مثبت و یا منفی در واحد عرض

به دست آورید:

$$M_u = M^* \times \text{ضریب بار}$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 M_u}{f'_c b d^2}} \right)$$

در روابط فوق:

A_s = مقدار فولاد برای واحد عرض (میلیمتر مربع)

f_y = تنش تسلیم میلگرد در کشش (نیوتن بر میلیمتر مربع)

M_u = لنگر ضریبدار (نیوتن میلیمتر)

در مثالهای ۴-۶ و ۴-۷ کاربرد روش شالوده صلب ارائه شده است.

مثال ۴-۶

در شکل ۴-۷ پلان یک شالوده گسترده نشان داده شده است. با استفاده از رابطه ۴-۲۳، فشار خاک را در نقاط A ، B ، C ، D ، E و F محاسبه کنید. ابعاد شالوده $۱۶/۵ \times ۲۱/۵$ متر و مقطع تمام ستونها $۰/۵ \times ۰/۵$ متر است. همچنین $q_{soil} = 60 \text{ kN/m}^2$ می‌باشد. کنترل نمایید فشار خاک کمتر از ظرفیت باربری مجاز شالوده باشد.

حل:

از رابطه ۴-۲۳ داریم:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$A = \text{مساحت شالوده} = (16.5)(21.5) = 354.75 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} BL^3 = \frac{1}{12} (16.5)(21.5)^3 = 13,665 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} LB^3 = \frac{1}{12} (21.5)(16.5)^3 \approx 8050 \text{ m}^4$$

$$Q = \text{مجموع بار ستونها} = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) + 4(1500) = 11,000 \text{ kN}$$

$$M_y = Qe_x$$

$$e_x = X - \frac{B}{2}$$

$$X = \frac{Q_1 x_1 + Q_2 x_2 + Q_3 x_3 + \dots}{Q} = \frac{1}{11,000} [(8.25)(500 + 1500 + 1500 + 500)]$$

$$\begin{aligned}
 &+ (16.25)(350 + 1200 + 1200 + 450) + (0.25)(400 + 1500 + 1500 \\
 &+ 400)] \\
 &= 7.814 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_x = X' - \frac{B}{2} = 7.814 - 8.25 = -0.436 \approx -0.44 \text{ m}$$

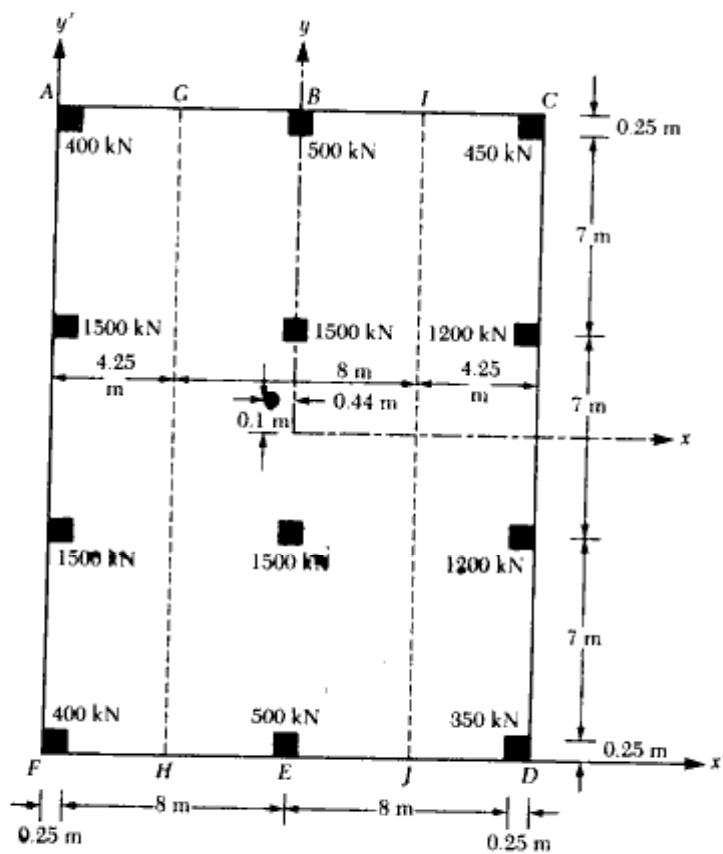
بنابراین محل برآیند در سمت چپ مرکز شالوده قرار دارد.

$$M_y = (11,000)(0.44) = 4840 \text{ kN-m}$$

به طور مشابه

$$M_x = Q\epsilon_y$$

$$\epsilon_y = \left(Y' - \frac{L}{2} \right)$$



شکل ۴-۷

$$Y = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} = \frac{1}{11,000} [(0.25)(400 + 500 + 350) + (7.25)(1500 + 1500 + 1200) + (14.25)(1500 + 1500 + 1200) + (21.25)(400 + 500 + 450)] = 10.85 \text{ m}$$

$$e_y = Y - \frac{L}{2} = 10.85 - \frac{21.5}{2} = 0.1 \text{ m}$$

با تعیین مقدار فوق، محل برآیند در شکل ۴ - ۷ نشان داده شده است.

$$M_x = (11,000)(0.1) = 1100 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$q = \frac{11,000}{354.75} \pm \frac{(4840)x}{8050} \pm \frac{(1100)y}{13,665} = 31.0 \pm 0.6x \pm 0.086 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

محاسبات تنش در نقاط مختلف:

$$\text{At } A: q = 31.0 + (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = 36.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } B: q = 31.0 + (0.6)(0) + (0.08)(10.75) = 31.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } C: q = 31.0 - (0.6)(8.25) + (0.08)(10.75) = 26.91 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } D: q = 31.0 - (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = 25.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } E: q = 31.0 + (0.6)(0) - (0.08)(10.75) = 30.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } F: q = 31.0 + (0.6)(8.25) - (0.08)(10.75) = 35.09 \text{ kN/m}^2$$

تنشهای خاک در تمام نقاط کمتر از مقدار مجاز $q_{all} = 60 \text{ kN/m}^2$ می‌باشد.

مثال ۴ - ۷

شالوده گسترده شکل ۴ - ۷ را در امتداد y به نوارهای $AGHF$ ($B_1 = 4.25 \text{ m}$)، $GIJH$ ($B_1 = 4 \text{ m}$) و $ICDJ$ ($B_1 = 4.25 \text{ m}$) تقسیم کرده و با استفاده از نتایج مثال ۴ - ۶، فولادهای لازم را در این نوارها محاسبه نمایید. داریم:

$$f'_c = 20 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}$$

از ضریب بار $1/7$ استفاده کنید.

حل:

تعیین نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی در نوارها

نوار AGHF :

$$\text{فشار متوسط خاک} = q_{av} = (q_{(at A)} + q_{(at F)})/2 = (36.81 + 35.09)/2 = 35.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{واکنش کل خاک} = q_{av} B_1 L = (35.95)(4.25)(21.50) = 3285 \text{ kN}$$

$$\text{کل بار ستون در روی نوار} = 400 + 1500 + 1500 + 400 = 3800 \text{ kN}$$

$$\text{بار متوسط} = (3285 + 3800)/2 = 3542.5 \text{ kN}$$

$$\text{فشار خاک متوسط اصلاح شده} = q_{av(modified)} = q_{av}(3542.5/3285) = (35.95)(3542.5/$$

$$3285) = 38.768 \text{ kN/m}^2$$

بار ستونها را نیز با ضریب اصلاح $F = 3542.5/3800 = 0.9322$ می توان اصلاح نمود.

شکل ۴ - ۸ - الف، بارگذاری روی نوار و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی مربوطه را

نشان می دهد. توجه شود که بارهای نشان داده شده برای ستونها در ضریب اصلاح $F = 0.9322$

ضرب شده اند. همچنین شدت بار وارد بر واحد طول تیر برابر است با:

$$B_1 q_{av(modified)} = (4.25)(38.768) = 164.76 \text{ kN/m}$$

نوار GIJH :

به روشی مشابه:

$$q_{av} = \frac{q_{(at B)} + q_{(at E)}}{2} = \frac{31.86 + 30.14}{2} = 31.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{واکنش کل خاک} = (31)(8)(21.5) = 5332 \text{ kN}$$

$$\text{بار کل ستون} = 4000 \text{ kN}$$

$$\text{بار متوسط} = (5332 + 4000)/2 = 4666 \text{ kN}$$

$$q_{av(modified)} = 31.0 (4666/5332) = 27.12 \text{ kN/m}^2$$

$$F = 4666/4000 = 1.1665$$

در شکل ۴ - ۸ - ب نمودار بارگذاری، نیروی برشی و لنگر خمشی نشان داده شده است.

نوار ICDJ :

شکل ۴ - ۸ - پ، نمودار بارگذاری، نیروی برشی و لنگر خمشی را برای این نوار نشان می دهد.

تعیین ضخامت شالوده گسترده

در این مسئله، بحرانی ترین ناحیه برای برش سوراخ کننده، ستون کناری با بار ۱۵۰۰ کیلونیوتن

خواهد بود که محیط بحرانی برای برش سوراخ کننده در شکل ۴ - ۸ - ت نشان داده شده است.

داریم:

$$b_o = \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + \left(0.5 + \frac{d}{2}\right) + (0.5 + d) = 1.5 + 2d$$

$$U = (b_o d)[(\phi)(0.34)\sqrt{f'_c}]$$

$$U = (1.7)(1500) = 2550 \text{ kN} = 2.55 \text{ MN}$$

$$2.55 = (1.5 + 2d)(d)[(0.85)(0.34)\sqrt{20.7}]$$

$$(1.5 + 2d)d = 1.94$$

$$d \approx 0.68 \text{ m}$$

(توجه: چون تفکیکی بین بار مرده و زنده وجود نداشت، ضریب بار مساوی ۱/۷ انتخاب شده است). با فرض ۷۶ میلیمتر پوشش بتنی روی میلگرد و استفاده از میلگردهایی به قطر ۲۵ میلیمتر، ضخامت کل دال برابر می‌شود با:

$$h = 0.68 + 0.076 + 0.025 = 0.781 \text{ m} \approx 0.8 \text{ m}$$

ضخامت فوق جوابگوی برش خمشی در عرض نوارها خواهد بود.

تعیین مقدار فولادها

با توجه به نمودار لنگر اشکال ۴ - ۸ - الف، ب، و پ مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی مثبت در نوار AGHF قرار دارد که مقدار آن برابر است با:

$$M' = \frac{1727.57}{B_1} = \frac{1727.57}{4.25} = 406.5 \text{ kN-m/m}$$

به‌طور مشابه حداکثر لنگر خمشی منفی در نوار ICDJ قرار دارد و مقدار آن برابر است با:

$$1196.19/B_1 = 1196.19/4.25 = 281.5 \text{ kN-m/m}$$

طراحی برای لنگر مثبت:

$$M_u = 1.7 \times 406.5 = 691.05 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 20 \times 1000 \times 680}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 \times 691.05 \times 10^6}{20 \times 1000 \times 680^2}} \right) = 2970 \text{ mm}^2/\text{m}$$

از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۱۷۵ میلیمتر استفاده می‌شود.

$$A_s = (491)(1000/175) = 2805.7 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ قابل قبول}$$

به‌طور مشابه برای لنگر منفی داریم:

$$M_u = 1.7 \times 281.5 = 478.55 \text{ kN.m}$$

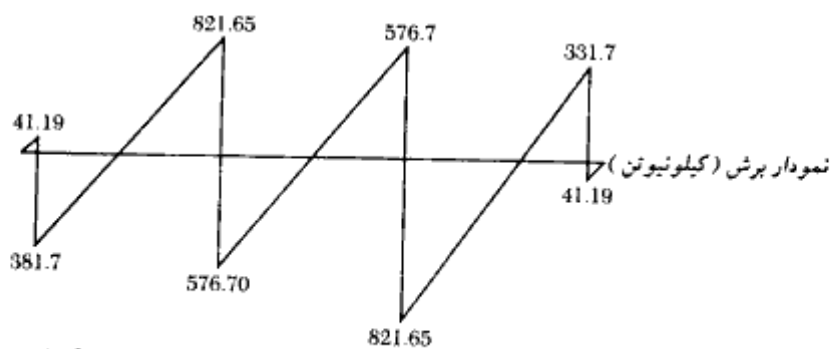
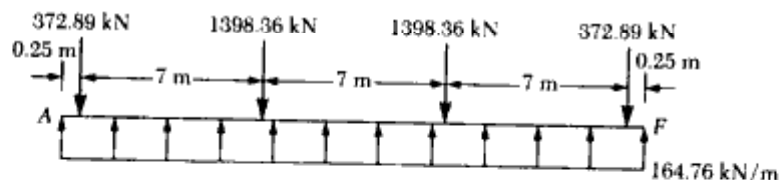
$$A_s = 2023 \text{ mm}^2/\text{m}$$

از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۲۵۰ میلیمتر استفاده می‌شود:

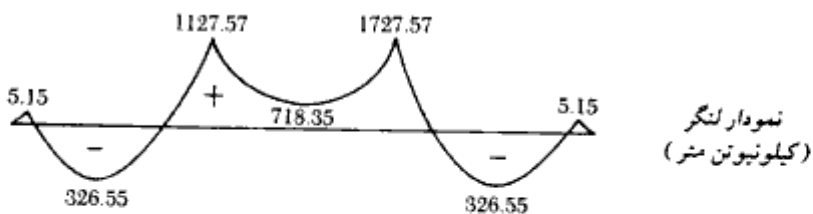
$$A_s = (491)(1000/250) = 1964 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{قابل قبول}$$

در نوار *ICDJ* در وسط دهانه میانی، لنگر منفی رخ می‌دهد. مقدار لنگر برابر است با:

$$M' = 289.95/4.25 = 68.22 \text{ kN.m/m}$$



+ کشش در تار پایین



الف: نوار AGHF

شکل ۴-۸-۴ مثال ۴-۷

۳۰۳

شالوده‌های مرکب

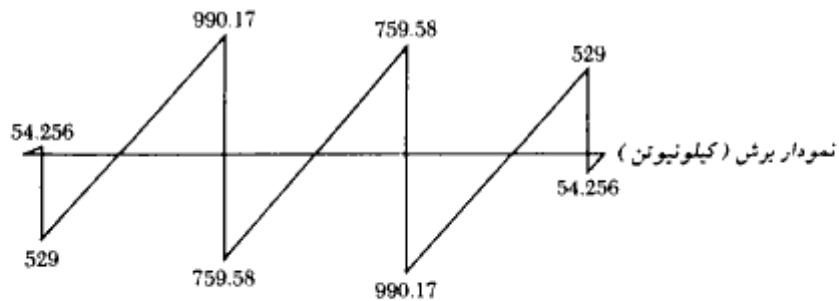
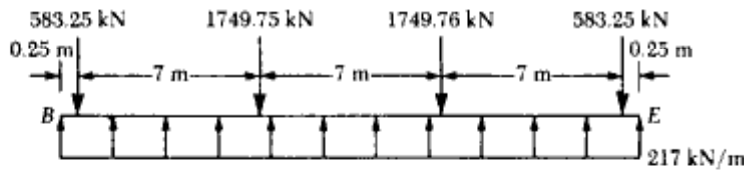
$$M_u = 68.22 \times 1.7 = 116 \text{ kN.m/m}$$

$$A_s = 478 \text{ mm}^2/\text{m}$$

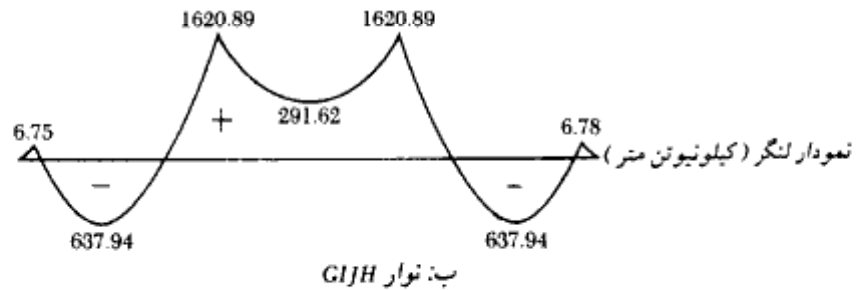
از میلگرد نمره ۱۶ در هر ۴۰۰ میلیمتر استفاده می‌شود.

$$A_s = 200 \times 1000 / 400 = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

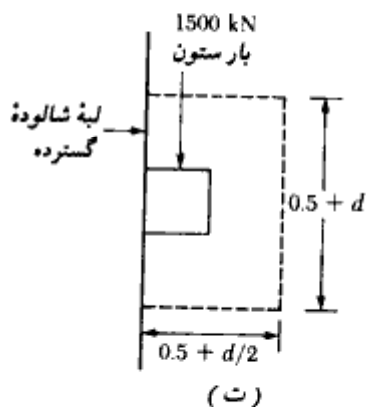
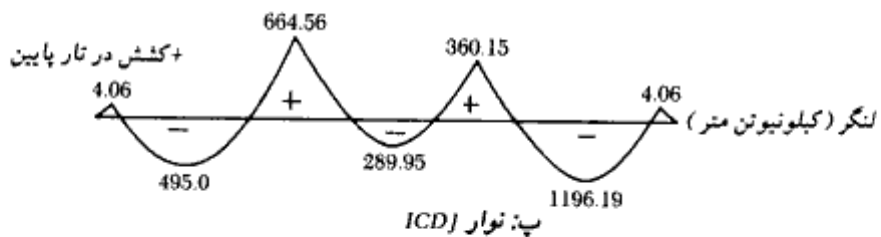
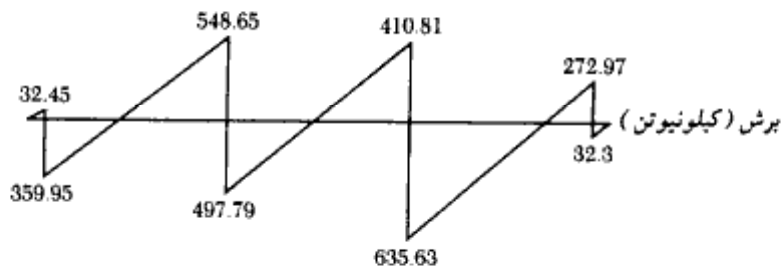
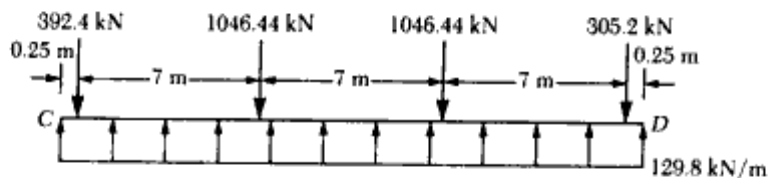
در شکل ۴-۸-ث محل تعبیه میلگردها با توجه به علامت لنگر خمشی نشان داده شده است.



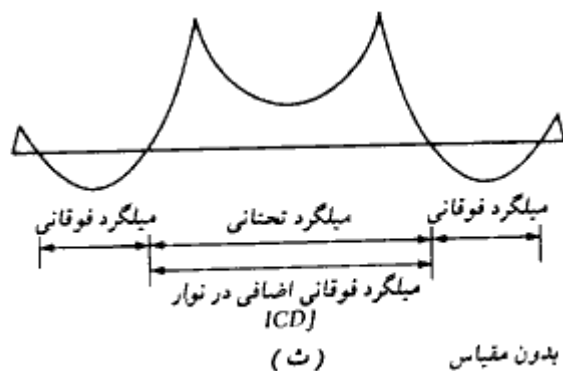
+ کشش در تار پایین



شکل ۴-۸-دنباله



شکل ۴-۸- دنباله



شکل ۴-۸ - دنباله

محاسبات انجام شده به عنوان نمونه بودند و برای تکمیل طرح با جزئیات کامل، احتیاج به محاسبات کاملتری می‌باشد که این کار به خواننده واگذار می‌شود.

روش شالوده انعطاف پذیر

در روش شالوده صلب، شالوده گسترده کاملاً صلب فرض شده و فشار به طور خطی در زیر شالوده توزیع می‌شود. محل و امتداد برآیند فشار زیر شالوده نیز بر امتداد برآیند بارهای وارده منطبق می‌گردد (شکل ۴-۹ الف). در روش شالوده انعطاف پذیر، خاک به صورت مجموعه‌ای از فنرهای الاستیک نزدیک به هم در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه چنین مدلی ابتدا توسط وینکلر^۱ ابداع شد، به مدل به دست آمده، پی وینکلر گفته می‌شود. ثابت الاستیک این فنر فرضی، ضریب واکنش بستر^۲ k نامیده می‌شود.

برای فهم مفاهیم پایه روش شالوده انعطاف پذیر، تیری به عرض B_1 با طول بی نهایت مطابق شکل ۴-۹ ب در نظر بگیرد. تیر تحت بار متمرکز تنهای Q قرار دارد. با استفاده از مفاهیم پایه مکانیک مصالح، معادله دیفرانسیل تغییرشکل چنین تیری به صورت زیر در می‌آید:

$$M = E_f I_f \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (۴-۳۴)$$

که در آن:

M = لنگر خمشی داخلی در هر مقطع از تیر

1- Winckler

2- coefficient of subgrade reaction

E_F = ضریب الاستیسیته مصالح تیر
 I_F = ممان اینرسی مقطع تیر $= (1/12)B_1 h^3$ (به شکل ۴ - ۹ - پ مراجعه شود)
 از طرفی داریم:

$$\frac{dM}{dx} = V = \text{نیروی برشی}$$

و

$$\frac{dV}{dx} = q = \text{واکنش خاک}$$

بنابراین:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = q \quad (۴ - ۳۵)$$

حال با ترکیب روابط ۴ - ۳۴ و ۴ - ۳۵ به دست می آید:

$$E_F I_F \frac{d^4 z}{dx^4} = q \quad (۴ - ۳۶)$$

از طرف دیگر، با تعریف سختی فنر معادل، واکنش خاک برابر است با:

$$q = -zk'$$

که در آن:

$$z = \text{تغییر مکان}$$

$$k' = kB_1$$

 $k =$ ضریب واکنش بستر (کیلونیوتن بر متر مکعب یا پاند بر اینچ مکعب)

در نتیجه:

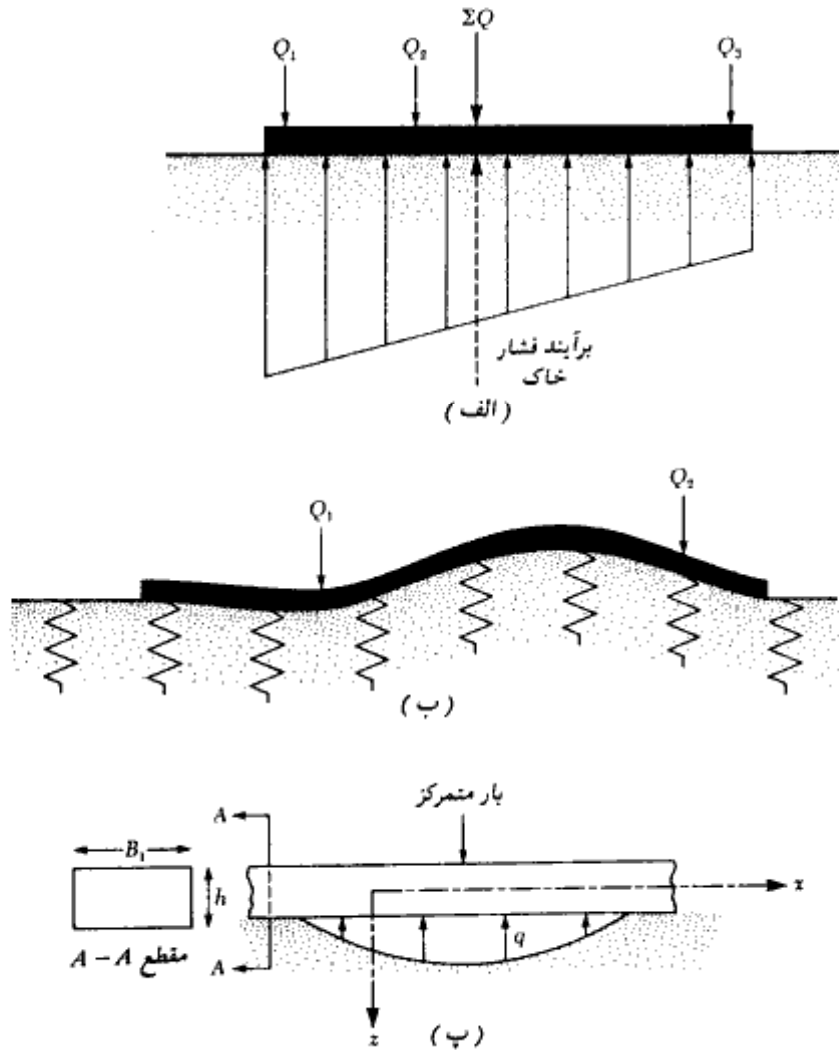
$$E_F I_F \frac{d^4 z}{dx^4} = -zkB_1 \quad (۴ - ۳۷)$$

حل معادله فوق به دست می دهد:

$$z = e^{-\beta x}(A' \cos \beta x + A'' \sin \beta x) \quad (۴ - ۳۸)$$

که در آن A' و A'' ثابت هستند. همچنین:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}} \quad (۴ - ۳۹)$$



شکل ۴-۹- (الف) فرضیات اصلی در طراحی به‌روش شالوده‌ی صلب، (ب) اصول پایه در طراحی به‌روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، (پ) مدل تیر روی بستر الاستیک که منجر به رابطه ۴-۳۸ می‌شود.

از لحاظ ابعادی، β از جنس $^{-1}$ (طول) است که یک ضریب مهم در تعیین اینکه آیا یک شالوده گسترده باید با استفاده از روش صلب یا روش انعطاف‌پذیر طرح شود، می‌باشد. طبق توصیه کمیته ۴۳۶ مؤسسه بتن آمریکا (۱۹۶۶)، در صورتی که فواصل ستونها در یک نوار کمتر از $1.75/\beta$ باشد،

طراحی شالوده باید با استفاده از روش شالوده صلب انجام پذیرد. در صورتی که فاصله ستونها از $1.75/\beta$ بزرگتر شود، باید از روش شالوده انعطاف پذیر استفاده گردد. به عنوان مثال اگر در مثالهای ۴-۶ و ۴-۷، ضریب واکنش بستر مساوی ۸۰۰۰ کیلونیوتن بر متر مکعب باشد، برای نوارهای AFHF و ICDJ که کمترین عرض را دارا هستند، شرط صلب یا انعطاف پذیر بودن کنترل می گردد:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}}$$

که در آن:

$$I_F = (1/12)B_1 h^3 = (1/12)(4.25)(0.8)^3 = 0.1813 \text{ m}^4$$

اگر E_F مساوی 21×10^6 کیلونیوتن بر متر مربع فرض شود، به دست می آید:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{(4.25)(8000)}{(4)(21 \times 10^6)(0.1813)}} = 0.217 \text{ m}^{-1}$$

در نتیجه:

$$\frac{1.75}{\beta} = \frac{1.75}{0.217} = 8.07 \text{ m}$$

فاصله ۷ متری ستونها، کمتر از مقدار فوق بوده و استفاده از روش پی صلب در طراحی بجا می باشد.

قبل از شروع به بحث در خصوص روش شالوده انعطاف پذیر، بجاست که بحث بیشتری در خصوص ضریب واکنش بستر انجام شود.

اگر شالوده ای به عرض B (شکل ۴-۱۰)، تحت تأثیر باری به شدت q (نیرو بر واحد سطح) قرار گیرد، نشست Δ در آن به وجود می آید. با این مقدمه، ضریب واکنش بستر به صورت زیر تعریف می شود:

$$k = \frac{q}{\Delta}$$

(۴-۴۰)

واحد k برحسب کیلونیوتن بر متر مکعب (یا پاند بر اینچ مکعب) می باشد. مقدار ضریب واکنش بستر برای یک خاک مشخص، ثابت نیست و به عوامل متعددی نظیر طول (L) و عرض (B) شالوده و همچنین عمق شالوده بستگی دارد. ترزاقی (۱۹۵۵) مطالعه مفصلی روی عوامل مؤثر بر ضریب واکنش بستر انجام داد. طبق این مطالعات، مقدار ضریب واکنش بستر با عرض شالوده کاهش

۳۰۹

شالوده‌های مرکب



شکل ۴-۱۰- تعریف ضریب واکنش بستر

می‌یابد. در صحرا برای تعیین واکنش بستر از آزمایش بارگذاری صفحه $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$ استفاده می‌شود. مقدار k برای شالوده‌ای به ابعاد $B \times B$ به صورت زیر در می‌آید:
شالوده روی خاکهای ماسه‌ای:

$$k = k_{0.3} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (۴-۴۱)$$

که در آن $k_{0.3}$ ضریب واکنش بستر برای صفحه 0.3×0.3 متر و k ضریب واکنش بستر برای شالوده $B \text{ (m)} \times B \text{ (m)}$ است (برحسب کیلونیوتن بر متر مکعب). در دستگاه واحدهای انگلیسی رابطه ۴-۴۱ به صورت زیر در می‌آید:

$$k = k_1 \left(\frac{B + 1}{2B} \right)^2 \quad (۴-۴۲)$$

که در آن k_1 ضریب واکنش بستر برای صفحه 1×1 فوت و k ضریب واکنش بستر برای شالوده $B \text{ (ft)} \times B \text{ (ft)}$ است (برحسب پاند بر اینچ مربع) برای شالوده روی خاکهای رسی

$$k \text{ (kN/m}^3\text{)} = k_{0.3} \text{ (kN/m}^3\text{)} \left[\frac{0.3 \text{ (m)}}{B \text{ (m)}} \right] \quad (۴-۴۳)$$

رابطه فوق در واحدهای انگلیسی به صورت زیر در می‌آید:

$$k \text{ (lb/in.}^2\text{)} = k_1 \text{ (lb/in.}^2\text{)} \left[\frac{1 \text{ (ft)}}{B \text{ (ft)}} \right] \quad (۴-۴۴)$$

پارامترهای موجود در دو رابطه فوق، همان تعاریف قبلی را دارا هستند. برای شالوده‌های مستطیلی با ابعاد $B \times L$ (برای q و خاک مشابه) داریم:

$$k = \frac{k_{(B \times B)} \left(1 + \frac{B}{L}\right)}{1.5} \quad (۴۵-۲)$$

که در آن:

k = ضریب واکنش بستر برای شالوده مستطیلی به ابعاد $(L \times B)$

$k_{(B \times B)}$ = ضریب واکنش بستر برای شالوده مربع به ابعاد $B \times B$

رابطه فوق نشان می‌دهد که مقدار ضریب واکنش بستر برای یک شالوده نواری به عرض B مساوی $0.67k_{(B \times B)}$ می‌باشد.

ضریب الاستیسیته (مدول الاستیسیته یا ننگ) خاکهای دانه‌ای، با عمق افزایش پیدا می‌کند. از آنجایی که نشست یک شالوده بستگی به ضریب الاستیسیته خاک دارد، مقدار k نیز با افزایش عمق، افزایش می‌یابد.

در زیر به عنوان نمونه دامنه تغییرات ضریب واکنش بستر $k_{0.3}$ برای خاکهای ماسه‌ای و رسی ارائه می‌شود.

ماسه (خشک یا مرطوب)

شل: $8-25 \text{ MN/m}^2$ ($29-92 \text{ lb/in.}^2$)
متوسط: $25-125 \text{ MN/m}^2$ ($91-460 \text{ lb/in.}^2$)
متراکم: $125-375 \text{ MN/m}^2$ ($460-1380 \text{ lb/in.}^2$)

ماسه (اشباع)

شل: $10-15 \text{ MN/m}^2$ ($38-55 \text{ lb/in.}^2$)
متوسط: $35-40 \text{ MN/m}^2$ ($128-147 \text{ lb/in.}^2$)
متراکم: $130-150 \text{ MN/m}^2$ ($478-552 \text{ lb/in.}^2$)

رسی

سفت: ($q_u = 100-200 \text{ kN/m}^2$): $12-25 \text{ MN/m}^2$ ($44-92 \text{ lb/in.}^2$)
خیلی سفت: ($q_u = 200-400 \text{ kN/m}^2$): $25-50 \text{ MN/m}^2$ ($92-184 \text{ lb/in.}^2$)
سخت: ($q_u > 400 \text{ kN/m}^2$): $> 50 \text{ MN/m}^2$ ($> 184 \text{ lb/in.}^2$)

q_u = مقاومت فشاری محدود نشده

اسکات (۱۹۸۱) رابطه زیر را برای $k_{0.3}$ براساس عدد نفوذ استاندارد پیشنهاد کرد:

$$k_{0.3} (\text{MN/m}^2) = 1.8N \quad (۴۶-۲)$$

که در آن:

N = عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده

در دستگاه آحاد انگلیسی رابطه فوق به صورت زیر در می‌آید:

$$k_1 \text{ (U.S. ton/ft}^3\text{)} = 6N \quad (47-4)$$

برای تیرهای بلند، وسیک (۱۹۶۱) رابطه‌ای برای ضریب واکنش بستر ارائه نمود که به صورت زیر قابل بیان است:

$$k' = Bk = 0.65 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

یا

$$k = 0.65 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (48-4)$$

که در آن:

E_s = ضریب الاستیسیته خاک

B = عرض شالوده خاک

E_F = ضریب الاستیسیته مصالح شالوده

I_F = ممان اینرسی مقطع شالوده

μ = نسبت پواسون خاک

برای اغلب کاربردهای عملی، رابطه ۴۸-۴ را می‌توان به صورت زیر تقریب زد:

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (49-4)$$

ضریب واکنش بستر، یک پارامتر مفید در طراحی روسازیهای بتنی راه و فرودگاه می‌باشد. با تأثیر بار به روی یک روسازی بتنی، حداکثر تنش کششی در سطح تحتانی دال بتنی ایجاد می‌شود. برای تعیین این تنشها، از تحلیل دال روی بستر الاستیک استفاده می‌شود که برای این تحلیل نیاز به معلوم بودن ضریب واکنش بستر می‌باشد.

با بحثی که در مورد ضریب واکنش بستر انجام شد، به بحث اصلی برمی‌گردیم. طراحی به‌روش شالوده انعطاف‌پذیر توسط کمیته ۴۳۶ انستیتو بتن آمریکا پیشنهاد شد (۱۹۶۶). روش طراحی بر پایه تئوری صفحه‌ها استوار است. به کمک این روش می‌توان لنگر، برش، و تغییر شکل ناشی از بار متمرکز ستون را در دال اطراف آن تعیین نمود. اگر ناحیه تأثیر ۲ یا چند ستون، رویهم پوشش داشته باشند، از اصل جمع آثار قوا می‌توان برای تعیین اثر ترکیبی استفاده نمود.

روش گام به گام طراحی شالوده انعطاف پذیر به شرح زیر است:

گام ۱. ضخامتی برای شالوده انعطاف پذیر انتخاب نمایید. این کار را می توان با توجه به معیار برش سوراخ کننده (گام ۶ در طراحی به روش شالوده صلب) انجام داد.

گام ۲. صلبیت خمشی R شالوده گسترده را محاسبه نمایید:

$$R = \frac{E_F h^3}{12(1 - \mu_F^2)} \quad (50-4)$$

که در آن:

E_F = ضریب الاستیسیته مصالح شالوده

μ_F = ضریب پواسون مصالح شالوده

گام ۳. شعاع سختی موثر را از رابطه زیر محاسبه کنید:

$$L' = \sqrt{\frac{R}{k}} \quad (51-4)$$

که در آن k ضریب واکنش بستر می باشد.

ناحیه تأثیر هر ستون در حدود ۳ تا ۴ برابر L' خواهد بود.

گام ۴. با استفاده از شکل ۴-۱۱ الف و روابط زیر، لنگر را در مختصات قطبی در یک نقطه به دست آورید:

$$M_1 = \text{لنگر مماسی} = -\frac{Q}{4} \left[A_1 - \frac{(1 - \mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (52-4)$$

$$M_2 = \text{لنگر شعاعی} = -\frac{Q}{4} \left[\mu_F A_1 + \frac{(1 - \mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (53-4)$$

که در آن:

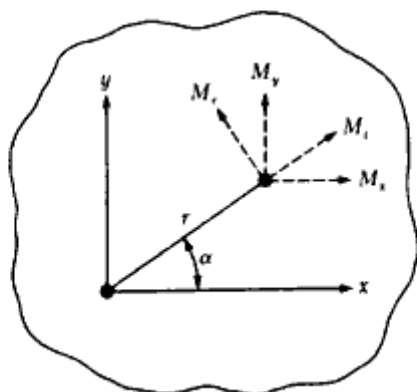
r = فاصله شعاعی از بار متمرکز ستون

Q = بار ستون

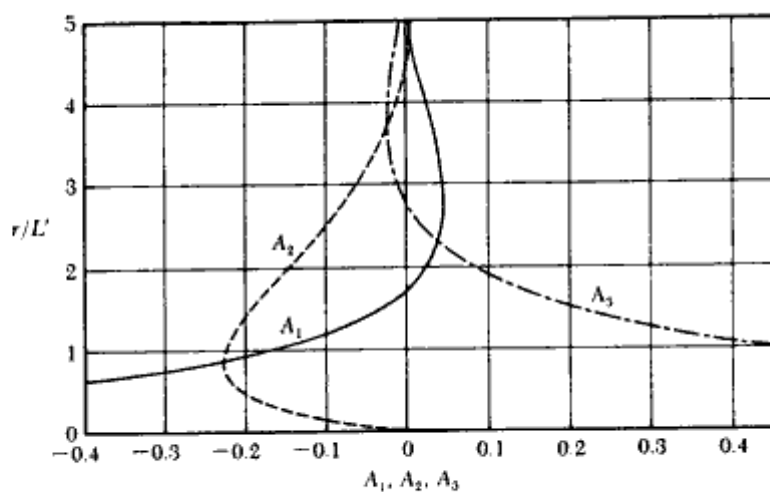
A_1, A_2 = توابعی از r/L'

تغییرات A_1 و A_2 برحسب r/L' در شکل ۴-۱۱ ب نشان داده شده است (هتنی ۱۹۴۶).

با توجه به شکل ۴-۱۱ الف، در مختصات کارتزین می توان نوشت:



(الف)



(ب)

شکل ۴-۱۱ - روش شالوده انعطاف پذیر

$$M_x = M_i \sin^2 \alpha + M_r \cos^2 \alpha \quad (۵۴-۴)$$

$$M_y = M_i \cos^2 \alpha + M_r \sin^2 \alpha \quad (۵۵-۴)$$

گام ۵. برش V برای واحد عرض شالوده را از رابطه زیر تعیین کنید:

$$V = -\frac{Q}{4L'} A_3 \quad (۵۶-۴)$$

در شکل ۴-۱۱ - ب، تغییرات A_3 با r/L' نشان داده شده است.

گام ۶. اگر لبه شالوده گسترده در حوزه تأثیر ستون قرار داشته باشد، برش و لنگر را در امتداد

لبه با فرض شالوده پیوسته تعیین نمایید. برای اقلان شرایط مرزی، برش و لنگری با علامت مخالف باید به لبه‌ها اعمال شود.

مثال ۴ = ۸

با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه $0/3 \times 0/3$ متر در صحرا، ضریب واکنش بستر یک خاک ماسه‌ای مساوی 22160 کیلونیوتن بر متر مکعب به دست آمد. اگر در روی این خاک، شالوده‌ای به ابعاد 9×9 متر ساخته شود، ضریب واکنش بستر برای آن چقدر خواهد بود.

حل:

از رابطه ۴ - ۴۱ داریم:

$$k = k_{0.3} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

$$k = 22160 \left(\frac{9 + 0.3}{2 \times 9} \right)^2 = 5915 \text{ kN/m}^3 = 5.915 \text{ MN/m}^3$$

مثال ۴ = ۹

در مثال ۴ - ۸ اگر ابعاد شالوده $13/5 \times 9$ متر باشد، مقدار ضریب واکنش بستر چقدر خواهد بود:

حل:

از رابطه ۴ - ۴۵ داریم:

$$k = \frac{k_{1B \times B} \left(1 + \frac{B}{L} \right)}{1.5}$$

از مثال ۴ - ۸ می‌توان نوشت:

$$k_{9 \times 9} = 5915 \text{ kN/m}^3$$

در نتیجه برای شالوده مورد بحث داریم:

$$k = \frac{5915 \left(1 + \frac{9}{13.5}\right)}{1.5} = 6572 \text{ kN/m}^3 = 6.572 \text{ MN/m}^3$$

مسائل فصل چهارم

۴-۱ - مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری نهایی خالص یک شالوده گسترده به ابعاد 20×10 متر در پلان روی خاک رس اشباع با $\phi = 0$ ، $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ و عمق $D_f = 3 \text{ m}$ (از رابطه ۴-۱۰ استفاده نمایید)

۴-۲ - مسئله ۴-۱ را با مقادیر زیر تکرار نمایید:

$$\begin{aligned} \text{ابعاد شالوده} &= 8.4 \times 6 \text{ m} \\ C_u &= 112 \text{ kN/m}^2 \\ \phi &= 0 \\ D_f &= 1.35 \text{ m} \end{aligned}$$

۴-۳ - نتایج آزمایش نفوذ استاندارد برای خاک ماسه‌ای در صحرا به صورت زیر به دست آمده است:

عمق (متر)	مقدار صحرائی N
2	8
4	10
6	12
8	9
10	14

مطلوبست محاسبه ظرفیت باربری مجاز یک شالوده گسترده به ابعاد 6×5 متر در پلان.

داریم:

$$D_f = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{نشست مجاز} = 50.8 \text{ mm}$$

$$\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3 \text{ (وزن مخصوص خاک)}$$

۴-۴ - مسئله ۴-۳ را برای نشست ۳۰ میلیمتر تکرار نمایید.

۴-۵ - یک شالوده گسترده با ابعاد 15×9 متر در نظر بگیرید. بار مرده و زنده کل در روی شالوده 45400 کیلونیوتن می باشد. شالوده در روی یک خاک رس با $C_u = 34.2 \text{ kN/m}^2$ قرار دارد. وزن مخصوص رس مساوی 19.24 kN/m^3 می باشد. مطلوبست تعیین عمق D شالوده برای شناوری کامل.

۴-۶ - مسئله ۴-۵ را با اطلاعات زیر مجدداً تکرار نمایید.

$$\text{ابعاد شالوده} = 20 \times 20 \text{ m}$$

$$\text{بار مرده} = 48000 \text{ kN}$$

$$C_u = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{\text{clay}} = 18.8 \text{ kN/m}^3$$

۴-۷ - در مسئله ۴-۶ برای ضریب اطمینان ۲ در مقابل ظرفیت باربری نهایی، عمق D_f چقدر باید باشد.

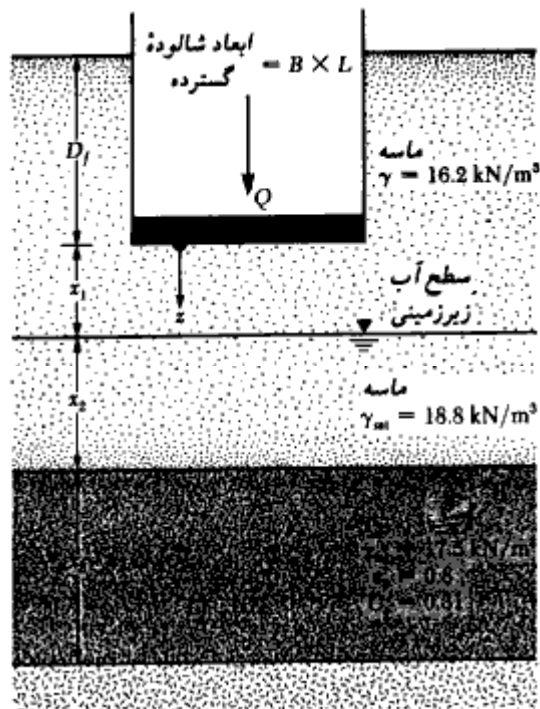
۴-۸ - مسئله ۴-۶ را با فرض چسبندگی زهکشی نشده رس مساوی 48.5 kN/m^2 مجدداً تکرار نمایید.

۴-۹ - شالوده گسترده نشان داده شده در شکل را در نظر بگیرید. داریم:

$$L = 12 \text{ m}, B = 10 \text{ m}, Q = 30 \text{ MN}, D_f = 2.2 \text{ m}, x_1 = 2 \text{ m}, x_2 = 2 \text{ m}, x_3 = 5.2 \text{ m}$$

رس عادی تحکیم یافته است. مطلوب است محاسبه نشست تحکیم در زیر مرکز شالوده.

۴-۱۰ - برای شالوده گسترده شرح داده شده در مسئله ۴-۹، مطلوب است محاسبه نشست



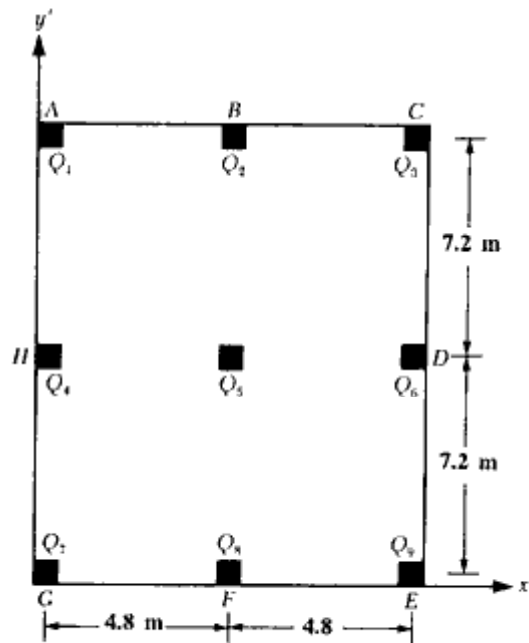
شکل مسئله ۹-۴

تحکیم در گوشه شالوده.

۴-۱۱ - مسئله ۹-۴ را با فرض فشار پیش‌تحکیمی ۱۲۰ کیلونیوتن بر متر مربع برای رس و نشانه تورم مساوی $C_c/5$ ، مجدداً حل کنید.

۴-۱۲ - در شکل نشان داده شده، Q_3 و Q_7 و $Q_8 = 400$ kN و Q_4 و Q_5 و $Q_6 = 600$ kN و $Q_9 = 450$ kN و Q_2 و $Q_8 = 500$ kN می‌باشد. ابعاد تمام ستونها نیز مساوی 500×500 میلیمتر است. با استفاده از روش شرح داده شده در قسمت ۴-۶، مطلوب است تعیین فشار خاک در نقاط A، B، C، D، E، F، G و H.

۴-۱۳ - شالوده گسترده مسئله ۴-۱۲ را در نظر بگیرید. شالوده را به سه نوار در امتداد y تقسیم



شکل مسئله ۴-۱۲

نمایید. ($B_1 = 2.4$ و 4.8 و 2.4 m). با استفاده از روش شالوده صلب، نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی شالوده را رسم نموده و آرماتورهای لازم را محاسبه کنید. داریم:

$$f_c = 20 \text{ Mpa} \text{ و } f_y = 400 \text{ Mpa} \text{ و ضریب بار متوسط } = 1.6$$

۴-۱۴ - شالوده گسترده مثال ۴-۶ را در نظر بگیرید (شکل ۴-۷). شالوده را به ۴ نوار تقسیم نموده و با رسم نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی، آرماتورهای لازم را با استفاده از روش صلب محاسبه نمایید.

۴-۱۵ - با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه $3 \times 3 \times 0.3$ متر، ضریب واکنش بستر یک خاک ماسه‌ای مساوی 18000 کیلونیوتن بر متر مکعب به دست آمد. برای شالوده‌ای به ابعاد $7/5 \times 7/5$ متر، این مقدار چقدر خواهد بود.

۴-۱۶ - در مسئله ۴-۱۵، ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ای به ابعاد $18 \times 7/5$ متر چقدر است.

۴-۱۷ - ضریب واکنش بستر برای یک خاک ماسه‌ای با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه به ابعاد 1×0.7 متر، مساوی ۲۲ کیلونیوتن بر متر مربع به دست آمد. مقدار k (ضریب واکنش بستر) برای یک شالوده 4×3 متر چقدر خواهد بود.

مآخذ فصل چهارم

- American Concrete Institute (1987). *ACI Standard—Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-83—revised 1986, Detroit.
- American Concrete Institute Committee 436 (1966). "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 10, pp. 1041-1057.
- Hetenyi, M. (1946). *Beams on Elastic Foundations*, University of Michigan Press, Ann Arbor.
- Scott, R. F. (1981). *Foundations Analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of the Coefficient of Subgrade Reactions," *Geotechnique*, Institute of Engineers, London, Vol. 5, No. 4, pp. 197-326.
- Vesic, A. S. (1961). "Bending of Beams Resting on Isotropic Solid," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 87, No. EM2, pp. 35-53.
- Westergaard, H. M. (1926). "Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis," *Public Roads*, Vol. 7, No. 12, pp. 23-35.
- Westergaard, H. M. (1939). "Stresses in Concrete Runways of Airports," *Proceedings*, Highway Research Board, Vol. 19, pp. 197-205.
- Westergaard, H. M. (1947). "New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields," *Proceedings*, American Society of Civil Engineers, Vol. 73, pp. 687-701.

پیوست فصل چهارم

مثالهایی از طراحی شالوده‌های مرکب

پ - ۴ - ۱ شالوده‌های مرکب دوستونی

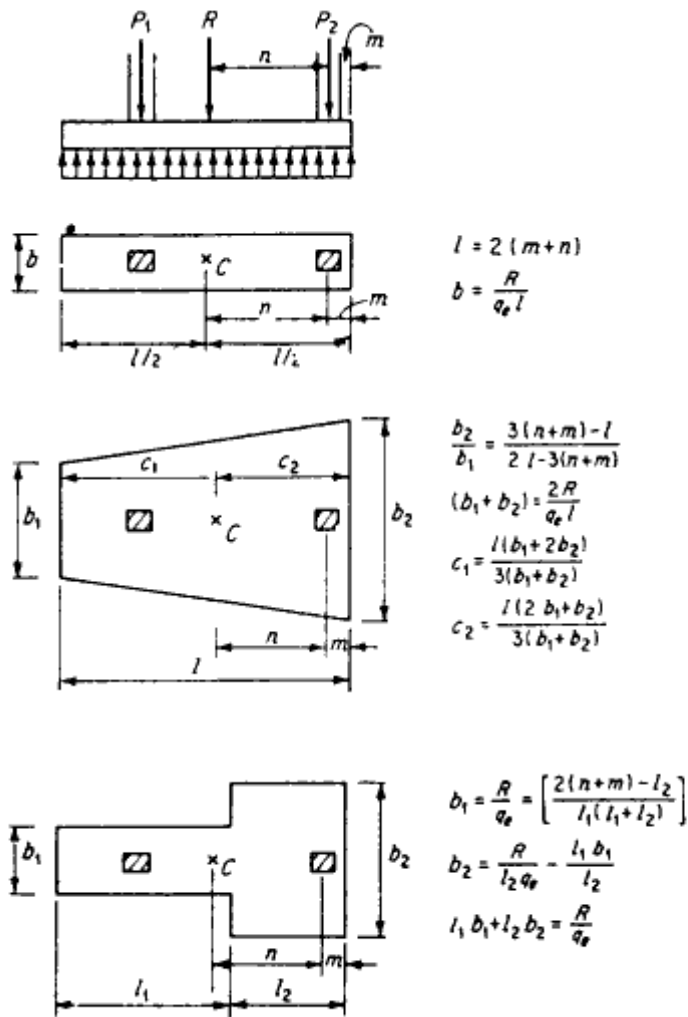
شالوده مرکب دوستونی باید طوری طراحی شود که مرکز هندسی آن بر برآیند نیروهای دو ستون منطبق باشد. این مسئله باعث توزیع یکنواخت فشار عکس‌العمل زمین می‌شود و مسئله کج شدن شالوده منتفی می‌گردد. همان‌طور که در شکل پ - ۴ - ۱ نشان داده شده است، شکل این شالوده‌ها در پلان به صورت مستطیلی یا دوزنقه‌ای یا T می‌باشد. سایر مشخصات شالوده‌ها طوری تنظیم می‌شود که برآیند منطبق بر مرکز هندسی سطح تماس شالوده گردد. روابط موجود در شکل پ - ۴ - ۱ کمک مؤثری در تعیین نوع و ابعاد شالوده‌های مرکب می‌باشد. اندازه‌های n و m پارامترهای معلوم برای تعیین سایر مشخصات هندسی شالوده می‌باشند. پارامتر m براساس محدودیت قانونی بر زمین و پارامتر n براساس محل برآیند نیروی محوری دو ستون به دست می‌آید. از انواع دیگر شالوده‌های مرکب دوستونی که در شکل پ - ۴ - ۲ نشان داده شده است، شالوده مرکب با تیر کلاف^۲ یا تسمه‌ای^۳ یا باسکولی^۴ می‌باشد. در این شالوده، شالوده تک ستون کناری که ستون در روی آن به‌طور خارج از محور قرار گرفته است، به وسیله یک تیر کلاف نسبتاً قوی به نزدیکترین شالوده تک داخلی بسته می‌شود. این تیر کلاف تقریباً به وسیله شالوده تک داخلی به حالت کنسول (طره‌ای) در می‌آید که در نتیجه می‌تواند از کج شدن شالوده کناری جلوگیری کرده و فشار زیر آن را به حالت یکنواخت در آورد. تیر کلاف تحت نیروی برشی ثابت و لنگر خمشی متغیر

1- tiling

2- Connected footing

3- Strap footing

4- cantilever footing

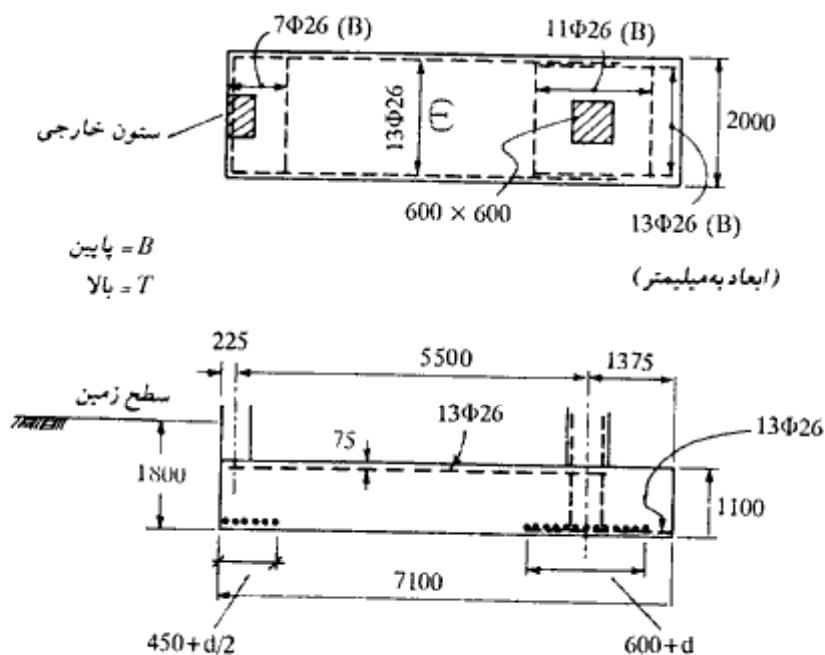


شکل پ - ۴ - ۱ - شالوده‌های مرکب دوستونی

خطی می‌باشد. در دو مثال زیر نحوه طراحی شالوده‌های مرکب دوستونی ارائه می‌شود.

مثال پ - ۴ - ۱

یک ستون خارجی ۶۰۰×۴۵۰ میلیمتر با بار محوری مرده بدون ضریب ۷۷۰ کیلونیوتن و بار محوری زنده بدون ضریب ۵۹۰ کیلونیوتن و ستون داخلی ۶۰۰×۶۰۰ میلیمتر با بار محوری مرده بدون ضریب ۱۱۳۰ کیلونیوتن و بار زنده بدون ضریب ۹۰۰ کیلونیوتن قرار است مطابق شکل



شکل پ - ۲-۴

پ - ۲-۴ روی یک شالوده مرکب تکیه نمایند. با توجه به محدودیت‌های قانونی، شالوده نمی‌تواند از پیر ستون خارجی به بیرون تجاوز نماید. فاصله محور به محور ستونها مساوی ۵/۵ متر و تنش مجاز خاک مساوی ۳۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد. کف شالوده به فاصله ۱/۸ متری سطح زمین قرار دارد و سربار ۵/۰ کیلونیوتن بر متر مربع بر سطح آن وارد می‌شود. شالوده را طراحی نمایید.

$$f'_c = 21 \text{ Mpa} \quad \text{و} \quad f_y = 420 \text{ Mpa}$$

حل:

(بار ستون خارجی) $P_e = 770 + 590 = 1360 \text{ kN}$ بدون ضریب

(بار ستون داخلی) $P_i = 1130 + 900 = 2030 \text{ kN}$ بدون ضریب

تعیین تنش مجاز خالص

از کف شالوده در عمق ۱/۸ متری تا تراز زمین توسط شالوده و خاک روی آن پر می‌شود. اگر وزن مخصوص این مخلوط مساوی 20 kN/m^3 فرض شود، تنش مجاز خالص خاک برای بارهای وارد از ستونها برابر است با:

$$q_e = q_a - (\text{وزن بتن شالوده} + \text{خاک روی آن} + \text{سربار})$$

$$q_e = 300 - (1.80 \times 20 + 5) = 259 \text{ kN/m}^2$$

انتخاب ابعاد شالوده

$$m = 225 \text{ mm}$$

با گرفتن لنگر نسبت به محور ستون کناری داریم:

$$n = \frac{(2030) 5.50}{1360 + 2030} = 3.29 \text{ m}$$

$$l = 2 (m + n) = 2 (0.225 + 3.29) = 7.03$$

طول شالوده مساوی ۷/۱ متر انتخاب می‌شود.

$$\text{سطح لازم} = \frac{1360 + 2030}{259} = 13.09 \text{ m}^2$$

$$\text{عرض لازم} = 13.09/7.03 = 1.86$$

عرض شالوده مساوی ۲ متر انتخاب می‌شود.

رفتار شالوده

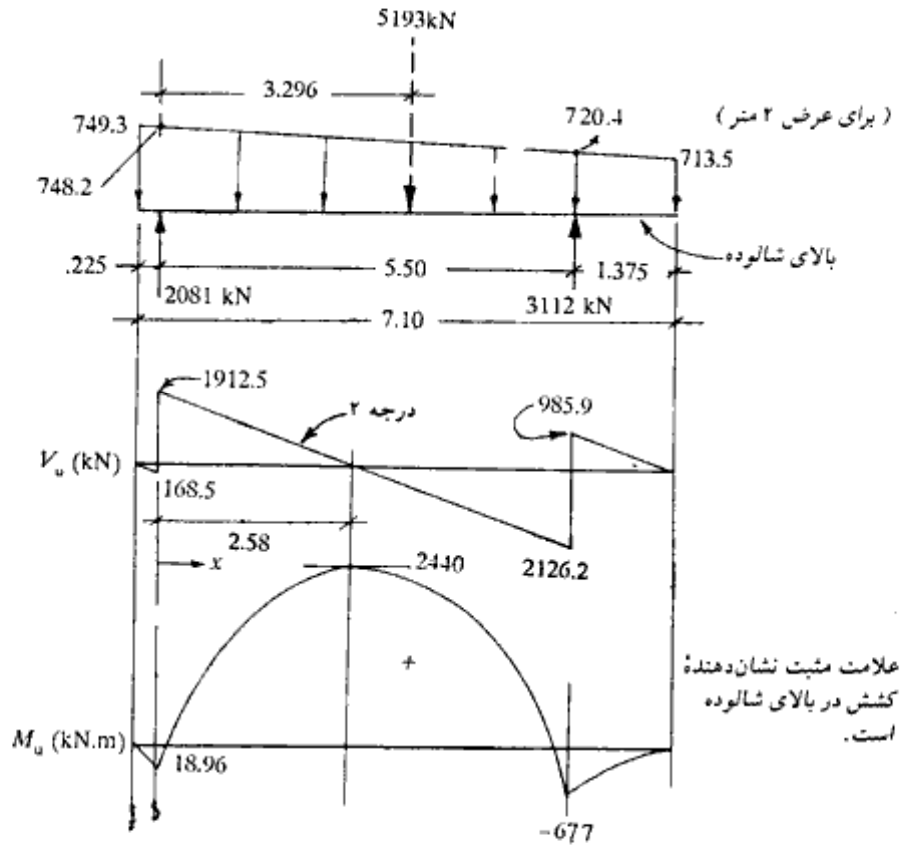
شالوده دارای یک رفتار طولی و یک رفتار عرضی است. از لحاظ طولی همانند یک تیر خمشی می‌باشد که برای طراحی باید نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی آن رسم گردد. از لحاظ عرضی نیز شالوده در حوالی ستونها همانند یک شالوده تک تحت خمش عرضی می‌باشد که با دور شدن از ستونها خمش عرضی کاهش می‌یابد. برای تعیین عرض مؤثر در اطراف ستونها، فرض می‌کنند که بار محوری ستون با شیب ۲ قائم و ۱ افقی در عمق شالوده گسترش می‌یابد. پس عرض مؤثر شالوده برای خمش عرضی مساوی عرض ستون به علاوه $d/2$ در هر دو طرف ستون می‌باشد (شکل پ - ۴ - ۲).

طراحی شالوده در امتداد طولی

$$\text{بار محوری ضربیدار ستون کناری} = 1.4 \times 770 + 1.7 \times 590 = 2081 \text{ kN}$$

$$\text{بار محوری ضربیدار ستون میانی} = 1.4 \times 1130 + 1.7 \times 900 = 3112 \text{ kN}$$

ابعاد شالوده طوری انتخاب می‌شود که برای بارهای بهره‌برداری تنش در زیر آن یکنواخت گردد، لیکن برای بارهای ضربیدار (نهایی) معلوم نیست که توزیع تنش یکنواخت به دست آید و باید توزیع تنش مجدداً به دست آید. در شکل پ - ۳ - ۴ توزیع تنش در حالت جدید و همچنین نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی شالوده که به منظور درک بهتر به حالت وارونه درآمده، نشان داده شده است.



محاسبات توزیع تنش

$$\text{فاصله برآیند از محور ستون کناری} = \frac{3112 \times 5.5}{5193} = 3.296 \text{ m}$$

$$\text{فاصله برآیند از سمت چپ} = 0.225 + 3.296 = 3.521 \text{ m}$$

$$e = \frac{7.10}{2} - 3.521 = 0.029 \text{ m}$$

$$\sigma = P/A \pm Pe/S$$

$$A = 1 \times 7.1 = 7.1 \text{ m}^2 \quad S = 1 \times 7.1^2 / 6 = 8.4 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 5193 / 7.1 \pm 5193 \times 0.029 / 8.4 = 731.4 \pm 17.9$$

$$\sigma_{max} = 749.3 \text{ kN/m} \quad \sigma_{min} = 713.5 \text{ kN/m}$$

با در نظر گرفتن مقدار واحد برای عرض، فشارهای محاسبه شده برای ۲ متر عرض شالوده خواهند بود.

محاسبات لنگر خمشی حداکثر (مبدأ x از محور ستون سمت چپ)

$$q = -748.2 + 5.04x$$

$$dv/dx = q \rightarrow V = +2.52x^2 - 748.2x + 1912.5$$

$$V = 0 \rightarrow x = 2.58 \text{ m}$$

$$dM/dx = V \rightarrow M = 0.84x^3 - 374.1x^2 + 1912.5x - 18.96$$

$$x = 2.58 \rightarrow M = 2440 \text{ kN.m} \quad x = 5.5 \rightarrow M = -677.0 \text{ kN.m}$$

در یک طرح عملی با کمی تقریب می توان توزیع تنش را یکنواخت فرض کرد و نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی را خیلی ساده تر رسم کرد و صرفه جویی قابل ملاحظه ای در وقت نمود.

کنترل برش خمشی (تیری)

ارتفاع شالوده به فرض $= 1100 \text{ mm}$

$$d = 1100 - (75 + 15) = 1010 \text{ mm}$$

محاسبه نیروی برشی در مقطع بحرانی (به فاصله d از بر ستون)

$$x = 0.225 + 1.01 = 1.235 \rightarrow V_u = 992.3 \text{ kN}$$

$$x = 5.5 - 0.3 - 1.01 = 4.29 \rightarrow V_u = -1251.0 \text{ kN}$$

$$v_n = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{1251 \times 1000}{0.85 \times 2000 \times 1010} = .7286$$

$$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} = 0.17 \sqrt{21} = .768 > .7286$$

برش تیری بدون میلگرد برشی جواب می دهد، لیکن توصیه می شود که به منظور شکل پذیری و نگهداری میلگردهای طولی فوقانی از خاموت های حداقل در شالوده استفاده گردد.

$$\text{حداقل } \frac{A_v}{s} = \frac{0.35 b_w}{f_y} = \frac{0.35 \times 2000}{420} = 1.67$$

$$s = 250 \text{ mm} \rightarrow A_v = 1.67 \times 250 = 417.5 \text{ mm}^2$$

از خاموت سه گانه (دارای ۶ ساق) نمره ۱۰ استفاده می نمایم.

$$A_v = 6 \times 0.785 = 471 > 417.5 \text{ mm}^2$$

کنترل برش سوراخ‌کننده در مقطعی به فاصله $d/2$ از بر ستون:
ستون خارجی

$$b_o = (600 + 1010) + 2(450 + 0.5 \times 1010) = 3520 \text{ mm}$$

نیروی برشی سوراخ‌کننده، نیروی محوری ستون منهای فشار تحت به فوق در منطقه محدود شده در محیط بحرانی b_o است.

$$V_u = 2081 - \frac{748.2}{2} (1.16 \times 0.955) = 1505.8 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{1505.8 \times 1000}{0.85 \times 3520 \times 1010} = 0.498 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)}$$

$$v_c = 0.34 \sqrt{f'_c} = 0.34 \sqrt{21} = 1.536 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)} > .498$$

کنترل برش سوراخ‌کننده در اطراف ستون داخلی به عهده خواننده واگذار می‌شود.

محاسبه میلگردهای خمشی

$$M_u = 2440 \rightarrow M_n = 2440/0.9 = 2711.1 \text{ kN.m}$$

$$A_s \text{ اولیه} = \frac{2711.1 \times 10^6}{420 (0.85 \times 1010)} = 7519 \text{ mm}^2$$

$$a = 7519 \times 420 / (0.85 \times 2000 \times 21) = 88.5 \text{ mm}$$

$$d - a/2 = 1010 - 88.5/2 = 965.8 \text{ mm}$$

$$A_s = 2711.1 \times 10^6 / (420 \times 965.8) = 6684 \text{ mm}^2$$

استفاده می‌شود از:

$$13\Phi 26 \text{ و } A_s = 13 \times 531 = 6903 \text{ mm}^2$$

میلگردهای فوق به‌طور یکنواخت در عرض شالوده توزیع شده و در بالای شالوده قرار می‌گیرند. میلگردهای فوق باید به‌اندازه طول مهاری بعد از نقطه حداکثر لنگر خمشی ادامه یابند. طول مهاری بزرگترین دو مقدار زیر می‌باشد (چون میلگردها در بالای شالوده قرار دارند، ضریب $1/4$ در مورد آنها اعمال شده است).

$$1.4 \times 0.019 \times 531 \times 420 / \sqrt{21} = 1295 \text{ mm}$$

$$1.4 \times 0.057 \times 26 \times 420 = 871.4 \text{ mm}$$

از محل لنگر خمشی حداکثر تا دو کنار شالوده محل برای تأمین طولهای فوق می‌باشد. توجه شود که میلگردهای فوقانی عملاً در سرتاسر طول دهانه قرار داده می‌شود.

میلگردهای منفی (در پایین شالوده) در زیر ستون:

برای این لنگر، میلگردهای حداقل کافی خواهد بود:

$$A_s = \frac{1.4}{420} \times 200 \times 1010 = 6733 \text{ mm}^2$$

مثل لنگر مثبت مجبور هستیم از همان 13Φ26 استفاده نماییم. این میلگردها لازم نیست در تمام طول شالوده امتداد داشته باشند و کافی است بعد از نقطه حداکثر به اندازه طول مهاری امتداد یابند.

میلگردهای عرضی در زیر شالوده

ستون میانی:

$$\text{عرض مؤثر} = \text{عرض ستون} + d = 600 + 1010 = 1610 \text{ mm}$$

$$\text{فشار تحت به فوق برای عرض مؤثر} = 3112/2 = 1551.6 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 1551.6 \times (1 - 0.3)^2 \times 0.5 = 380.1 \text{ kN.m}$$

$$A_s \text{ اولیه} = \frac{380.1 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.85 \times 1010} = 1171 \text{ mm}^2$$

$$a = 1171 \times 420 / (0.85 \times 21 \times 1610) = 17.1 \text{ mm}$$

$$d - a/2 = 1010 - 17.1 \times 0.5 = 1001.5$$

$$A_s = \frac{380.1 \times 10^6}{0.90 \times 420 \times 1001.5} = 1004 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} \times 1610 \times 1010 = 54.20 \text{ mm}^2 > 1004$$

استفاده می شود از:

$$A_s = 11 \times 531 = 5841 \text{ mm}^2 \text{ و } 11\Phi 26$$

۱۱ میلگرد فوق در پهنای ۱/۶۱ متر در امتداد عرضی قرار داده می شود.

کنترل برش سوراخ کننده:

این کنترل در امتداد طولی یکبار انجام شد.

کنترل برش خمشی:

مقطع بحرانی به فاصله d از لبه ستون در خارج شالوده قرار می گیرد.

ستون کناری:

$$\text{عرض مؤثر} = 450 + d/2 = 450 + 1010/2 = 955 \text{ mm}$$

مثل حالت قبل میلگرد حداقل کافی است

$$\# 7 = 11 + 6.52 \times \frac{955}{1610} = \text{تعداد میلگرد } ۲۶$$

تأمین طول مهار:

$$l_d = 1295/1.4 = 925 \text{ mm}$$

امکان تأمین طول فوق بعد از لبه ستون تقریباً وجود دارد. البته می توان انتهای میلگردها را قلاب نمود. در شکل پ - ۴ - ۲ میلگردهای محاسباتی نشان داده شده اند. برای تکمیل میلگردهای فوق، میلگردهای حرارتی حداقل در محلها و امتدادهای بدون میلگرد باید قرار داده شود. استفاده از خاموت، هم می تواند جایگزین میلگردهای عرضی حداقل و هم می تواند وسیله ای برای نگهداری میلگردهای فوقانی باشد. در ضمن شکل پذیری و مقاومت برشی شالوده را نیز زیاد می کند. در محاسبه میلگردهای حداقل حرارتی، ضخامت مؤثر قشر خارجی بتن می تواند مساوی ۲۰۰ میلیمتر اختیار گردد و میلگرد حرارتی بر مبنای این ضخامت محاسبه گردد.

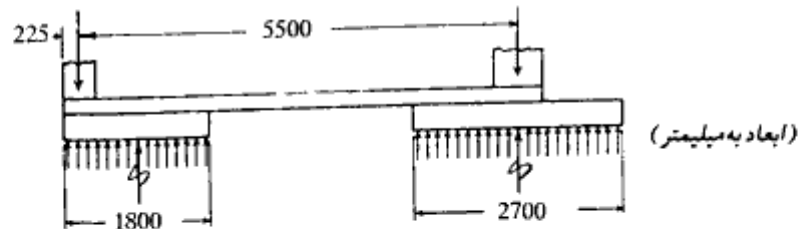
$$A_s = 1000 \times 200 \times 0.0018 = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi 10@20, A_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$$

مثال پ - ۴ - ۲ - طراحی یک شالوده با تیر کلاف (شالوده باسکولی)

در یک شالوده با تیر کلاف، شالوده تک کناری به علت اینکه نمی تواند از بر زمین تجاوز کند، به طور خارج از محور زیر ستون قرار می گیرد. این چنین خروج از مرکزیتی باعث توزیع غیر یکنواخت شدید تنش فشاری زیر شالوده می شود که می تواند باعث کج شدن شالوده گردد. برای مقابله با این خروج از مرکزیت، شالوده توسط یک تیر کلاف قوی به نزدیکترین شالوده داخلی بسته می شود.

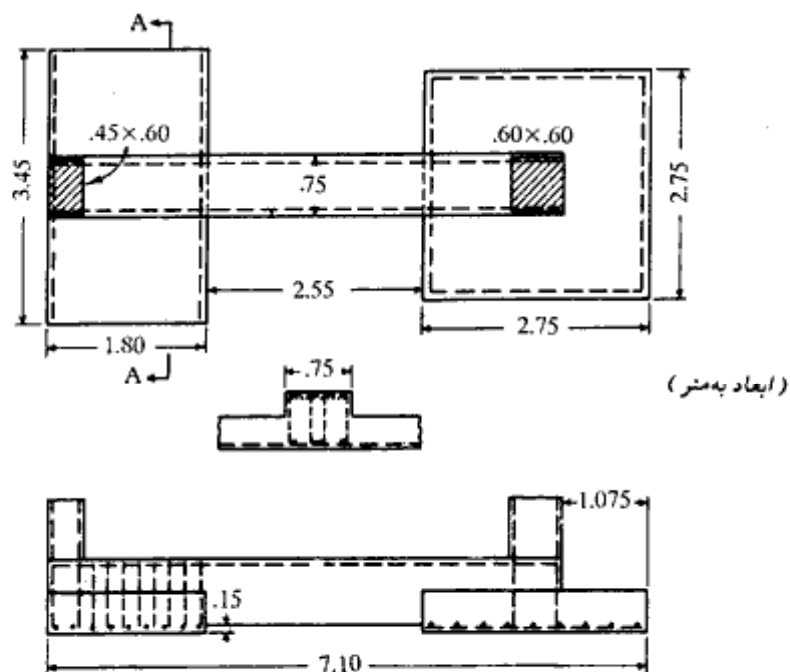
ابعاد هر دو شالوده باید طوری انتخاب شود که تحت بار خدمت، تنش در هر دو شالوده به صورت یکنواخت توزیع گردد و شدت تنش در هر دو مساوی باشد. برای رسیدن به این منظور همانند سایر شالوده های مرکب، باید مرکز هندسی سطح تماس دو شالوده منطبق بر محل برآیند نیروی محوری دو ستون باشد. در شکل پ - ۴ - ۴ نیروی محوری ستون خارجی با P_e و ستون داخلی با P_i و فشار یکنواخت خالص زمین در زیر شالوده ها با q نشان داده شده است. همچنین در روی هر شالوده برآیند ناشی از فشار q با R_e و R_i نشان داده شده است. در شالوده داخلی که ستون با شالوده هم محور است، R_i در امتداد P_i می باشد. لیکن در شالوده خارجی R_e با P_e هم امتداد نبوده و



شکل پ - ۴ - ۴

کوپل متوجه‌لنگر نیروی محوری P_e ستون را نسبت به مرکز شالوده خشی می‌کند. غالباً تیر کلاف طوری ساخته می‌شود که کف آن با زمین فاصله‌ای داشته باشد و هیچگونه تنش فشاری تماسی در روی آن ایجاد نشود.

برای نشان دادن مثالی در این مورد، ستونهای مثال قبل در روی یک شالوده باسکولی قرار داده می‌شود. در شکل پ - ۴ - ۵ ابعاد شالوده حاصل که در ادامه این مثال اقدام به تعیین آنها می‌نماییم، نشان داده شده است. همانند مثال قبل با تنش مجاز زمین ۳۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع و قرار دادن



شکل پ - ۴ - ۵

شالوده در عمق ۱/۸ متری با سربار مربوطه، تنش مجاز خالص خاک برای حمل بارهای خارجی مساوی ۲۵۹ کیلونیوتن بر متر مربع به دست می آید. در شالوده‌های باسکولی، بارهای خارجی علاوه بر بار ستون، شامل وزن خود تیر کلاف و خاک و سربار واقع بر روی آن در حدفاصل بین دو شالوده نیز می شود. آن قسمت از تیر کلاف که در روی شالوده‌ها قرار دارد، در محاسبه فشار خالص q_e منظور شده است. برای این که از تماس تیر کلاف با زمین جلوگیری شود، کف آن را ۱۵ سانتیمتر بالای خاک در نظر می گیریم. بنابراین وزن تیر کلاف به علاوه سربار روی آن با فرض عرض تیر کلاف مساوی ۷۵۰ میلیمتر، برابر خواهد بود با:

$$\omega_p = 0.75 (1.8 - 0.15) 20 + 5 \times 0.75 = 28.5 \text{ kN/m}$$

اگر فاصله بین دو شالوده مساوی ۲/۵ متر حدس زده شود، وزن کل تیر کلاف مساوی خواهد بود با:

$$W_p = 2.5 \times 28.5 = 71.2 \text{ kN}$$

بنابراین در تعیین ابعاد شالوده‌ها به بار مرده هر ستون ۳۵/۶ کیلونیوتن اضافه می شود.

$$P_e = (770 + 35.6) + 590 = 1395.6 \text{ kN} \text{ (بدون ضریب)}$$

$$P_i = (1130 + 35.6) + 900 = 2065.6 \text{ kN} \text{ (بدون ضریب)}$$

$$\text{سطح لازم} = \frac{1395.6 + 2065.6}{259.0} = 13.36 \text{ m}^2$$

با گرفتن لنگر نسبت به محور ستون خارجی محل برآیند نیروهای خارجی را به دست می آوریم (وزن تیر کلاف هم منظور می شود)

$$n = \text{فاصله برآیند از محور ستون خارجی} = \frac{2065.6 \times 5.5}{1395.6 + 2065.6} = 3.28 \text{ m}$$

$$\text{فاصله برآیند از بر خارجی} = 3.28 + 0.225 = 3.51 \text{ m}$$

با آزمون و خطا شالوده ستون خارجی را $۳/۴۵ \times ۱/۸۰$ و ستون داخلی را $۲/۷۵ \times ۲/۷۵$ متر انتخاب می نمایم.

$$A = 3.45 \times 1.80 + 2.75 \times 2.75 = 13.77 \text{ m}^2 > 13.36 \text{ کل}$$

فاصله مرکز هندسی دو سطح از بر خارجی

$$\bar{x} = \frac{3.45 \times 1.80 \times 0.9 + 2.75^2 \times 5.725}{13.77} = 3.55$$

با تقریب رضایت بخش منطبق بر محل برآیند می باشد.

محاسبه فشار تماسی برای بارهای ضریب دار:

$$P_e = 1.4 (770 + 35.6) + 1.7 \times 590 = 2130.8 \text{ kN}$$

$$P_i \text{ با ضریب} = 1.4 (1130 + 35.6) + 1.7 \times 900 = 3161.8 \text{ kN}$$

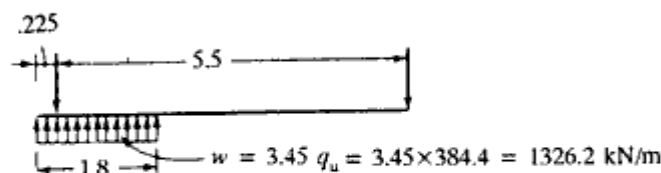
$$q_u = \frac{2130.8 + 3161.8}{13.77} = 384.4 \text{ kN/m}^2$$

طراحی شالوده‌ها

طراحی شالوده خارجی همانند شالوده یک دیوار بتنی می‌باشد که تحت فشار رو به بالای یکنواخت q_u قرار دارد و از دو طرف ستون و تیر کلاف به صورت طره‌ای بیرون زده است. طراحی شالوده داخلی نیز درست همانند طراحی یک شالوده تک می‌باشد که تحت فشار رو به بالای q_u قرار دارد. در کنترل برش سوراخ‌کننده توجه شود که محیط بحرانی به شکل \cap می‌باشد که به فاصله $d/2$ از بر ستون و تیر کلاف قرار دارد. d ارتفاع مؤثر شالوده می‌باشد.

طراحی تیر کلاف

اگرچه تیر کلاف کاملاً با شالوده داخلی یکپارچه می‌باشد، از اثر فشار رو به بالای زمین بر روی قسمت مشترک تیر کلاف و شالوده داخلی، در جهت اطمینان می‌توان صرف‌نظر نمود، مضافاً اینکه شالوده داخلی نیز طوری طراحی شده است که بدون کمک تیر کلاف قادر به تحمل فشار رو به بالای q_u باشد. در مقابل با توجه به این موضوع که شالوده خارجی همانند شالوده یک دیوار طراحی شده است و نیروهای خود را از تیر کلاف دریافت می‌کند، فشار رو به بالای شالوده باری خواهد بود که باید توسط تیر کلاف حمل گردد. با این فرضهای ساده‌کننده، تیر کلاف تیر تک دهانه‌ای خواهد بود که تحت فشار رو به بالای شالوده خارجی قرار دارد و توسط دو واکنش رو به پایین در محور ستونها تکیه داده شده است (شکل پ - ۴ - ۶). پهنای تیر کلاف مساوی 0.75 متر انتخاب می‌شود که با توجه به عرض 0.60 متر ستون، اولاً میلگردهای تیر کلاف و ستون می‌توانند داخل یکدیگر گردند، ثانیاً سطح تیر کلاف می‌تواند تکیه‌گاهی برای قالب ستون باشد. لنگر خمشی حداکثر (که در محل نیروی برشی صفر رخ می‌دهد)، در نزدیکی لبه داخلی شالوده خارجی به وجود می‌آید که



شکل پ - ۴ - ۶

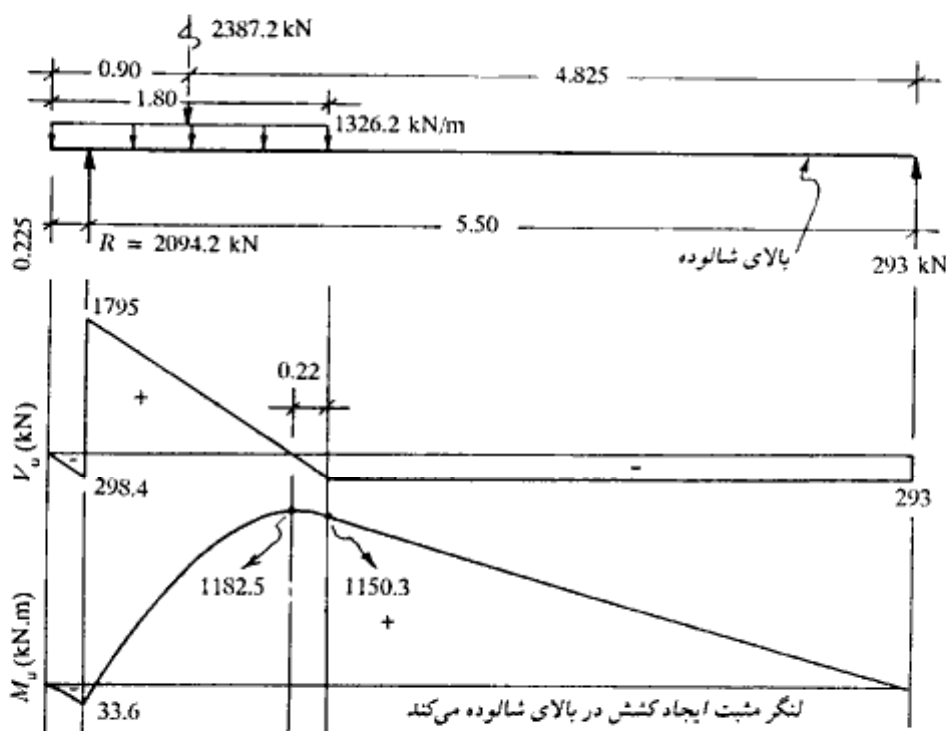
میلگردهای مربوط به آن در بالای تیر کلاف قرار می‌گیرد. غالباً تعدادی از میلگردهای فوق را تا بر خارجی، ستون داخلی امتداد می‌دهند و مابقی را در نقطه مقتضی بعد از محل لنگر خمشی حداکثر قطع می‌کنند. در پایین تیر نیز ۲ تا ۳ میلگرد برای بستن خاموتها قرار می‌دهند. نیروی برشی در بر ستون خارجی حداکثر است که در این ناحیه خاموت محاسباتی لازم خواهد بود. خاموتها غالباً به صورت زوج قرار داده می‌شوند. در باقی تیر کلاف نیز قرار دادن خاموتهای حداقل آیین‌نامه‌ای (یا در صورت احتیاج محاسباتی) توصیه می‌شود. در شکل پ - ۴ - ۵ یک فرم کلی از ترتیب قرار گرفتن میلگردهای اصلی نشان داده شده است. نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیر کلاف به صورت شکل پ - ۴ - ۷ رسم می‌شود.

به صورت شکل پ - ۴ - ۷ رسم می‌شود.

به صورت شکل پ - ۴ - ۷ رسم می‌شود.

$$M_u = 1182.5 / 9 = 1313.9 \text{ kN.m}$$

$$A_s \text{ بالای تیر} = \frac{1313.9 \times 10^6}{420 \times 0.85 \times 910} = 4044 \text{ mm}^2$$



شکل پ - ۴ - ۷

۳۳۳

پیوست فصل چهارم

استفاده می شود از:

$$8\Phi 26 \text{ و } A_s = 8 \times 531 = 4248 \text{ mm}^2$$

نیروی برشی به فاصله d از لبه ستون خارجی

$$V_u = 1795 - 1326.2 (0.225 + 0.92) = 276.5 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ بحرانی } = 293.0 \text{ kN} \rightarrow v_u = \frac{293.0 \times 1000}{0.85 \times 750 \times 920} = .5 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)}$$

$$v_c = .17 \sqrt{21} = .77 > 0.5 \text{ N/mm}^2$$

خاموتهای حداقل کافی خواهد بود که طراحی جزییات به عهده خواننده واگذار می شود.

[Redacted]

[Redacted]

[Vertical line of redacted text]

فصل پنجم

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل

۵-۱ مقدمه

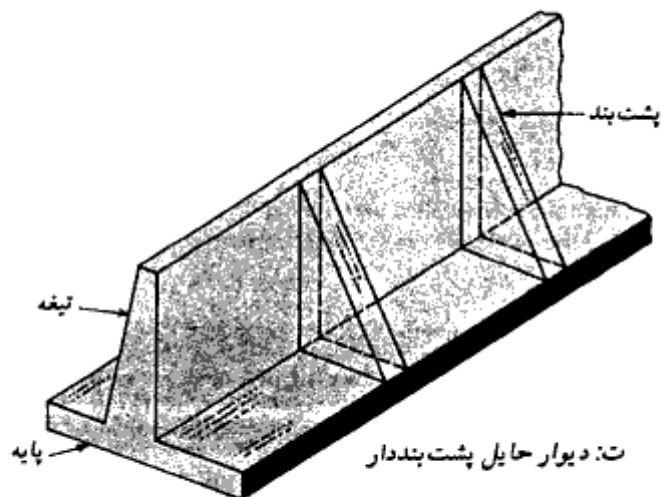
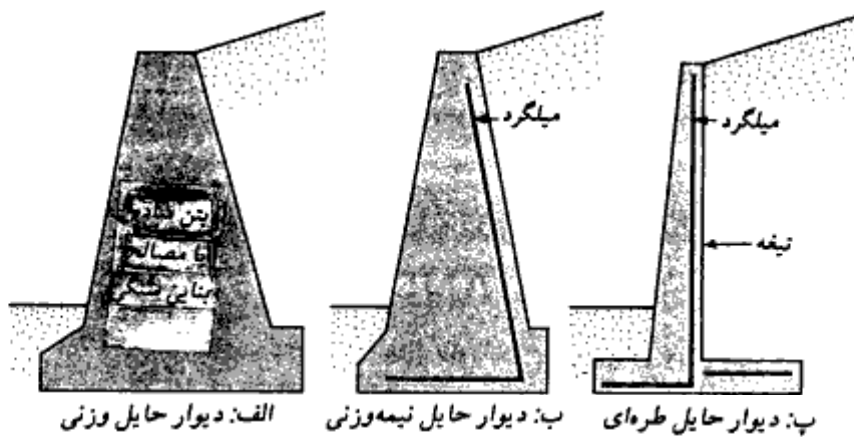
دیوار حایل، دیواری است که تکیه‌گاه جانبی برای جداره‌های قائم و یا نزدیک به قائم خاک به وجود می‌آورد. از دیوار حایل در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی نظیر راهسازی، پلسازی، محوطه‌سازی، ساختمان‌سازی و به‌طور کلی هر جا که احتیاج به تکیه‌گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می‌شود. برحسب مصالح و هندسه مورد استفاده، دیوار حایل دارای انواع زیر می‌باشد:

۱. دیوار حایل وزنی
۲. دیوار حایل نیمه‌وزنی
۳. دیوار حایل طره‌ای
۴. دیوار حایل پشت‌بنددار

دیوارهای حایل وزنی^۱ (شکل ۵-۱ الف) از بتن ساده (غیر مسلح) و یا مصالح بنایی (بخصوص سنگ با ملات ماسه سیمان) ساخته می‌شوند. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه اول بستگی به وزن آنها دارد. (در کشور ما ایران، به‌علت وجود بناهای سنگ‌کار ماهر و دستمزد مناسب، ساخت دیوارهای حایل با مصالح بنایی سنگی بسیار معمول است. هرچند که استفاده اقتصادی از آنها در محدوده ارتفاعهای ۴ تا ۵ متر می‌باشد، لیکن استفاده از آنها در دیوارهای بلند هم مشاهده می‌شود. م)

گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حایل وزنی مقداری کاسته

1- gravity walls



شکل ۵-۱- انواع دیوار حایل

می‌شود. این میگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می‌کنند. به‌چنین دیوارهایی، دیوارهای نیمه‌وزنی^۱ می‌گویند (شکل ۵-۱-ب).
 دیوارهای حایل طره‌ای^۲ (شکل ۵-۱-پ) از بتن مسلح ساخته می‌شوند و متشکل از دیوار تیغه^۳، و دال پایه^۴ می‌باشند. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.

1- semigravity walls

2- cantilever retaining wall

3- stem

4- base slab

دیوارهای حایل پشت‌بنددار^۱ (شکل ۵-۱-ت) مشابه دیوارهای حایل طره‌ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت‌بندهایی^۲ عمود بر دیوار تیغه می‌باشند. پشت‌بندها، تیغه و پایه را به یکدیگر می‌دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دو طرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در آنها می‌کاهند.

در طراحی دیوار حایل، برای طراحی باید پارامترهای پایه خاک - یعنی وزن مخصوص، زاویه اصطکاک، و چسبندگی هم برای خاکریز پشت دیوار و هم برای خاک زیر پایه - معلوم باشد. از پارامترهای مربوط به خاکریز پشت، طراحی فشار جانبی و از پارامترهای مربوط به خاک زیر پایه، طراحی ظرفیت باربری مجاز خاک را برای تحمل فشار زیر پایه به دست می‌آورد.

در طراحی دیوار حایل دو مرحله وجود دارد. اول با معلوم شدن فشار جانبی، پایداری کل سازه کنترل می‌شود. کنترل پایداری شامل کنترل در مقابل واژگونی^۳، لغزش^۴، و ظرفیت باربری^۵ خاک زیر شالوده می‌باشد. در مرحله دوم طراحی سازه‌ای اجزای مختلف دیوار در مقابل نیروهای وارده انجام می‌شود. نتیجه این مرحله تعیین ضخامت دیوارها و مقادیر میلگردها می‌باشد. در این فصل تأکید بیشتر روی تعیین فشارهای جانبی خاک و کنترل پایداری دیوارهاست. در پیوست این فصل مختصر اشاره‌ای به طراحی سازه‌ای دیوار حایل می‌شود^۶.

۵-۲ فشار جانبی خاک در حال سکون

مطابق شکل ۵-۲، دیواری به ارتفاع H در نظر بگیرید که حایل خاکی به وزن مخصوص γ می‌باشد. در سطح خاک پشت دیوار نیز بار گسترده‌ای به شدت q بر واحد سطح تأثیر می‌نماید. مقاومت برشی s خاک نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

که در آن:

$$c = \text{چسبندگی}$$

$$\phi = \text{زاویه اصطکاک}$$

1- counterfort retaining wall

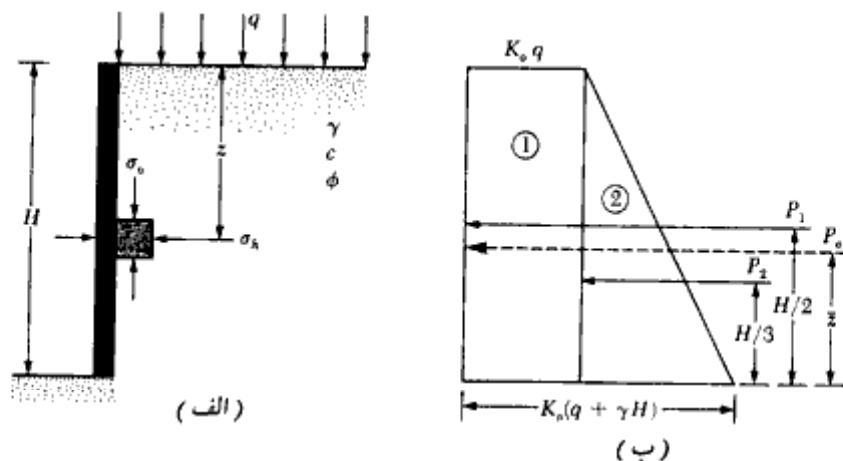
2- counterfort

3- overturning

4- sliding

5- bearing capacity

* بحث کامل طرح سازه‌ای دیوارهای حایل در کتاب بتن مسلح (جلد دوم) تألیف ش - طاحونی ارائه شده است که علاتمندان می‌توانند به آن مراجعه نمایند.



شکل ۵-۲. فشار خاک در حال سکون

$\sigma' =$ تنش مؤثر قائم

در عمق z از سطح خاکریز پشت، تنش قائم از رابطه زیر به دست می آید:

$$\sigma_v = q + \gamma z \quad (1-5)$$

در صورتی که دیوار حایل حرکتی به سمت جلو و یا پشت نداشته باشد (یعنی حالت کرنش افقی صفر)، فشار جانبی در عمق z از رابطه زیر به دست می آید:

$$\sigma_h = K_o \sigma_v' + u \quad (2-5)$$

که در آن:

$u =$ فشار حفره‌ای آب

$K_o =$ ضریب فشار خاک در حالت سکون

$\sigma_v' =$ تنش مؤثر قائم

برای خاک دانه‌ای عادی تحکیم یافته، ضریب فشار جانبی در حال سکون K_o را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$K_o \approx 1 - \sin \phi \quad (3-5)$$

توجه شود که رابطه فوق تجربی است.

برای رسهای عادی تحکیم یافته، ضریب فشار جانبی در حال سکون را می توان به صورت زیر

تقریب زد (بروکر و ایرلند - ۱۹۶۵):

$$K_o \approx 0.95 - \sin \phi \quad (4-5)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک زهکشی شده است. بر پایه نتایج تجربی بروکر و ایرلند (۱۹۶۵)، مقدار K_o برای خاک رس عادی تحکیم یافته را می توان به طور تقریبی به نشانه خمیری PI ربط داد:

$$K_o = 0.4 + 0.007(PI) \quad (\text{برای } PI \text{ بین } 0 \text{ تا } 40) \quad (5-5)$$

و

$$K_o = 0.64 + 0.001(PI) \quad (\text{برای } PI \text{ بین } 40 \text{ تا } 80) \quad (6-5)$$

برای رسهای اضافه تحکیم یافته داریم:

$$K_o \approx K_{o0} \sqrt{OCR} \quad (\text{عادی تحکیم یافته}) \approx K_o (\text{اضافه تحکیم یافته}) \quad (7-5)$$

که در آن OCR نسبت اضافه تحکیمی می باشد.

با انتخاب مناسب K_o ، می توان با استفاده از رابطه ۵-۲ تغییرات فشار قائم را در عمق z تعیین نمود. در شکل ۵-۲-ب تغییرات σ_v برحسب عمق، برای دیوار نشان داده شده در شکل ۵-۲-الف رسم شده است. در صورتی که شدت سربار $q = 0$ و فشار آب حفره ای $u = 0$ باشد، نمودار فشار به صورت مثلثی خواهد شد. با محاسبه سطح زیر نمودار فشار در شکل ۵-۲-ب می توان نیروی جانبی کل P_o وارد بر واحد طول را تعیین نمود:

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_o H + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_o \quad (8-5)$$

که در آن:

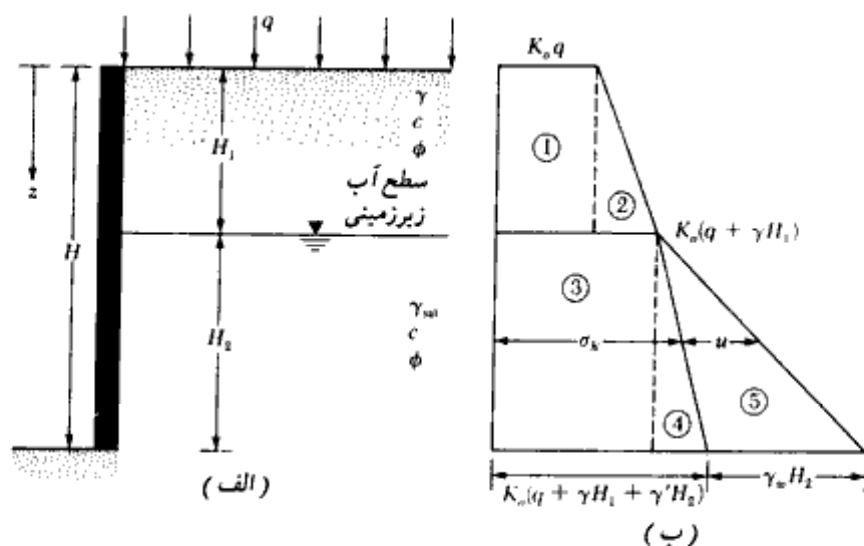
$$P_1 = \text{مساحت مستطیل ۱}$$

$$P_2 = \text{مساحت مثلث ۲}$$

با لنگرگیری نسبت به پای دیوار، نقطه تأثیر برآیند نیروی P_o به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{P_1 \left(\frac{H}{2}\right) + P_2 \left(\frac{H}{3}\right)}{P_o} \quad (9-5)$$

اگر سطح آب زیرزمینی در عمق $z < H$ قرار داشته باشد، نمودار فشار در حال سکون شکل ۵-۲-ب، باید قدری اصلاح شود. این اصلاح در شکل ۵-۳ نشان داده شده است. اگر وزن مخصوص مؤثر خاک زیر تراز آب زیرزمینی مساوی γ' (یعنی $\gamma_{sat} - \gamma_w$) باشد، برای این شرایط



شکل ۳-۵

خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \text{در } z = 0, \sigma'_h &= K_o \sigma'_v = K_o q \\ \text{در } z = H_1, \sigma'_h &= K_o \sigma'_v = K_o(q + \gamma H_1) \\ \text{در } z = H_2, \sigma'_h &= K_o \sigma'_v = K_o(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \end{aligned}$$

در روابط فوق، σ'_h و σ'_v به ترتیب تنشهای مؤثر قائم و افقی می‌باشند. به منظور تعیین توزیع فشار کل روی دیوار، فشار هیدرواستاتیک باید اضافه شود. فشار هیدرواستاتیک u از $z = 0$ تا $z = H_1$ مساوی صفر است. در $z = H_2$ مقدار $u = H_2 \gamma_w$ می‌باشد. در شکل ۳-۵، تغییرات σ'_h و u با عمق نشان داده شده است. با جمع مساحت‌های نمودار فشار، می‌توان نیروی کل وارد بر واحد طول دیوار را تعیین کرد:

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

که در آن A مساحت زیر نمودار فشار می‌باشد. در نتیجه:

$$P_o = K_o q H_1 + \frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 + K_o (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_o \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (۱۰-۵)$$

شریف و فنگ^۱ (۱۹۸۴) با استفاده از آزمایشهای متعدد در روی نمونه‌های آزمایشگاهی نشان دادند که رابطه ۳-۵ نتایج خوبی برای تخمین فشار جانبی خاک در حال سکون برای خاکهای ماسه‌ای شل

1- Sherif, and Fang

۳۴۱

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل

به دست می دهد. لیکن برای ماسه متراکم، مقدار K_0 حاصل قدری دست پایین است. به همین علت، رابطه اصلاح شده زیر را برای K_0 پیشنهاد کردند:

$$K_0 = (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right) 5.5 \quad (11-5)$$

که در آن:

γ_d = وزن مخصوص در جای ماسه

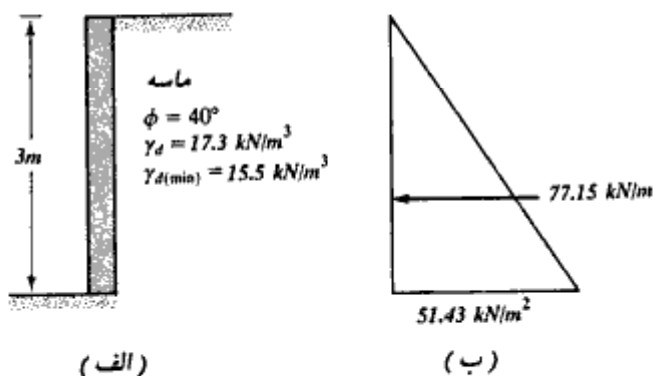
$\gamma_{d(\min)}$ = وزن مخصوص حداقل خشک ماسه (به فصل ۱ مراجعه نمایید).

مثال ۵-۱

دیوار حایلی به ارتفاع سه متر مفروض است. خاکریز پشت آن از ماسه متراکم می باشد. (شکل ۴-۵ الف). داریم:

$$\phi = 40^\circ, \gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma_{d(\min)} = 15.5 \text{ kN/m}^3$$

با استفاده از رابطه ۱۱-۵، مطلوبست محاسبه فشار جانبی خاک در حال سکون برای واحد طول دیوار.



شکل ۴-۵

با توجه به شکل ۴-۵ و استفاده از رابطه ۱۱-۵ داریم:

$$\begin{aligned} K_0 &= (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right) 5.5 \\ &= (1 - \sin 40) + \left(\frac{17.3}{15.5} - 1 \right) 5.5 \\ &= 0.357 + 0.634 = 0.991 \end{aligned}$$

$$\text{در } Z = 0 \text{ و } \sigma'_v = 0 \text{ و } \sigma'_h = 0$$

$$\text{در } Z = 3 \text{ و } \sigma'_v = (3)(17.3) = 51.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = (0.991)(51.9) = 51.43 \text{ kN/m}^2$$

نیروی وارد بر واحد طول دیوار در حال سکون، مساحت مثلث شکل ۴-۵ ب می‌باشد. داریم:

$$P_0 = \left(\frac{1}{2} \right) (51.43) (3) = 77.15 \text{ kN/m}$$

مثال ۵-۲

برای دیوار حایل نشان داده شده در شکل ۵-۵ الف، مطلوبست تعیین فشار جانبی در حال سکون برای واحد طول دیوار. محل برآیند را نیز تعیین کنید.

حل:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\text{At } z = 0, \sigma'_v = 0; \sigma'_h = 0$$

$$\text{At } z = 2.5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5)(2.5) = 41.25 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = (0.5)(41.25) = 20.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } z = 5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5)(2.5) + (19.3 - 9.81)2.5 = 64.98 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = (0.5)(64.98) = 32.49 \text{ kN/m}^2$$

توزیع فشار هیدرواستاتیک به شرح زیر است:

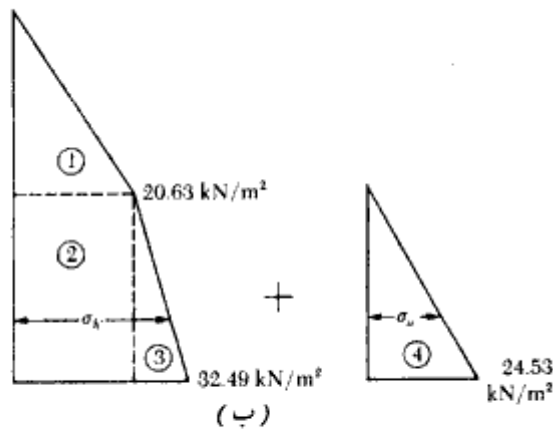
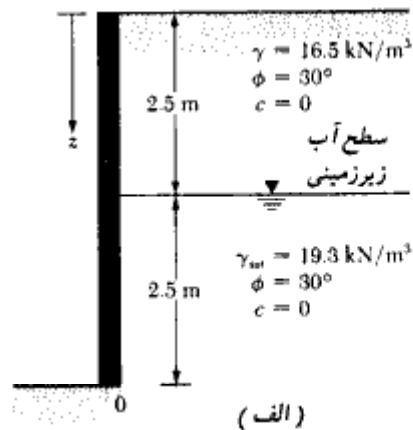
از $z = 0$ تا $z = 2.5$ مقدار $u = 0$ است:

در $z = 5$ داریم:

$$u = \gamma_w(2.5) = (9.81)(2.5) = 24.53 \text{ kN/m}^2$$

توزیع فشار دیوار در شکل ۵-۵ ب نشان داده شده است.

با محاسبه مساحت زیر نمودار فشار، نیروی کلی وارد بر واحد طول دیوار به دست می‌آید:



شکل ۵-۵

$$\begin{aligned}
 P_o &= \text{سطح 1} + \text{سطح 2} + \text{سطح 3} + \text{سطح 4} \\
 &= \frac{1}{2}(2.5)(20.63) + (2.5)(20.63) + \frac{1}{2}(2.5)(32.49 - 20.63) \\
 &\quad + \frac{1}{2}(2.5)(24.53) = 122.85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

محل تأثیر برآیند فشار از پای دیوار (نقطه O) برابر است با:

$$\begin{aligned}
 \bar{z} &= \frac{(\text{Area 1})\left(2.5 + \frac{2.5}{3}\right) + (\text{Area 2})\left(\frac{2.5}{2}\right) + (\text{Area 3} + \text{Area 4})\left(\frac{2.5}{3}\right)}{P_o} \\
 &= \frac{(25.788)(3.33) + (51.575)(1.25) + (14.825 + 30.663)(0.833)}{122.85} \\
 &= \frac{85.87 + 64.47 + 37.89}{122.85} = 1.53 \text{ m}
 \end{aligned}$$

۳-۵ فشار محرک رانکین

فشاری که در بخش گذشته مورد بررسی قرار گرفت، مربوط به حالتی می‌شد که دیوار هیچگونه تغییر مکان جانبی نسبت به خاک نداشت. در صورتی که دیوار مطابق شکل ۵-۶ الف به اندازه Δx به سمت جلو حرکت نماید، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش خواهد یافت. برای دیوار با سطح تماس بدون اصطکاک، در صورتی که $\Delta x = 0$ باشد، فشار افقی σ_h در عمق z مساوی $K_0 \sigma_v$ یا $K_0 \gamma z$ می‌باشد. لیکن اگر $\Delta x > 0$ باشد، σ_h کوچکتر از $K_0 \sigma_v$ خواهد شد. در شکل ۵-۶ ب، دایره a و b به ترتیب نشان‌دهنده دایره مور برای $\Delta x = 0$ و $\Delta x > 0$ می‌باشند. اگر Δx شروع به افزایش کند، زمانی می‌رسد که دایره مور مماس بر پوش گسیختگی مور-کولمب که توسط رابطه زیر تعریف می‌شود، گردد:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

این دایره با حرف c در شکل ۵-۶ ب نشان داده شده است. این دایره نشان‌دهنده شرایط گسیختگی در توده خاک است و فشار جانبی در این زمان مساوی σ_h می‌باشد. فشار افقی σ_h ، فشار محرک رانکین نامیده می‌شود. در این حال سطوح لغزش (سطوح گسیختگی) در خاک، زاویه $(45 + \phi/2)$ با افق می‌سازند. این موضوع در شکل ۵-۶ الف نشان داده شده است. با مراجعه به رابطه ۱-۸۳، رابطه تنشهای اصلی دایره موری که مماس بر پوش گسیختگی مور-کولمب است، مطابق زیر می‌باشد:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

برای دایره مور c در شکل ۵-۶ ب داریم:

$$\sigma_1 = \sigma_v \quad \text{د تنش اصلی حداکثر}$$

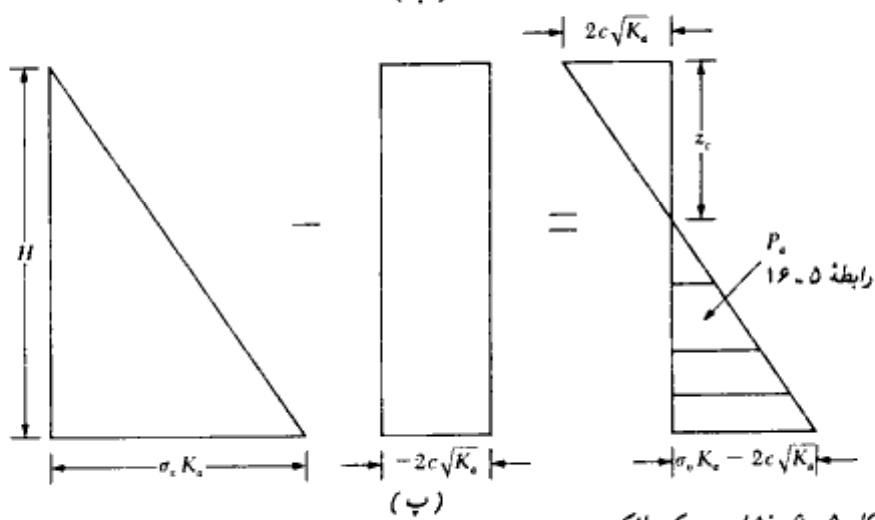
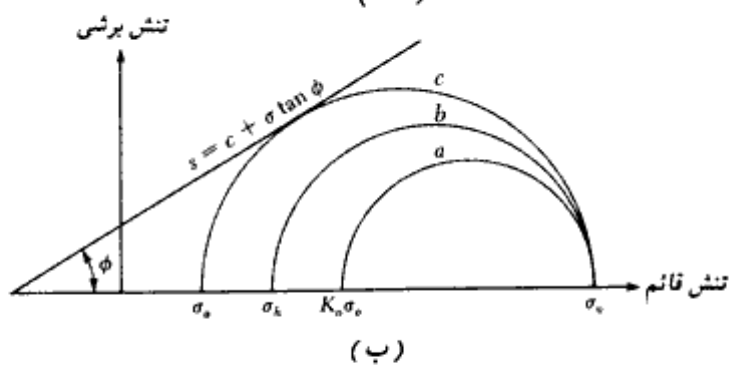
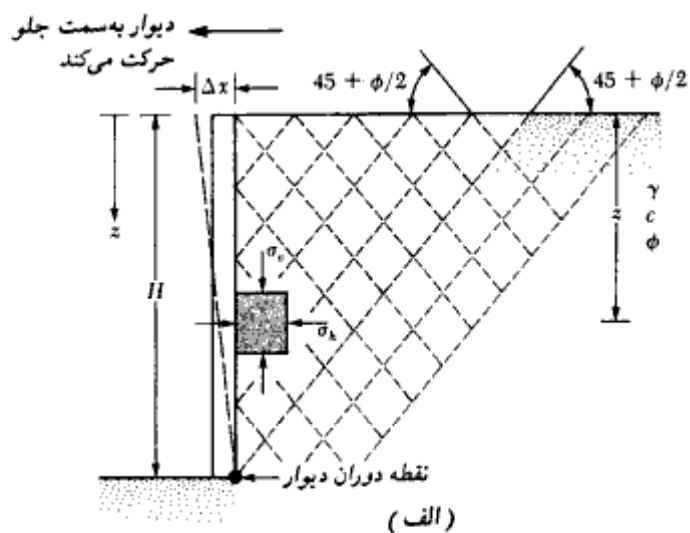
و

$$\sigma_3 = \sigma_e \quad \text{د تنش اصلی حداقل}$$

بنابراین:

$$\sigma_e = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_v = \frac{\sigma_e}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - \frac{2c}{\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$



شکل ۶-۵ - فشار محرک رانکین

یا:

$$\sigma_o = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (12-5)$$

$$= \sigma_v K_o - 2c\sqrt{K_o}$$

که در آن $K_o = \tan^2 (45 - \phi/2)$ ضریب فشار محرک رانکین می باشد (جدول ۵-۱).
 تغییرات فشار محرک در ارتفاع، برای دیوار نشان داده شده در شکل ۵-۶ الف در شکل
 ۵-۶ پ نشان داده شده است. در $z = 0$ فشار قائم σ_v مساوی صفر و در $z = H$ فشار قائم
 $\sigma_v = \gamma H$ می باشد. توزیع فشار محرک نشان می دهد که در $z = 0$ فشار محرک مساوی $-2c\sqrt{K_o}$
 می باشد که یک تنش کششی است. این تنش کششی با عمق کاهش می یابد در عمق $z = z_c$ مساوی
 صفر می شود:

جدول ۵-۱ - تغییرات فشار محرک K_o

زاویه اصطکاک داخلی خاک، ϕ (deg)	$K_o = \tan^2 (45 - \phi/2)$
20	0.490
21	0.472
22	0.455
23	0.438
24	0.422
25	0.406
26	0.395
27	0.376
28	0.361
29	0.347
30	0.333
31	0.320
32	0.307
33	0.295
34	0.283
35	0.271
36	0.260
37	0.249
38	0.238
39	0.228
40	0.217
41	0.208
42	0.198
43	0.189
44	0.180
45	0.172

$$\gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (13-5)$$

عمق z_c ، معمولاً عمق ترک کششی^۱ نامیده می‌شود، زیرا تنش کششی در خاک بالاخره باعث ترک در امتداد سطح تماس با دیوار خواهد شد. در نتیجه نیروی محرک کل رانکین برای واحد طول دیوار قبل از وقوع ترک کششی، برابر است با:

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \int_0^H \gamma z \cdot K_a dz - \int_0^H 2c\sqrt{K_a} dz$$

$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (14-5)$$

بعد از وقوع ترک کششی، نیروی وارد بر دیوار ناشی از فشار موجود بین عمق $z = z_c$ تا عمق $z = H$ خواهد بود، (مثلاً سایه‌زده شده در شکل ۵-۶-پ)، که آن را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad (15-5)$$

یا

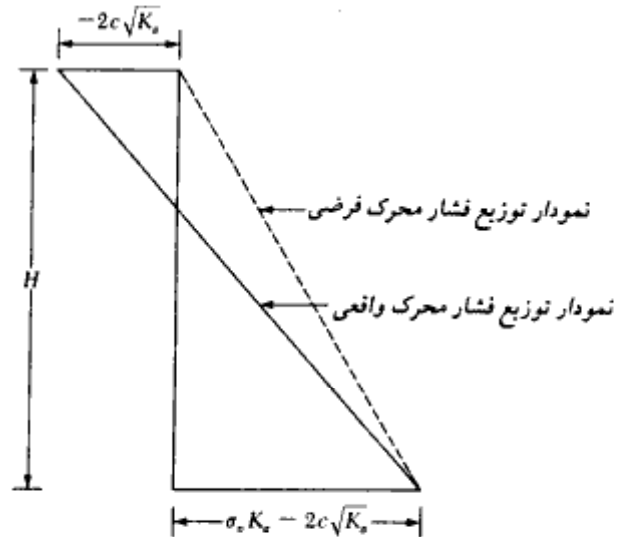
$$P_a = \frac{1}{2} \left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad (16-5)$$

برای مقاصد طراحی معمولاً خاکریز چسبیده با یک خاکریز فرضی دانه‌ای با نمودار توزیع فشار محرک رانکین با $\sigma_a = 0$ در عمق $z = 0$ و $\sigma_a = \sigma_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$ در عمق $z = H$ (شکل ۵-۷) جایگزین می‌شود. در این حالت نیروی محرک فرضی برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_a = \frac{1}{2} H (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - cH\sqrt{K_a} \quad (17-5)$$

به‌عنوان بحث آخر، شرایط فشار محرک وقتی به وجود می‌آید که دیوار تغییرمکان جانبی کافی به سمت خارج داشته باشد. مقدار تغییرمکان لازم برای خاکریز دانه‌ای بین $0.001H$ تا $0.004H$ و برای خاکریز چسبیده بین $0.01H$ تا $0.04H$ می‌باشد.

1- depth of tensile crack



شکل ۵-۷ - نمودار توزیع فشار محکم فرضی برای خاکریز چسبنده در پشت دیوار حایل

مثال ۵ = ۴

یک دیوار حایل به ارتفاع ۶ متر، حایل خاکی با وزن مخصوص $\gamma = 17.4 \text{ kN/m}^3$ و زاویه اصطکاک $\phi = 26^\circ$ و چسبندگی $c = 14.36 \text{ kN/m}^2$ می‌باشد. مطلوب است تعیین نیروی محکم رانکین برای واحد طول دیوار قبل و بعد از وقوع ترک و تعیین محل تأثیر این برآیند در هر دو حالت.

حل:
داریم:

$$\begin{aligned}\phi &= 26^\circ \\ K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 (45 - 13) = 0.39 \\ \sqrt{K_a} &= 0.625 \\ \sigma_a &= \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}\end{aligned}$$

با مراجعه به شکل ۵-۶-پ می توان نوشت:

$$\begin{aligned} \text{در } z = 0, \sigma_a &= -2c\sqrt{K_a} = -2(14.36)(0.625) = -17.95 \text{ kN/m}^2 \\ \text{در } z = 6 \text{ m}, \sigma_a &= (17.4)(6)(0.39) - 2(14.36)(0.625) \\ &= 40.72 - 17.95 = 22.77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

محاسبه نیروی محرک قبل از وقوع ترک (رابطه ۵-۱۴):

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \\ &= \frac{1}{2}(6)(40.72) - (6)(17.95) = 122.16 - 107.7 = 14.46 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

با لنگرگیری حول پای دیوار، محل تأثیر نیروی برآیند به دست می آید:

$$P_a \bar{z} = (122.16)\left(\frac{6}{3}\right) - (107.7)\left(\frac{6}{2}\right)$$

یا

$$\bar{z} = \frac{244.32 - 323.1}{14.46} = -5.448 \text{ m}$$

محاسبه نیروی محرک بعد از وقوع ترک (روابط ۵-۱۵ و ۵-۱۶):

ارتفاع ترک کششی از رابطه ۵-۱۳ به دست می آید:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2(14.36)}{(17.4)(0.625)} = 2.64 \text{ m}$$

با استفاده از رابطه ۵-۱۵ داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}(H - z_c)\gamma HK_a - 2c\sqrt{K_a} = \frac{1}{2}(6 - 2.64)(22.77) = 38.25 \text{ kN/m}$$

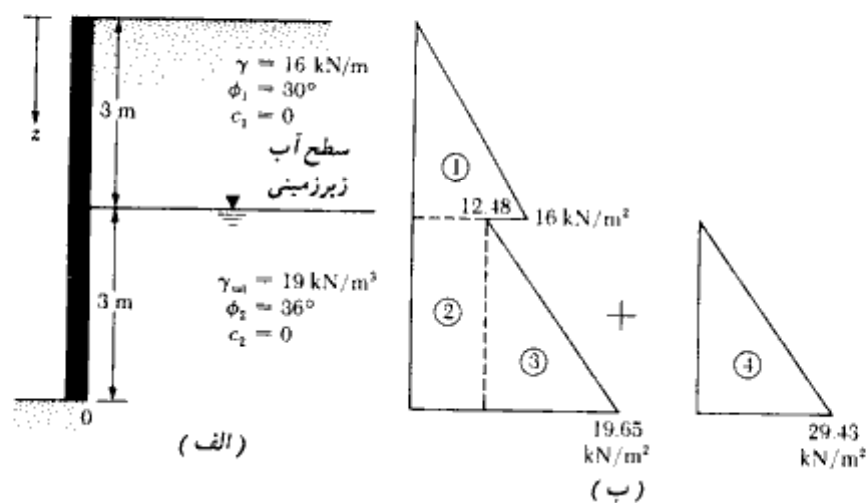
در شکل ۵-۶-پ، نیروی $P_a = 38.25 \text{ kN/m}$ مساحت مثلث سایه خورده است. بنابراین نقطه تأثیر نیروی محرک در یک سوم ارتفاع مثلث از قاعده قرار دارد:

$$\bar{z} = \frac{6 - 2.64}{3} = 1.12 \text{ m}$$

توجه: از آنجایی که در عمل برای خاکریز پشت دیوار از خاکهای دانه‌ای با $c = 0$ استفاده می‌شود، مثال فوق یک مسئله آکادمیک است که اصول استفاده از رابطه فشار محرک رانکین را نشان می‌دهد.

مثال ۵-۴

با توجه به شکل ۵-۸ الف، با فرض امکان تغییر مکان جانبی کافی برای دیوار، نیروی وارد بر واحد طول دیوار و محل برآیند آن را محاسبه نمایید.



شکل ۵-۸

حل:

اگر چسبندگی c مساوی صفر باشد، داریم:

$$\sigma_a = \sigma_v K_a$$

برای لایه فوقانی $\phi_1 = 30^\circ$ است و داریم:

$$K_{a(1)} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 (45 - 15) = \frac{1}{3}$$

به طور مشابه برای لایه تحتانی با $\phi_2 = 36^\circ$ می توان نوشت:

$$K_{a(2)} = \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) = 0.26$$

با توجه به وجود آب زیرزمینی، فشار جانبی مؤثر و فشار هیدرواستاتیک باید به طور جداگانه محاسبه شوند:

$$z = 0, \sigma'_v = 0, \sigma'_a = 0$$

$$z = 3 \text{ m}, \sigma'_v = \gamma z = (16)(3) = 48 \text{ kN/m}^2$$

در این عمق برای لایه فوقانی داریم:

$$\sigma'_a = K_{a(1)}\sigma'_v = \left(\frac{1}{3}\right)(48) = 16 \text{ kN/m}^2$$

به طور مشابه برای لایه تحتانی می توان نوشت:

$$\sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_v = (0.26)(48) = 12.48 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 6 \text{ m}, \sigma'_v = (\gamma)(3) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(3) = (16)(3) + (19 - 9.81)(3) \\ = 48 + 27.57 = 75.57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_v = (0.26)(75.57) = 19.65 \text{ kN/m}^2$$

از $z = 0$ تا $z = 6$ m، فشار هیدرواستاتیک u مساوی صفر و در $z = 6$ متر:

$$u = 3\gamma_w = 3(9.81) = 29.43 \text{ kN/m}^2$$

با محاسبه فشارهای فوق، نمودار توزیع فشار در شکل ۵-۸-ب رسم می شود. نیروی وارد بر واحد طول برابر است با:

$$P_a = \text{مساحت 1} + \text{مساحت 2} + \text{مساحت 3} + \text{مساحت 4} \\ = \frac{1}{2}(3)(16) + (3)(12.48) + \frac{1}{2}(3)(19.65 - 12.48) + \frac{1}{2}(3)(29.43) \\ = 24 + 37.44 + 10.76 + 44.15 = 116.35 \text{ kN/m}$$

با لنگرگیری حول پای دیوار، محل تأثیر نیروی برآیند به دست می آید:

$$\bar{z} = \frac{(24)\left(3 + \frac{3}{3}\right) + (37.44)\left(\frac{3}{2}\right) + (10.76)\left(\frac{3}{3}\right) + (44.15)\left(\frac{3}{3}\right)}{116.35} \\ = \frac{96 + 56.16 + 10.76 + 44.15}{116.35} = 1.779 \text{ m}$$

مثال ۵ - ۴

با مراجعه به شکل ۵-۴ و با فرض ثابت بودن تمام مقادیر، اگر لایه فوقانی دارای چسبندگی $c_1 = 24 \text{ kN/m}^2$ باشد، مطلوبست محاسبه P_a بعد از وقوع ترک.

حل:

از رابطه ۵-۱۳ می توان نوشت:

$$z_c = \frac{2c_1}{\gamma \sqrt{K_{a(1)}}} = \frac{(2)(24)}{(16)\sqrt{(1/3)}} = 5.2 \text{ m}$$

چون عمق لایه فوقانی ۳ متر است، عمق ترک کششی می‌تواند حداکثر ۳ متر باشد. بنابراین نمودار فشار تا عمق ۳ متر مساوی صفر و در عمق بزرگتر از ۳ متر مطابق شکل ۵-۸-ب می‌باشد در نتیجه:

$$P_0 = \underbrace{\text{مساحت 2} + \text{مساحت 3} + \text{مساحت 4}}_{\text{شکل ۵-۸}} \\ = 37.44 + 10.76 + 44.15 = 92.35 \text{ kN/m}$$

۵-۴ فشار محرک کولمب

در محاسبات فشار جانبی خاک طبق تئوری رانکین از اصطکاک بین خاک و دیوار صرف‌نظر می‌شود. در سال ۱۷۷۶ کولمب نظریه‌ای برای محاسبات فشار جانبی خاکهای دانه‌ای ارائه داد که در آن اصطکاک بین دیوار و خاک منظور می‌گردد.

برای نشان دادن این نظریه، مطابق شکل ۵-۹ دیوار حایلی که وجه پشتی آن زاویه β با افق می‌سازد، در نظر بگیرید. خاکریز این دیوار، دانه‌ای (غیرچسبنده) بوده و سطح آن زاویه α با افق می‌سازد. زاویه اصطکاک خاک و دیوار نیز δ در نظر گرفته می‌شود.

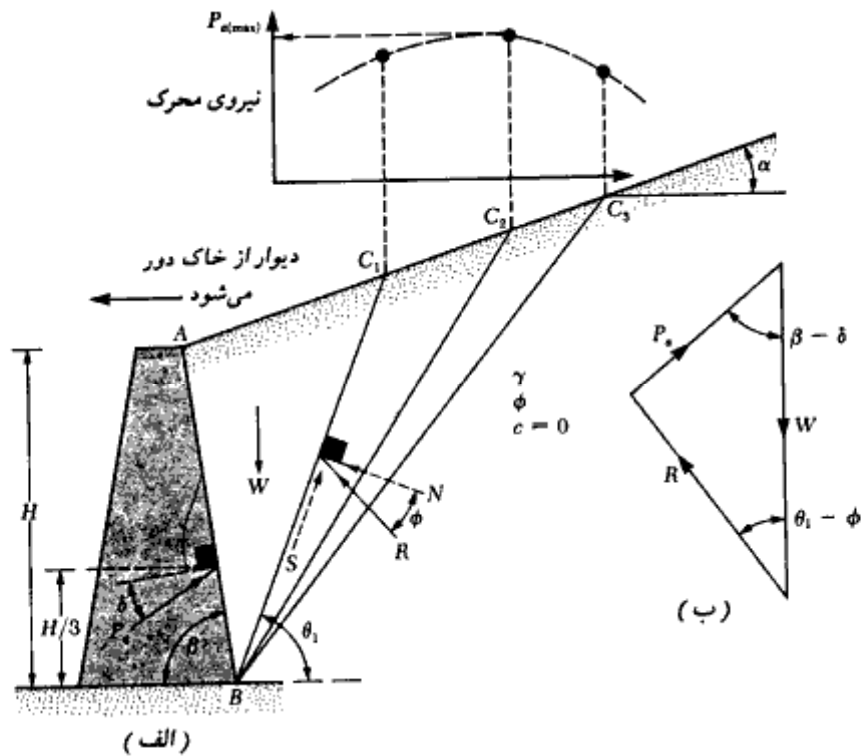
در شرایط فشار محرک، دیوار از توده خاک دور می‌شود (یعنی در شکل ۵-۹ دیوار به سمت چپ تغییر مکان پیدا می‌کند). کولمب فرض کرد که در چنین حالتی، سطح گسیختگی در توده خاک به صورت صفحه‌ای است (همانند BC_1 ، BC_2 ، ...). در نتیجه برای تعیین نیروی محرک در مسئله مورد نظر، یک گوه گسیختگی مانند ABC_1 در نظر گرفته می‌شود. نیروهای مؤثر بر گوه ABC_1 (برای واحد طول دیوار در امتداد عمود بر صفحه کاغذ) به قرار زیر می‌باشند.

۱- وزن گوه W

۲- برآیند R نیروی قائم و نیروی برشی مقاوم در امتداد سطح BC_1 . نیروی R زاویه ϕ با امتداد قائم بر سطح BC_1 می‌سازد.

۳- نیروی محرک P_0 برای واحد طول دیوار. امتداد نیروی P_0 زاویه δ با امتداد قائم بر وجه پشتی دیوار می‌سازد.

با منظور کردن نیروهای فوق، می‌توان مثلث نیرو را برای تعادل گوه رسم کرد. این کار در شکل ۵-۹-ب



شکل ۹-۵- فشار محرک کولمب

انجام شده است. در این مثلث، زاویه‌ای است که سطح گسیختگی BC_1 با امتداد افق می‌سازد. با توجه به اینکه مقدار و امتداد W و همچنین امتداد دو نیروی دیگر معلوم است، مقدار P_e را می‌توان تعیین نمود. به روش مشابه می‌توان نیروی محرک گره‌های ABC_2 ، ABC_3 ، و غیره را به دست آورد. اگر مقدار این نیروها روی دستگاه مختصات بالای شکل ۹-۵- الف برده شوند، از آنها می‌توان یک نمودار هموار عبور داد و مقدار حداکثر P_e را به دست آورد. این نیرو را می‌توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$P_e = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

(۱۸-۵)

که در آن:

$$K_o = \text{ضریب فشار محرک کولمب} \\ = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (19-5)$$

$H = \text{ارتفاع دیوار}$

در جدول ۲-۵ مقادیر ضریب فشار محرک کولمب برای دیوار با وجه پستی قائم ($\beta = 90^\circ$) و خاک ریز یا سطح افقی ($\alpha = 0^\circ$) ارائه شده است. نقطه اثر P_o در ثلث ارتفاع دیوار از پای دیوار قرار دارد و با افق زاویه δ می‌سازد.

جدول ۲-۵ - مقدار K_o در رابطه ۱۹-۵، برای $\beta = 90^\circ$ ، $\alpha = 0^\circ$

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 حایل، مقدار δ بین $\phi/2$ تا $2/3\phi$ انتخاب می‌شود. در جدول ۳-۵، ضریب فشار محرک کولمب برای مقادیر مختلف ϕ ، α و β با $2/3\phi = \delta$ ارائه شده است. این جدول برای مقاصد طراحی خیلی مفید است.

اگر مطابق شکل ۱۰-۵ سرباز گسترده‌ای به شدت q در بالای خاکریز قرار داشته باشد، فشار محرک را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود.

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma_{eq} H^2 \quad (20-5)$$

↑
رابطه ۱۹-۵

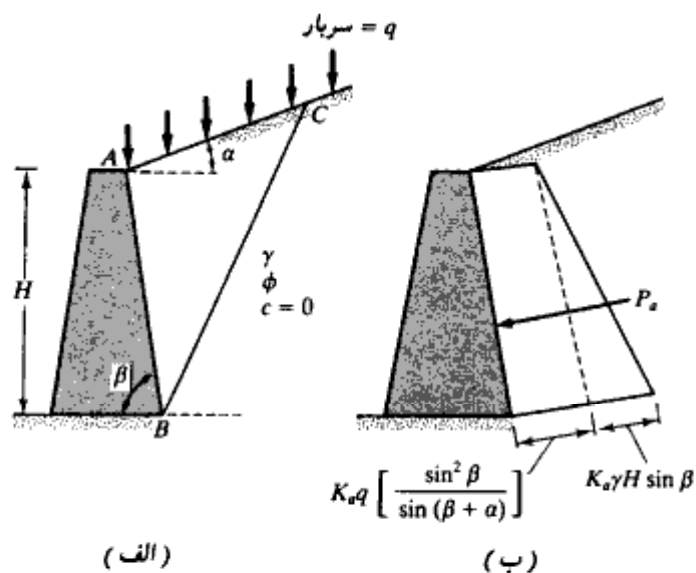
جدول ۵-۳- مقدار ضریب فشار محرک کولمب K_a طبق رابطه ۵-۱۹
(توجه: $\delta = \frac{2}{3}\phi$ فرض شده است)

α (deg)	ϕ (deg)	β (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	0.3887	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	

که در آن:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \alpha)} \right] \left(\frac{2q}{H} \right)$$

(۵-۲۱)



شکل ۵-۱۰ - فشار محرک کولمب را سربار یکنواخت روی خاکریز

برای اثبات روابط ۵-۲۰ و ۵-۲۱ می‌توانید به کتاب اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد اول - مکانیک خاک) مراجعه نمایید.

مثال ۵-۶

دیوار حایل نشان داده شده در شکل ۵-۹ - الف را در نظر بگیرید. داریم:
 زاویه اصطکاک دیوار، $\delta = \frac{2}{3}\phi = 30^\circ$ ، زاویه اصطکاک خاک، $\phi = 30^\circ$ ، وزن مخصوص خاک $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$ و $H = 4.6 \text{ m}$ و $\alpha = 0^\circ$ ، $\beta = 90^\circ$ و $c = 0$
 مطلوبست محاسبه نیروی محرک برای واحد طول دیوار

حل:

از رابطه ۵-۱۸ داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

از جدول ۵-۲ برای $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$, $\phi = 30^\circ$ و $\delta = \frac{2}{3}\phi = 20^\circ$ مقدار $K_a = 0.297$ به دست می آید. در نتیجه:

$$P_a = \frac{1}{2}(16.5)(4.6)^2(0.297) = 51.85 \text{ kN/m}$$

۵-۵ فشار مقاوم رانکین^۱

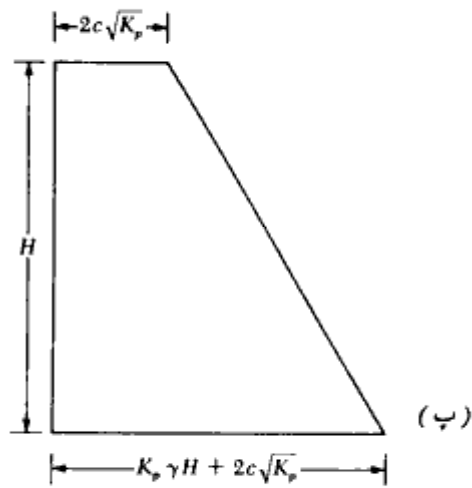
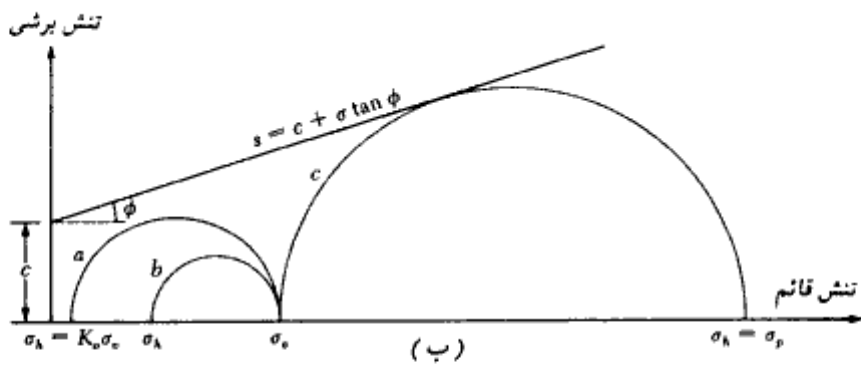
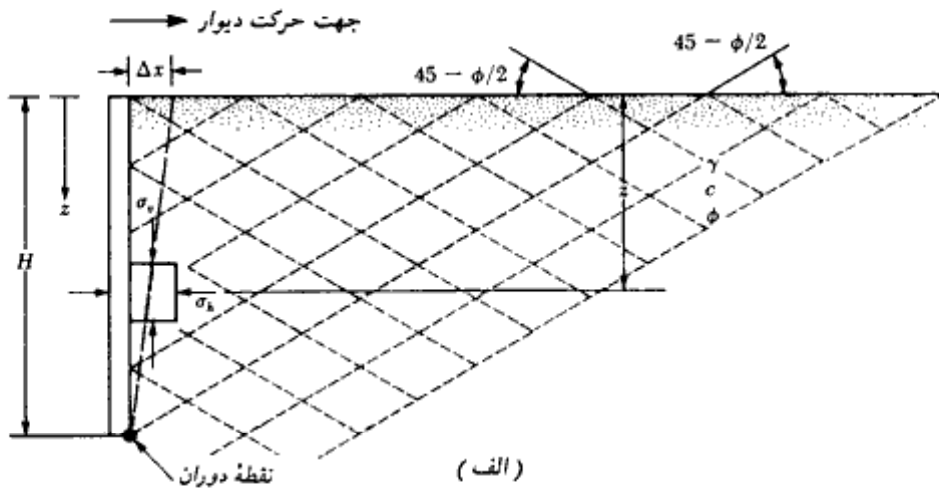
شکل ۵-۱۱ الف یک دیوار حایل قائم بدون اصطکاک با خاکریز افقی را نشان می دهد. در عمق z ، فشار قائم در روی جزء کوچک خاک مساوی $\sigma_v = \gamma z$ می باشد. در صورتی که دیوار هیچگونه تغییر مکان افقی نداشته باشد، فشار جانبی در این عمق مساوی $\sigma_h = K_a \sigma_v$ خواهد بود. این حالت تنش توسط دایره مور a در شکل ۵-۱۱ ب نشان داده شده است. حال اگر مطابق شکل ۵-۱۱ الف، دیوار به اندازه Δx به سمت خاک رانده شود، تغییری در تنش قائم به وجود نخواهد آمد، لیکن فشار افقی افزایش پیدا خواهد کرد. بنابراین مقدار σ_h بزرگتر از $K_a \sigma_v$ خواهد شد. در این وضعیت، حالت تنش را می توان توسط دایره مور b در شکل ۵-۱۱ ب نشان داد. با حرکت بیشتر دیوار به سمت خاک (یعنی افزایش Δx)، تنش افقی افزایش پیدا کرده و حالت تنش در نهایت مطابق دایره مور c در شکل ۵-۱۱ ب می شود. در این لحظه دایره مورد تماس بر پوش گسیختگی مور-کولمب می باشد. این مسئله ایجاب می کند که خاک پشت دیوار در حالت حدی گسیختگی باشد. تنش افقی σ_h در این وضعیت به فشار مقاوم رانکین معروف بوده و با $\sigma_h = \sigma_p$ نشان داده می شود. برای دایره مور c در شکل ۵-۱۱ ب، تنش اصلی حداکثر σ_p و تنش اصلی حداقل σ_v است. با قرار دادن این مقادیر در رابطه ۱-۸۳ به دست می آید:

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (22-5)$$

با فرض

$$K_p = \text{ضریب فشار مقاوم رانکین} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (23-5)$$

1- Rankine passive pressure



شکل ۵ - ۱۱ - فشار مقاوم رانکین

رابطه ۵-۲۲ به صورت زیر در می آید:

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (۲۴-۵)$$

با استفاده از رابطه فوق، شکل ۵-۱۱ - پ نشان دهنده نمودار فشار مقاوم برای دیوار شکل ۵-۱۱ الف است. توجه شود که در:

$$\text{در } z = 0, \sigma_v = 0, \sigma_p = 2c\sqrt{K_p}$$

و

$$\text{در } z = H, \sigma_v = \gamma H, \sigma_p = \gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

با محاسبه سطح زیر نمودار فشار، نیروی مقاوم کل در واحد طول دیوار به دست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (۲۵-۵)$$

در جدول ۵-۴، مقادیر عددی ضریب فشار مقاوم رانکین برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک

جدول ۵-۴ - تغییرات فشار مقاوم رانکین

زاویه اصطکاک خاک (deg) ϕ	$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$
20	2.040
21	2.117
22	2.198
23	2.283
24	2.371
25	2.464
26	2.561
27	2.663
28	2.770
29	2.882
30	3.000
31	3.124
32	3.255
33	3.392
34	3.537
35	3.690
36	3.852
37	4.023
38	4.204
39	4.395
40	4.599
41	4.815
42	5.045
43	5.289
44	5.550
45	5.828

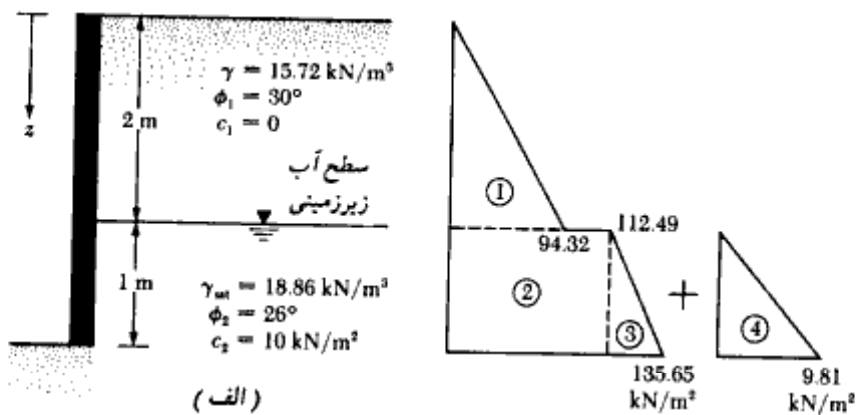
داخلی خاک ارائه شده است.

مقدار تغییر مکان جانبی Δx ، لازم برای ایجاد گسیختگی در شرایط مقاوم به قرار زیر است:

نوع خاک	تغییر مکان جانبی Δx دیوار برای شرایط مقاوم
ماسه متراکم	0.005 H
ماسه شل	0.01 H
رس سفت	0.01 H
رس نرم	0.05 H

مثال ۵-۷

در شکل ۵-۱۲ دیواری به ارتفاع ۳ متر نشان داده شده است. مطلوبست تعیین فشار مقاوم رانکین برای واحد طول دیوار.



شکل ۵-۱۲

حل:

برای لایه فوقانی:

$$K_{(1)} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 (45 + 15) = 3$$

برای لایه تحتانی:

$$K_{p(2)} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 13) = 2.56$$

$$\sigma_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

تنش مؤثر قائم

$$\text{در } z = 0, \sigma'_v = 0, c_1 = 0, \sigma_p = 0$$

$$\text{در } z = 2 \text{ m}, \sigma'_v = (15.72)(2) = 31.44 \text{ kN/m}^2, c_1 = 0$$

برای خاک لایه فوقانی

$$\sigma_p = 31.44 K_{p(1)} + 2(0)\sqrt{K_p} = 31.44(3) = 94.32 \text{ kN/m}^2$$

در همین عمق، یعنی $z = 2 \text{ m}$ ، برای لایه تحتانی داریم:

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma'_v K_{p(2)} + 2c\sqrt{K_{p(2)}} = 31.44(2.56) + 2(10)\sqrt{2.56} \\ &= 80.49 + 32 = 112.49 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{در } z = 3 \text{ m}, \sigma'_v &= (15.72)(2) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(1) \\ &= 31.44 + (18.86 - 9.81)(1) = 40.49 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

در نتیجه:

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma'_v K_{p(2)} + 2c\sqrt{K_{p(2)}} = 40.49(2.56) + (2)(10)(1.6) \\ &= 135.65 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

به علت ظهور آب زیرزمینی، فشار هیدرواستاتیک u نیز باید مورد توجه قرار گیرد. برای $z = 2 \text{ m}$ تا $z = 0$ ، مقدار $u = 0$ و در عمق $z = 3 \text{ m}$ ، مقدار u برابر است با:

$$u = (1)(\gamma_w) = 9.81 \text{ kN/m}^2$$

نمودار فشار مقاوم در شکل ۵-۱۲ ب رسم شده است. با محاسبه مساحت این نمودارها و جمع زدن آنها، نیروی وارد بر واحد طول به دست می آید:

شماره سطح	مساحت
1	$(\frac{1}{2})(2)(94.32) = 94.32$
2	$(112.49)(1) = 112.49$
3	$(\frac{1}{2})(1)(135.65 - 112.49) = 11.58$
4	$(\frac{1}{2})(9.81)(1) = 4.905$
	$P_p \approx 223.3 \text{ kN/m}$

۵-۶ فشار مقاوم کولمب

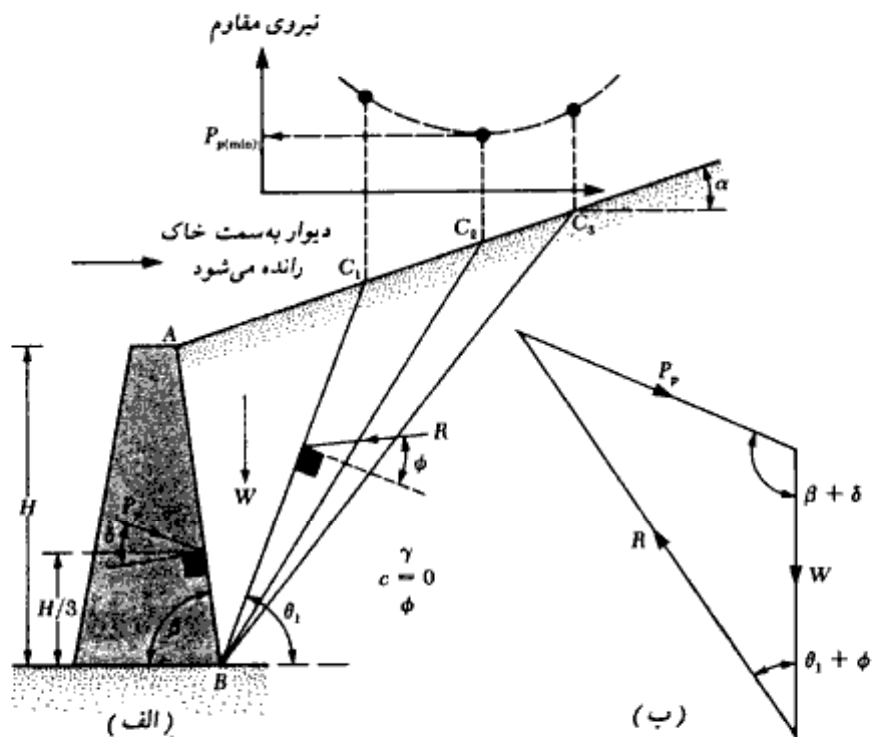
کولمب (۱۷۷۶) روشی برای تعیین فشار مقاوم خاک (یعنی وقتی که دیوار به سمت خاک رانده می‌شود) برای دیوارهای دارای اصطکاک و خاکریز دانه‌ای ارائه نمود که مشابه روش به کار رفته برای تعیین فشار محرک (بخش ۵-۴) می‌باشد.

برای مطالعه روش تعیین نیروی مقاوم کولمب، P_p ، دیوار نشان داده شده در شکل ۵-۱۳ الف را در نظر بگیرید. همانند حالت فشار محرک، کولمب فرض کرد که سطح گسیختگی در خاک به صورت صفحه‌ای است. نیروهای مؤثر بر گوه گسیختگی آزمایشی ABC_1 ، به قرار زیر می‌باشند:

۱. وزن گوه، W

۲. برآیند R نیروهای قائم و برشی سطح BC_1

۳. نیروی مقاوم P_p



شکل ۵-۱۳. فشار مقاوم کولمب

شکل ۵-۱۳ - ب نشان‌دهنده مثلث نیرو برای گوه ABC_1 است. با استفاده از این مثلث می‌توان مقدار P_p را تعیین کرد، زیرا امتداد هر سه نیرو و مقدار یکی از نیروها معلوم است.

مشابه مثلث نیروی فوق را می‌توان برای گوه‌های آزمایشی دیگر نظیر ABC_1 ، ABC_2 ، ABC_3 و... رسم نمود و نیروی P_p را برای آنها تعیین کرد. اگر مطابق ناحیه فوقانی شکل ۵-۱۳ الف، مقادیر نیروی مقاوم روی یک دستگاه مختصات برده شده و یک منحنی هموار از آنها عبور داده شود، مقدار حداقل نیروی P_p که همان نیروی مقاوم کولمب می‌باشد، به دست می‌آید. این نیرو را می‌توان با رابطه زیر نشان داد:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

(۲۶-۵)

که در آن:

ضریب فشار مقاوم کولمب $K_p =$

$$= \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (۲۷-۵)$$

در جدول ۵-۵، مقدار ضریب فشار مقاوم K_p برای مقادیر مختلف ϕ و δ ارائه شده است (برای تمام حالات $\alpha = 0^\circ$ و $\beta = 90^\circ$ فرض شده است).

نیروی مقاوم برآیند P_p در فاصله $H/3$ از پای دیوار اثر می‌کند و با امتداد قائم بر پشت دیوار، زاویه δ می‌سازد.

جدول ۵-۵ - مقدار ضریب فشار مقاوم کولمب (رابطه ۲۷-۵) برای $\alpha = 0^\circ$ و $\beta = 90^\circ$

ϕ (deg)	δ (deg)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

۷- مقدار زاویه اصطکاک دیوار δ

دیوارهای حایل اغلب از مصالح بنایی و یا بتن ساخته می‌شوند. برای اینکه طراحان ایده‌ای از مقدار

ضریب اصطکاک وجه پشتی دیوار با خاک داشته باشند، در جدول ۵ - ۶ مقادیر زاویه اصطکاک برای خاکهای مختلف ارائه شده است:

جدول ۵ - ۶ - دامنه مقادیر زاویه اصطکاک دیوار برای دیوارهای بتنی و بتنی

مصالح خاکریز	دامنه δ (deg)
شن	27-30
ماسه درشت	20-28
ماسه ریز	15-25
رس سفت	15-20
رس لای دار	12-16

۵-۸ توصیه‌هایی در مورد انتخاب سطح گسیختگی در محاسبه فشار کولمب در قسمتهای ۵-۴ و ۵-۶، روش محاسبه فشار محرک و مقاوم کولمب مورد بحث قرار گرفت. فرض اساسی این تحلیل، قبول سطح گسیختگی صفحه‌ای است. لیکن برای دیوارهای دارای اصطکاک، این فرض انطباق کامل با واقعیت ندارد. در اشکال ۵-۱۴ الف و ب، سطوح گسیختگی واقعی برای خاکریز با سطح افقی برای حالت‌های محرک و مقاوم نشان داده شده است. توجه شود که ناحیه BC این سطوح منحنی و ناحیه CD آنها خطی می‌باشد. اگرچه سطح گسیختگی واقعی در حالت محرک صفحه‌ای نیست، ولی نتایج حاصل از نظریه کولمب با فرض سطح گسیختگی صفحه‌ای، اختلاف زیادی با مقدار دقیق ندارد. این موضوع برای حالت مقاوم، صادق نیست و با افزایش δ ، میزان خطا افزوده می‌شود. در واقع فرض کولمب، نتایج دست بالایی برای P_m به دست می‌دهد که در خلاف جهت ایمنی است. با توجه به این موضوع، محققین مختلف با استفاده از سطح گسیختگی شکل ۵-۱۴ ب، سعی نموده‌اند روابط دقیق‌تری برای P_m ارائه نمایند که در جدول زیر لیست آنها آمده است:

نام محقق	هندسه ناحیه منحنی BC (شکل ۵-۱۴ ب)
پاکشاو (۱۹۶۹)	دایره
کاکو، و کوریزل (۱۹۴۸)	بیضی
جیمز، و برانزبی (۱۹۷۱)	اسپیرال لگاریتمی
شیلدز، و تولونی (۱۹۷۳)	اسپیرال لگاریتمی
ترزافی و پک (۱۹۶۷)	اسپیرال لگاریتمی

بحث در روی جزئیات روشهای به کار رفته توسط محققین جدول فوق خارج از برنامه این کتاب درسی است. در میان نامبردگان، نتایج کار شیلدنز، و تولونی^۱ (۱۹۷۳)، بسیار منطقی به نظر می رسد. آنها نشان دادند که:

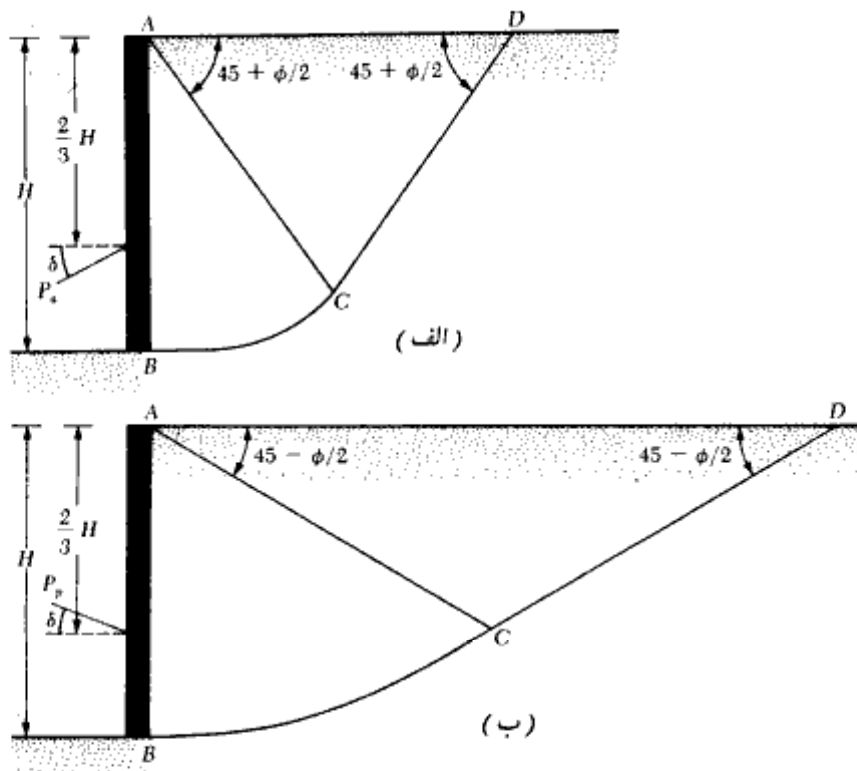
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

(۲۸-۵)

که در آن:

 $K_p =$ ضریب فشار مقاوم

مقادیر K_p برای دیوار قائم با خاکریز دانه‌ای ($c = 0$) و سطح افقی در جدول ۵-۷ ارائه شده است.

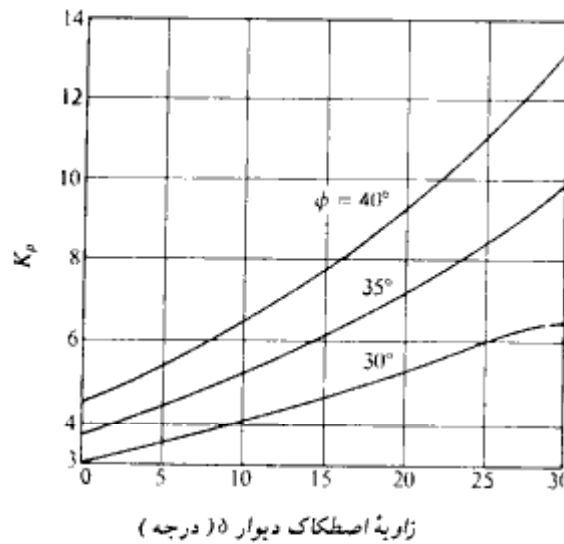


شکل ۵-۱۴ - طبیعت سطح گسیختگی برای دیوارهای دارای اصطکاک. (الف) حالت فشار محرک، (ب) حالت فشار مقاوم

جدول ۵-۷ - مقادیر K_p در رابطه (۵-۲۸) برای دیوار قائم با خاکریز دانه‌ای و سطح افقی (شیلدز و تولونی)

δ (deg)	ϕ (deg)					
	20	25	30	35	40	45
0	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60	5.83
5	2.27	2.78	3.44	4.31	5.46	4.09
10	2.47	3.08	3.86	4.92	6.36	8.43
15	2.64	3.34	4.28	5.53	7.30	9.89
20	2.87	3.61	4.68	6.17	8.30	11.49
25		4.0	5.12	6.85	9.39	13.20
30			5.81	7.61	10.60	15.31
35				8.85	12.00	17.65
40					14.40	20.48
45						25.47

برای مقایسه، مقادیر K_p (در رابطه ۵-۲۸) به دست آمده توسط ترازانی و پک با فرض منحنی اسپیرال لگاریتمی برای کمان BC ، در شکل ۵-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۵ - مقدار K_p در رابطه ۵-۲۸ با استفاده از روش ترازانی و پک (وجه پشی دیوار قائم ($\beta = 90^\circ$) و سطح خاکریز افقی).

مثال ۵ - ۸

در شکل ۵ - ۱۴ ب، که یک دیوار قائم با سطح خاکریز افقی را نشان می‌دهد، معلومات زیر در دست است:

$$H = 4.05 \text{ m و } \gamma = 16.80 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 35^\circ \text{ و } \delta = 10^\circ$$

بر پایه کار شیلدز و تولونی (جدول ۵ - ۷)، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار چقدر است.

حل:

از رابطه ۵ - ۲۸ داریم:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

برای $\phi = 35^\circ$ و $\delta = 10^\circ$ از جدول ۵ - ۷ مقدار $K_p = 4.92$ به دست می‌آید. داریم:

$$P_p = (\frac{1}{2})(16.8)(4.05)^2(4.92) = 678 \text{ kN/m}$$

۵ - ۹ فشار محرک و مقاوم رانکین برای خاکریز با سطح شیبدار

اگر خاکریز یک دیوار حایل بدون اصطکاک، خاک دانه‌ای باشد (یعنی $c = 0$) و سطح خاکریز زاویه α با افق بسازد (شکل ۵ - ۱۶)، ضریب فشار محرک خاک، K_a ، به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (۲۹ - ۵)$$

که در آن ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌باشد.

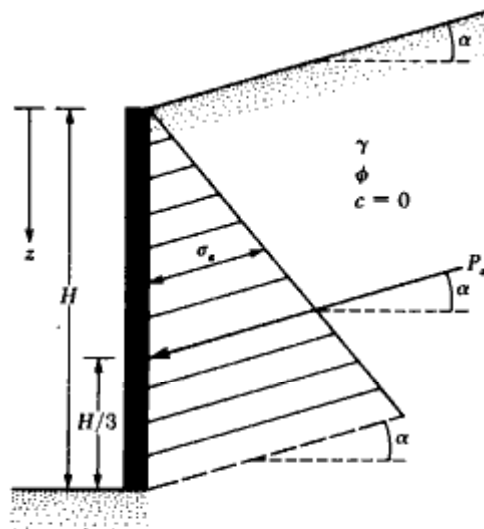
در عمق مشخص z ، فشار محرک رانکین به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (۳۰ - ۵)$$

که با توجه به آن نیروی وارد بر واحد طول دیوار برابر می‌شود با:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (۳۱ - ۵)$$

مطابق شکل ۵ - ۱۶، امتداد نیروی برآیند P_a زاویه α با افق می‌سازد و نقطه اثر آن، به فاصله $H/3$ از



شکل ۵-۱۶- فشار محرک رانکین (دیوار بدون اصطکاک و خاکریز دانه‌ای با سطح شیبدار)

پای دیوار قرار دارد. در جدول ۵-۸ مقادیر ضریب فشار محرک K_e برای مقادیر مختلف α و ϕ ارائه شده است.

به روشی مشابه نیروی مقاوم رانکین برای دیواری بدون اصطکاک با ارتفاع H و خاکریز دانه‌ای با سطح شیبدار، طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (۳۲-۵)$$

جدول ۵-۸- ضریب فشار محرک رانکین (K_e در رابطه ۵-۲۹)

α (deg)	ϕ (deg) \rightarrow						
	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

توجه: $\alpha = \phi$, $K_e = \cos \alpha$. So, $\alpha = \phi = 28^\circ$, $K_e = 0.883$
 $\alpha = \phi = 30^\circ$, $K_e = 0.866$
 $\alpha = \phi = 32^\circ$, $K_e = 0.848$
 $\alpha = \phi = 34^\circ$, $K_e = 0.829$
 $\alpha = \phi = 36^\circ$, $K_e = 0.809$
 $\alpha = \phi = 38^\circ$, $K_e = 0.788$
 $\alpha = \phi = 40^\circ$, $K_e = 0.866$

که در آن K_p ضریب فشار مقاوم رانکین بوده و طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$K_p = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (۳۳-۵)$$

همانند حالت نیروی محرک، امتداد نیروی برآیند P با خط افق زاویه α می‌سازد و نقطه اثر آن به فاصله $H/3$ از پای دیوار قرار دارد. در جدول ۵-۹، مقادیر ضریب فشار مقاوم K_p برای مقادیر مختلف α و ϕ ارائه شده است.

جدول ۵-۹ - ضریب فشار مقاوم رانکین (K_p در رابطه ۳۳-۵)

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	3.476	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

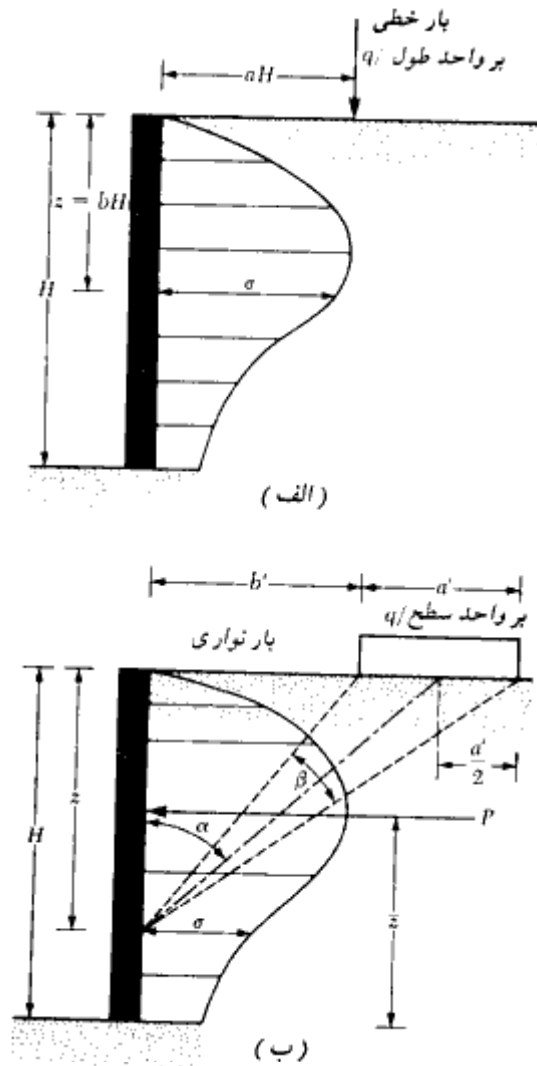
توجه
 $\alpha = \phi, K_p = \cos \alpha$. So, $\alpha = \phi = 28^\circ, K_p = 0.883$
 $\alpha = \phi = 30^\circ, K_p = 0.866$
 $\alpha = \phi = 32^\circ, K_p = 0.848$
 $\alpha = \phi = 34^\circ, K_p = 0.829$
 $\alpha = \phi = 36^\circ, K_p = 0.809$
 $\alpha = \phi = 38^\circ, K_p = 0.788$
 $\alpha = \phi = 40^\circ, K_p = 0.766$

۱۰-۵ فشار جانبی به علت سربار

برای تعیین فشار جانبی ناشی از سربارهای مختلف بر روی دیوار حایل، در خیلی از حالات از تئوری الاستیسیته استفاده می‌شود، نظیر دو حالت الف: بار خطی (شکل ۵-۱۷ الف) ب: بار نواری (شکل ۵-۱۷ ب). طبق تئوری الاستیسیته، فشار افقی بر روی دیوار حایل در عمق z به علت بار خطی (به موازات دیوار) به شدت q بر واحد طول (شکل ۵-۱۷ الف) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H} \cdot \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad (۳۴-۵)$$

که در آن σ فشار افقی در عمق $z = bH$ می‌باشد.



شکل ۵-۱۷ - فشار جانبی به علت سربار. (الف) بار خطی، (ب) بار نواری

(برای توصیف علایم a و b به شکل ۵-۱۷ - الف مراجعه نمایید)

لیکن از آنجایی که خاک یک محیط الاستیک کامل نیست، انتظار مقداری انحراف را از رابطه ۵-۳۴ می‌توان داشت. شکل اصلاح شده رابطه ۵-۳۴ که معمولاً از آن در مسائل خاک استفاده می‌شود، به صورت زیر است:

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل

۳۷۱

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad \text{برای } a > 0.4 \quad (35-5)$$

و

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad \text{برای } a \leq 0.4 \quad (36-5)$$

شکل ۵-۱۷. ب یک بار نواری یکنواخت به شدت q بر واحد سطح را که به فاصله b' از دیواری به ارتفاع H قرار دارد، نشان می‌دهد. بر پایه تئوری الاستیسیته، فشار افقی σ بر روی دیوار در عمق z ، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma = \frac{q}{H} (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha) \quad (37-5)$$

که در آن α و β در شکل ۵-۱۷. ب تعریف شده‌اند.

برای استفاده در مسائل خاک، به علت وقوع پدیده خزش در محیط خاک، سمت راست رابطه ۵-۳۷ دوبرابر می‌شود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$\sigma = \frac{2q}{H} (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha) \quad (38-5)$$

کل نیروی جانبی (P) برای واحد طول دیوار و محل تأثیر آن (\bar{z})، در مورد بار نواری به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (39-5)$$

که در آن:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right) \quad \text{برحسب درجه} \quad (40-5)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right) \quad \text{برحسب درجه} \quad (41-5)$$

فصل پنجم

۳۲۲

$$\begin{aligned} \bar{z} &= H - \frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.30a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} & (42-5) \\ &= \frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) - (R - Q) + 57.30a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \end{aligned}$$

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) \quad (43-5)$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) \quad (44-5)$$

مثال ۵-۹

در شکل ۵-۱۷، ب اطلاعات زیر در دست است:

$$a' = 2 \text{ m}, b' = 1 \text{ m}, q = 40 \text{ kN/m}^2, \text{ and } H = 6 \text{ m}.$$

مطلوبست تعیین:

الف: فشار کل وارد بر دیوار به علت بار نواری

ب: محل تأثیر برآیند فوق

حل:

قسمت الف:

با استفاده از روابط ۵-۴۰ و ۵-۴۱ می توان نوشت:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{1}{6} \right) = 9.46^\circ$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{2+1}{6} \right) = 26.57^\circ$$

از رابطه ۵-۳۹ داریم:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] = \frac{40}{90} [6(26.57 - 9.46)] = 45.63 \text{ kN/m}$$

قسمت ب:

با کاربرد رابطه ۵-۴۲ خواهیم داشت:

$$H - \bar{z} = \frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) - (R - Q) + 57.30a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}$$

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) = (2 + 1)^2(90 - 26.57) = 570.87$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) = 1^2(90 - 9.46) = 80.54$$

۳۲۳

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل

بنابراین:

$$H - \bar{z} = \frac{6^2(26.57 - 9.46) - (570.87 - 80.54) + 57.30(2)(6)}{(2)(6)(26.57 - 9.46)}$$

$$= \frac{615.96 - 490.33 + 687.6}{205.32} = 3.96 \text{ m}$$

و بالاخره:

$$\bar{z} = H - 3.96 = 6.0 - 3.96 = 2.04 \text{ m}$$

مثال ۵-۱۰

با مراجعه به شکل ۵-۱۷ الف، معلومات زیر در دست است:

$$H = 4.8 \text{ m} \text{ و } a = 0.3 \text{ و } q = 23.83 \text{ kN/m}$$

مطلوبست تعیین فشار جانبی وارد بر دیوار در اعماق ۰، ۱.۲ و ۲.۴ و ۳.۶ و ۴.۸ m. تغییرات σ را با عمق رسم نمایید.

حل:

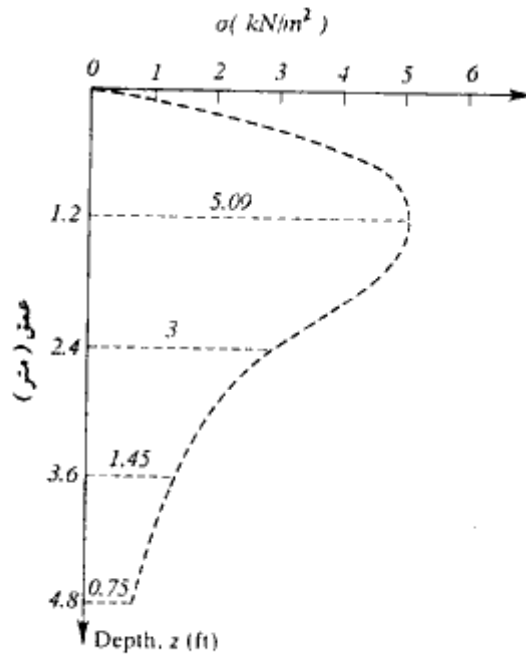
چون $a < 0.4$ است، از رابطه ۵-۳۶ استفاده می‌شود:

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2}$$

با استفاده از رابطه فوق می‌توان جدول زیر را تکمیل کرد:

Z (m)	b = Z/H	σ (kN/m ²)
0	0	0
1.2	0.25	5.09
2.4	0.50	3.00
3.6	0.75	1.45
4.8	1.0	0.75

با توجه به مقادیر جدول فوق، نمودار توزیع فشار جانبی مطابق شکل ۵-۱۸ رسم می‌شود.



شکل ۱۱-۵

۱۱-۵ ضریب فشار محرک در هنگام زلزله

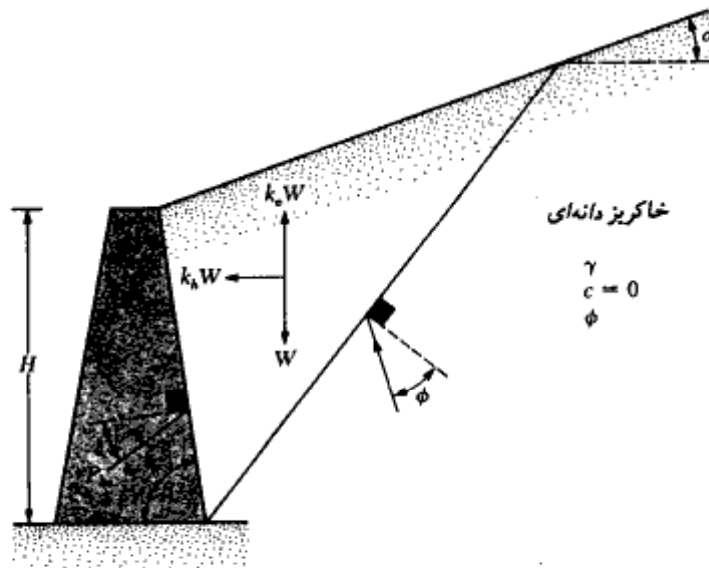
نظریه فشار محرک کولمب (بخش ۴-۵) را می‌توان برای دربر گرفتن نیروی ناشی از زلزله، توسعه داد. شکل ۱۹-۵ شرایط فشار محرک را برای خاکریز دانه‌ای با $c = 0$ نشان می‌دهد. نیروهای مؤثر بر گوه گسیختگی خاک شکل ۱۹-۵ اساساً با نیروهای شکل ۹-۵ الف یکسان هستند و فقط دو نیروی جدید $k_h W'$ و $k_v W'$ به ترتیب در امتدادهای افقی و قائم به آن اضافه شده‌اند که همان نیروهای اینرسی ناشی از ارتعاشات افقی و قائم زلزله می‌باشند. k_h و k_v را می‌توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$k_h = \frac{\text{مؤلفه افقی شتاب زلزله}}{\text{شتاب ثقل } g} \quad (۴۵-۵)$$

$$k_v = \frac{\text{مؤلفه قائم شتاب زلزله}}{\text{شتاب ثقل } g} \quad (۴۶-۵)$$

۳۲۵

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل



شکل ۱۹-۵ - حصول رابطه ۴۷-۵

با اعمال روشی مشابه روش تشریح شده در بخش ۴-۵، رابطه نیروی مؤثر بر واحد طول دیوار به صورت زیر در می آید:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (47-5)$$

که در آن:

ضریب فشار جانبی محرک در حالت زلزله K_{ae}

$$= \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

(۴۸-۵)

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

(۴۹-۵)

توجه شود که برای شرایط غیر زلزله، یعنی:

$$k_h = 0$$

$$k_v = 0$$

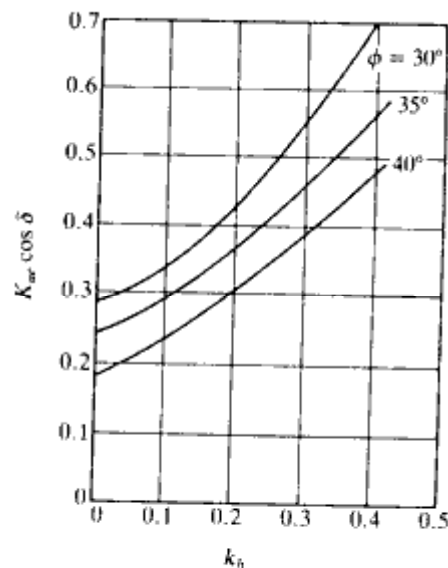
$$l' = 0$$

مقدار $K_{oe} = K_o$ می‌شود (رابطه ۵-۱۹)

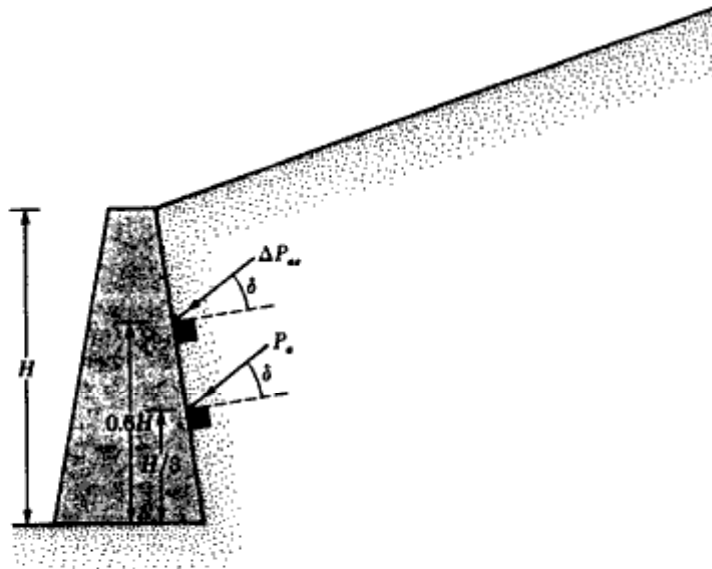
در شکل ۵-۲۰، تغییرات $K_{oe} \cos \delta$ بر حسب k_h برای حالت $k_v = 0$ و $\beta = 90^\circ$ و $\alpha = 0^\circ$ و $\delta = \phi/2$ نشان داده شده است.

رابطه ۵-۴۷ اغلب به رابطه مونونوبه - اوکابه معروف است. برخلاف حالت نشان داده شده در شکل ۵-۹ الف، برآیند محاسبه شده برای این حالت (طبق رابطه ۵-۴۷)، در فاصله $H/3$ از پای دیوار اثر نمی‌کند. برای تعیین نقطه اثر این برآیند، از روش زیر می‌توان استفاده نمود:

۱. نیروی برآیند P_{oe} را با استفاده از رابطه ۵-۴۷ محاسبه نمایید.
 ۲. نیروی برآیند P_o را از رابطه ۵-۱۸ محاسبه نمایید.
 ۳. اختلاف زیر را که به اضافه نیروی دینامیک معروف است، محاسبه نمایید.
- $$\Delta P_{oe} = P_{oe} - P_o \quad (5-50)$$
۴. نقطه اثر P_o را در ارتفاع $H/3$ از پای دیوار در نظر بگیرید (شکل ۵-۲۱)



شکل ۵-۲۰ - تغییرات $K_{oe} \cos \delta$ بر حسب k_h برای $k_v = 0$ ، $\beta = 90^\circ$ ، $\alpha = 0^\circ$ و $\delta = \phi/2$

شکل ۵-۲۱- تعیین امتداد و نقطه اثر نیروی P_{ae}

۵. نقطه اثر ΔP_{ae} را در ارتفاع $0.6H$ از پای دیوار در نظر بگیرید (شکل ۵-۲۱)

۶. نقطه اثر برآیند را از رابطه زیر محاسبه کنید:

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \quad (۵-۵۱)$$

مثال ۵-۱۱

با مراجعه به شکل ۵-۱۹ اطلاعات زیر در دست است:

$$H = 3\text{m}, \beta = 90^\circ, \alpha = 0^\circ, k_v = 0, k_h = 0.3, \gamma = 16.80 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ, \delta = \phi/2$$

مطلوبست تعیین:

الف: P_{ae}

ب: نقطه تأثیر برآیند فوق:

حل:

قسمت الف:

از رابطه ۵-۴۷ می توان نوشت:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}$$

چون $\delta = \phi/2$ است، برای تعیین K_{ae} می توان از شکل ۵-۲۰ استفاده نمود. با استفاده از این نمودار برای $k_h = 0.3$ مقدار $K_{ae} \approx 0.472$ به دست می آید. در نتیجه:

$$P_{ae} = (\frac{1}{2})(16.8)(3)^2(1-0)(0.472) = 35.68 \text{ kN/m}$$

قسمت ب:

از رابطه ۵-۱۸ داریم:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

از رابطه ۵-۱۹ با $\delta = 17.5^\circ$ و $\beta = 90^\circ$ و $\alpha = 0^\circ$ مقدار $K_a \approx 0.24$ به دست می آید. بنابراین:

$$P_a = (\frac{1}{2})(16.8)(3)^2(0.24) = 18.14 \text{ kN/m}$$

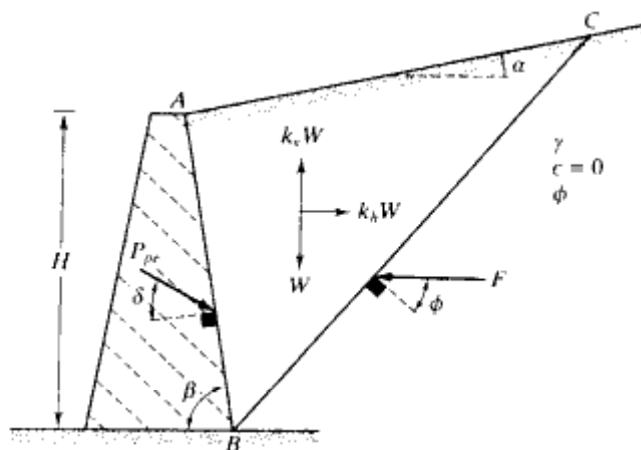
$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 35.68 - 18.14 = 17.54 \text{ kN/m}$$

از رابطه ۵-۵۱ می توان نوشت:

$$\begin{aligned} \bar{z} &= \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \\ &= \frac{(0.6)(3)(17.54) + (3/3)(18.14)}{35.68} = 1.39 \text{ m} \end{aligned}$$

۱۲-۵ فشار مقاوم خاک در هنگام زلزله

نظریه فشار مقاوم کولمب (بخش ۵-۶) را می توان برای دوبرگرفتن نیروی ناشی از زلزله توسعه داد. شکل ۵-۲۲ نیروهای مؤثر بر گوه گسیختگی خاک را برای دیوار حایل با خاکریز دانه ای نشان می دهد.



شکل ۵- ۲۲- نیروی مقاوم وارد بر دیوار حایل در هنگام زلزله

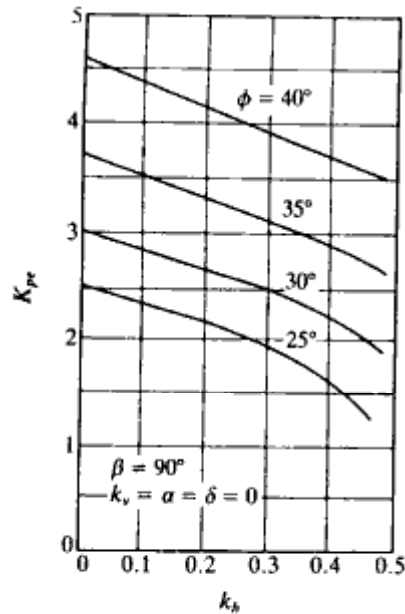
نیروی مقاوم وارد بر واحد طول دیوار، P_{pe} ، را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود (کاپیلا ۱۹۶۲):

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{pe} \quad (52-5)$$

که در آن:

$$K_{pe} = \text{ضریب فشار مقاوم خاک} = \frac{\sin^2 (\beta + \theta' - \phi)}{\cos \theta' \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin (\delta + \beta + \theta' - 90)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi + \alpha - \theta')}{\sin (\beta + \delta + \theta') \cdot \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2 \quad (53-5)$$

تعریف θ' مطابق رابطه ۵- ۴۹ می‌باشد. تغییرات K_{pe} بر حسب زاویه اصطکاک داخلی ϕ و k_h (برای $\delta = 0$ ، $\alpha = 0^\circ$ ، $\beta = 90^\circ$ و $k_v = 0$) در شکل ۵- ۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۳- تغییرات K_{pr} بر حسب k_b برای $k_v = \alpha = \delta = 0$ و $\beta = 90^\circ$ (دیویس، ریچارد، چن^۱-۱۹۸۶)

پایداری دیوارهای حایل

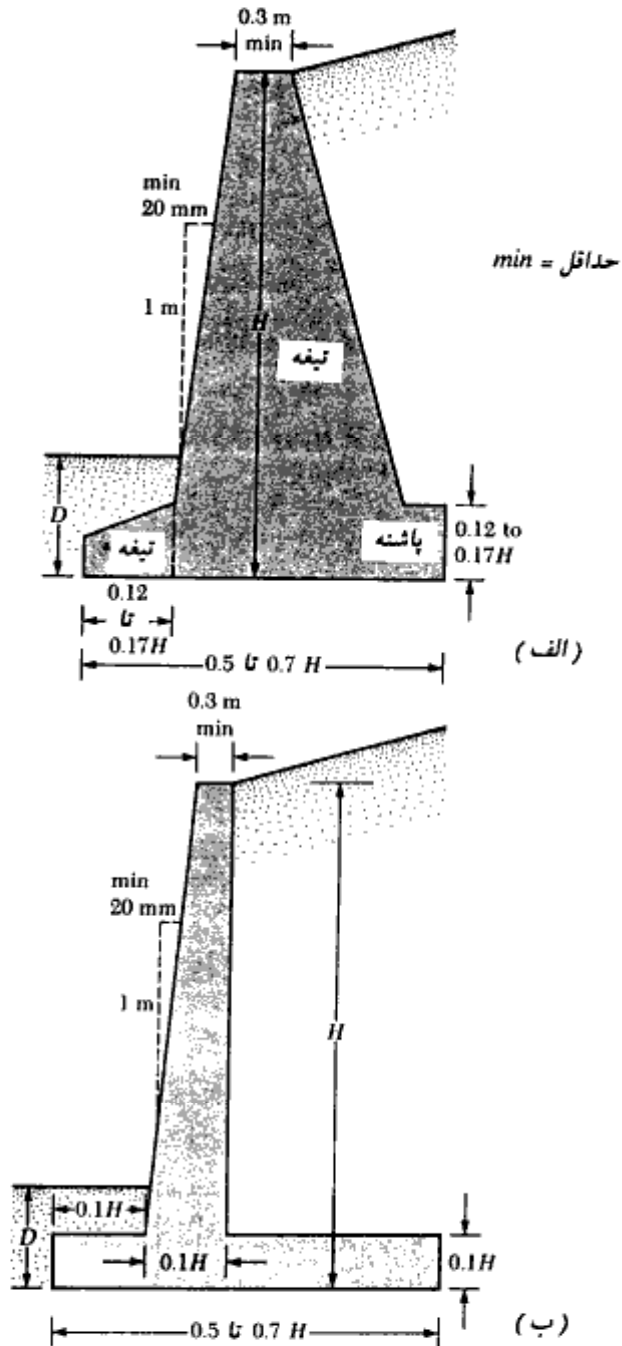
۵-۱۳ تناسبات دیوارهای حایل

در هنگام طراحی دیوار حایل، باید ابعاد اولیه‌ای برای آن حدس زده شود. با انجام کنترل‌های پایداری، این ابعاد باید آنقدر تغییر یابند تا شرایط مناسب حاصل گردد. برای کمک به طراح در انتخاب ابعاد اولیه، در شکل ۵-۲۴، تناسبات منطقی دیوار حایل که با توجه به تجربیات گذشته به دست آمده، ارائه شده است.

به منظور ایجاد شرایط مناسب برای بتن‌ریزی، ضخامت بالای دیوار هیچوقت کمتر از $0/3$ متر در نظر گرفته نمی‌شود. برای عمق D نیز باید حداقل $0/6$ متر رعایت شود و از طرفی سطح زیر پایه نیز باید زیر عمق یخ‌بندان باشد.

برای دیوارهای حایل پشت‌بنددار، تناسبات عمومی دیوار و پایه، به استثنای ضخامتها، مشابه دیوار حایل طره‌ای است. حداقل ضخامت دیوار پشت‌بند نیز مساوی $0/3$ متر و فواصل آن بین

1- Davis, Richards, Chen



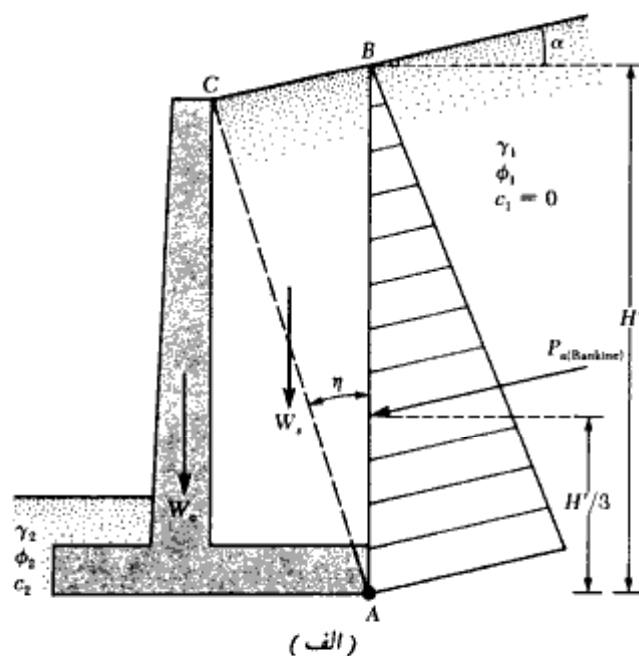
شکل ۵-۲۴. تناسبات هندسی دیوارهای حایل. (الف) دیوار وزنی، (ب) دیوار طره‌ای، حد اقل D مساوی 0.6 متر انتخاب می‌شود.

0.3H تا 0.7H انتخاب می شود.

۱۴-۵ کاربرد نظریه های فشار جانبی برای طراحی

در بخشهای قبلی، نظریه های پایه برای محاسبه فشار جانبی خاک ارائه شد. برای کاربرد این نظریه ها در طراحی، باید فرضهای ساده کننده چندی به خدمت گرفته شود. در حالت دیوارهای حایل طره ای، اگر برای کنترل پایداری از تئوری رانکین استفاده شود، لازم است مطابق شکل ۵-۲۵ الف، خط قائم AB از نقطه A واقع در لبه خارجی پاشنه رسم شود. فرض می شود که شرایط محرک رانکین در امتداد صفحه قائم AB برقرار است. در نتیجه به کمک رابطه رانکین می توان فشار جانبی را در وجه AB محاسبه نمود. در محاسبات پایداری باید نیروی $P_{o(Rankine)}$ ، وزن خاک بالای پاشنه W_s و وزن بتن (W_b) در نظر گرفته شوند.

اگر تیغه دیوار حایل، ممانعتی در مقابل ناحیه برشی محدود شده توسط خط AC ایجاد ننماید، فرض برقراری فشار محرک رانکین در امتداد وجه AB به طور نظری صحیح است. زاویه η

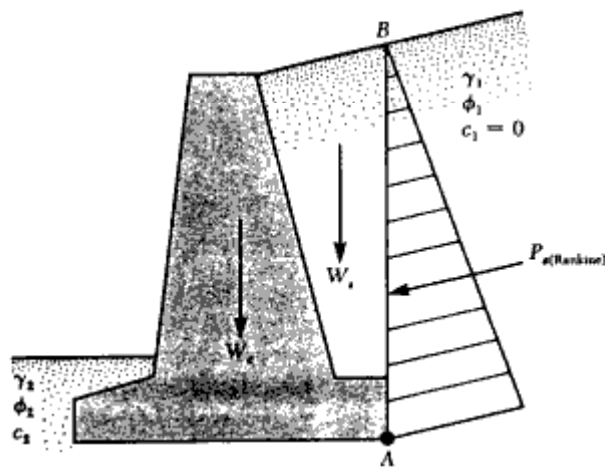


شکل ۵-۲۵ فرضیات برای تعیین فشار جانبی خاک. (الف) دیوار حایل طره ای، (ب و پ) دیوار حایل وزنی

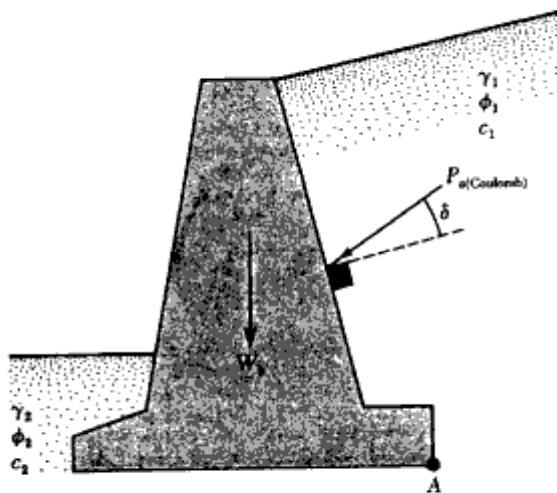
که خط AC با قائم می‌سازد، توسط رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) \quad (5-54)$$

مطابق شکل ۵-۲۵ ب، برای دیوارهای حایل وزنی نیز می‌توان تحلیل مشابهی انجام داد. در این حالت مطابق شکل ۵-۲۵ پ، از نظریه کولمب هم می‌توان استفاده کرد. اگر از نظریه فشار محکم



(ب)



(پ)

شکل ۵-۲۵- دنباله

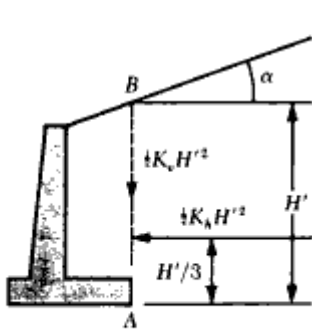
کولمب استفاده شود، فقط لازم است نیروهای $P_{ul(Coulomb)}$ و وزن W_c دیوار در محاسبات پایداری در نظر گرفته شوند.

در طراحی دیوارهای حایل معمولی، با اتخاذ تدابیر لازم برای زهکشی می‌توان از فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی اجتناب کرد (البته به شرط اطمینان از برقرار بودن دائمی سیستم زهکشی).

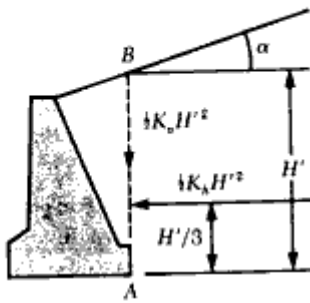
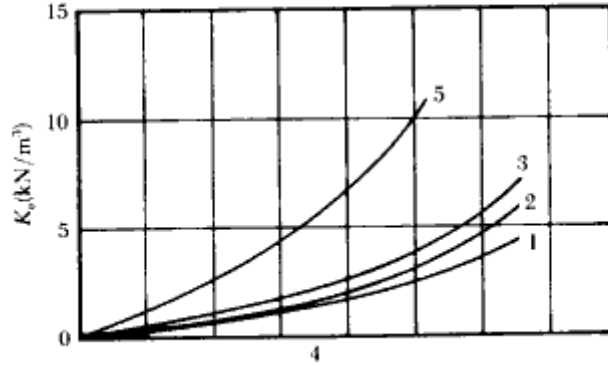
در طراحی دیوارهای حایل کوتاه و متوسط، اغلب به جای استفاده از روابط ریاضی، از نمودارهای نیمه تجربی برای تخمین فشار خاک استفاده می‌شود. اشکال ۵-۲۶ و ۵-۲۷ دو نمودار نیمه تجربی ارائه شده توسط ترزاقی و پک (۱۹۶۷) را نشان می‌دهند. شکل ۵-۲۶ مربوط به خاکریز با شیب یکنواخت است و شکل ۵-۲۷ مربوط به حالتی است که در آن شیب خاکریز تا ارتفاع محدودی ادامه می‌یابد و از آنجا به بعد افقی می‌شود. توجه شود که در این اشکال، $\frac{1}{2}K_0 H^2$ مؤلفه قائم نیروی محرک در سطح AB و به طور مشابه $\frac{1}{2}K_0 H^2$ مؤلفه افقی فشار در روی وجه نام برده است. شماره‌های موجود در روی منحنیها، نوع خاک را که در جدول ۵-۱۰ تشریح شده، نشان می‌دهند.

جدول ۵-۱۰ - نوع خاکریز پشت دیوار برای استفاده در نمودارهای ترزاقی و پک

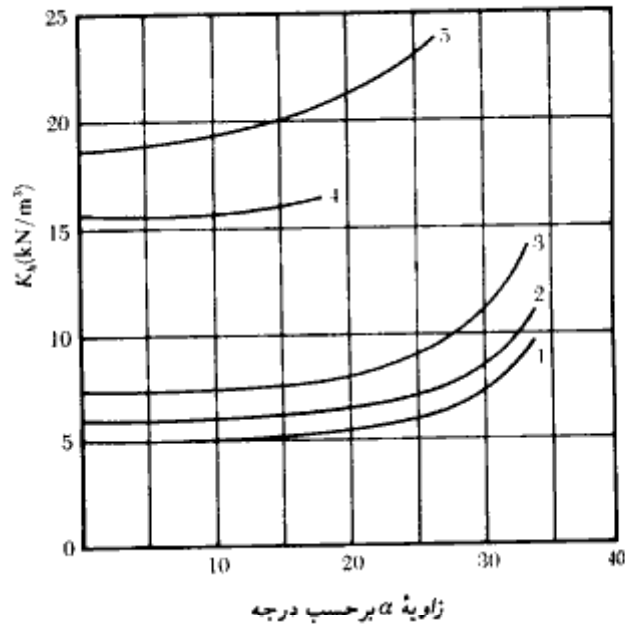
۱. خاک درشت دانه بدون مخلوط ریزدانه، خیلی نفوذپذیر (ماسه تمیز یا شن).
۲. خاک درشت دانه با نفوذپذیری کم به علت اختلاط ذرات با اندازه لای
۳. خاکهای برجا با سنگ، ماسه لای دار ریز، مصالح دانه‌ای با میزان خاک رس قابل توجه
۴. رس نرم یا خیلی نرم، لای آلی، رسهای لای دار
۵. رس سفت یا متوسط به طوری که از نفوذ آب به داخل شکافهای آن جلوگیری شود. در صورتی که نتوان از ورود آب به داخل شکافها جلوگیری نمود، نباید از خاک رس به عنوان مصالح خاکریز استفاده کرد. با افزایش سفتی رس، خطر اضافه فشار در دیوار به علت عدم زهکشی افزایش می‌یابد.



وزن مخصوص مایع معادل برای مؤلفه قائم



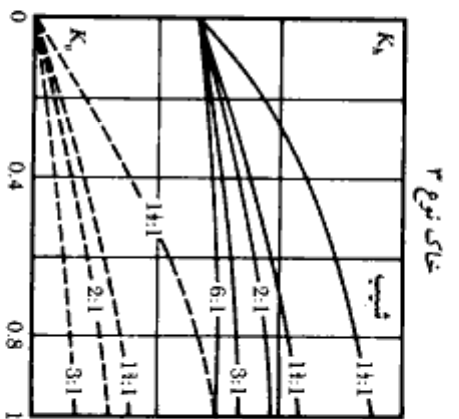
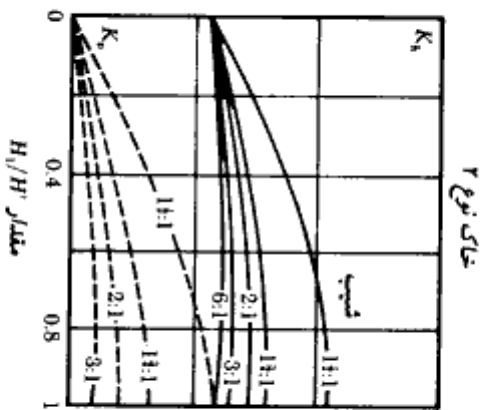
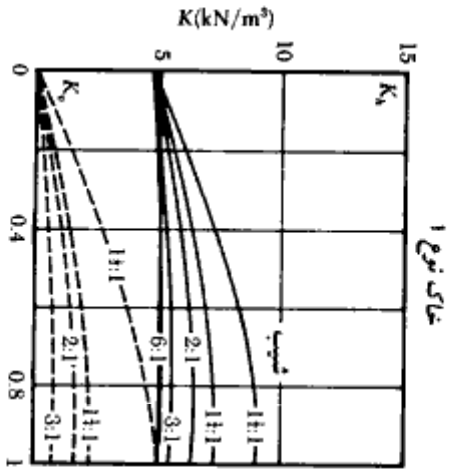
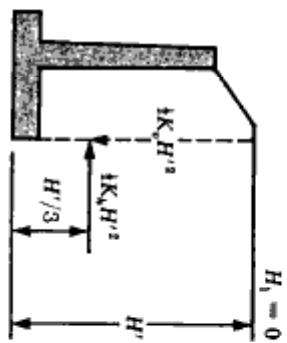
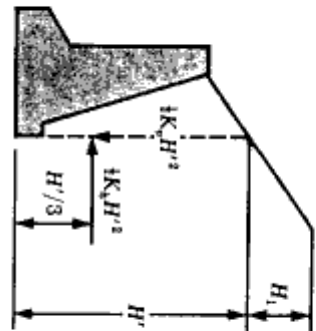
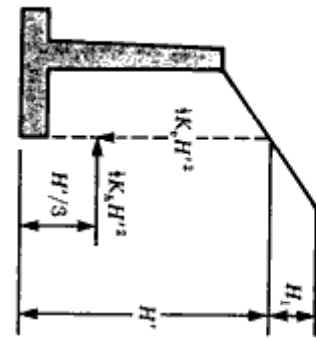
وزن مخصوص مایع معادل برای مؤلفه افقی



زاویه α برحسب درجه

توجه: اعداد روی جدول نشان دهنده نوع خاک طبق جدول ۵ - ۱۰ می باشند. برای مصالح نوع ۵ محاسبات فشار را می توان بر پایه ارتفاعی مساوی ۱/۲ متر کمتر از ارتفاع H' انجام داد.

شکل ۵ - ۲۶ - نمودارهایی برای تعیین فشار جانبی خاک برای خاکریز با شیب یکنواخت



فصل پنجم

شکل ۵-۲۷ - نمودارهایی برای تعیین فشار جانبی خاک برای خاکریز با شیب محدود

۵-۱۵ کنترل پایداری

برای کنترل پایداری دیوارهای حایل، انجام گامهای زیر ضروری است.

۱. کنترل در مقابل واژگونی در حول پنجه

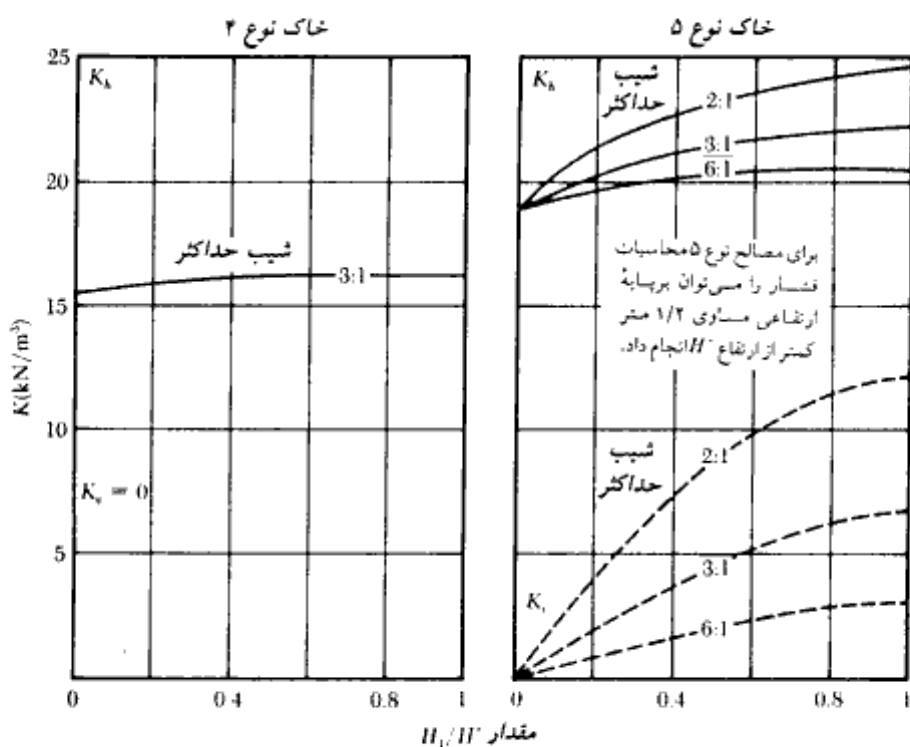
۲. کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

۳. کنترل برای ظرفیت باربری پایه

۴. کنترل برای نشست

۵. کنترل برای پایداری کلی

در این بخش روشهای کنترل واژگونی، لغزش، و ظرفیت باربری مورد بحث قرار می‌گیرند. اصول محاسبات نشست در فصل سوم ارائه شده و در اینجا تکرار نمی‌شود. بعضی مسائل در ارتباط با پایداری کلی دیوارهای حایل در بخش ۵-۱۷ مورد مطالعه قرار می‌گیرد.



شکل ۵-۲۷ - دنباله

کنترل برای واژگونی

در شکل ۵-۲۸ نیروهای وارد بر یک دیوار حایل طردای و دیوار حایل وزنی با فرض فشار محرک رانکین مؤثر بر سطح قائم مار بر انتهای پاشنه دیوار نشان داده شده است. P_p فشار مقاوم در جلوی پنجه می باشد که مقدار آن از رابطه زیر به دست می آید:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad (۲۵-۵)$$

که در آن:

γ_2 = وزن مخصوص خاک واقع در جلوی پنجه

K_p = ضریب فشار مقاوم رانکین $\tan^2(45 + \phi_2/2)$

ϕ_2, c_2 = به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک جلوی پنجه

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در حول نقطه C واقع در نوک پنجه، به صورت زیر تعریف می شود:

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (۵۵-۵)$$

که در آن:

$\sum M_O$ = مجموع لنگرهای واژگونی در حول نقطه C

$\sum M_R$ = مجموع لنگرهای مقاوم در حول نقطه C

لنگر واژگونی از رابطه زیر به دست می آید:

$$\sum M_O = P_h \left(\frac{H}{3} \right) \quad (۵۶-۵)$$

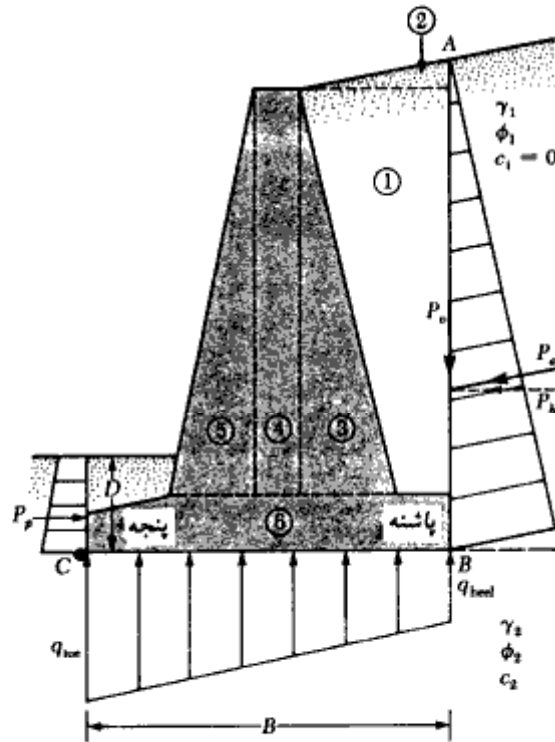
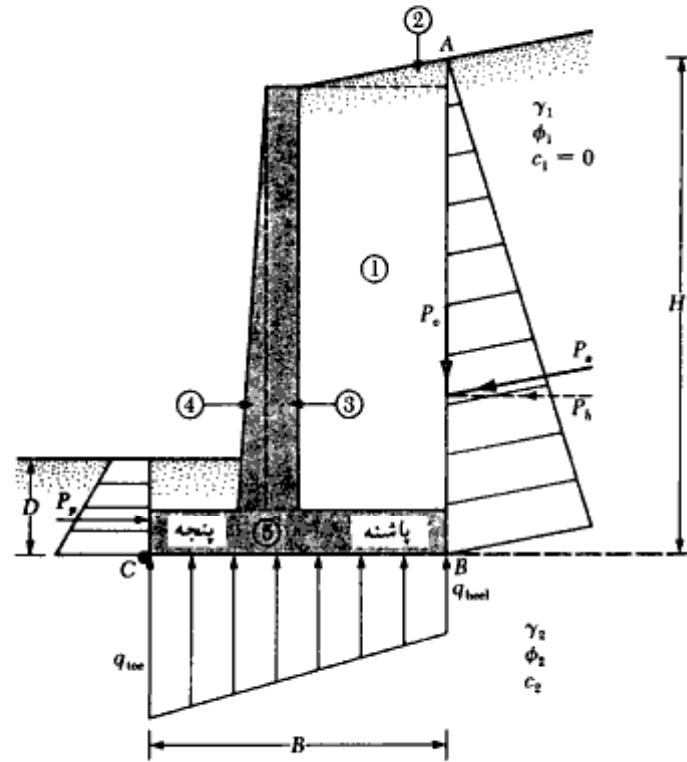
که در آن $P_h = P_o \cos \alpha$ می باشد.

برای محاسبه لنگر مقاوم $\sum M_R$ (با صرف نظر کردن از P_p)، جدولی مطابق جدول ۵-۱۱ می توان تهیه نمود. وزن خاک بالای پاشنه و وزن دیوار (تیغه) و پایه هر دو در لنگر مقاوم شرکت می کنند. نیروی P_o یعنی مؤلفه قائم نیروی محرک P_o نیز جزء نیروهای شرکت کننده در لنگر مقاوم است. مقدار نیروی P_o برابر است با:

$$P_o = P_o \sin \alpha \quad (۵۷-۵)$$

لنگر نیروی P_o در حول C برابر است با:

$$M_o = P_o B = P_o \sin \alpha \cdot B \quad (۵۸-۵)$$



شکل ۵-۲۸. کنترل برای واژگونی با فرض توزیع فشار رانکین

جدول ۵-۱۱ - محاسبه لنگر مقاوم $\sum M_R$

لنگر در حول C	بازوی لنگر نسبت به نقطه C	وزن (بر واحد طول دیوار)	مساحت	مقطع
(5)	(4)	(3)	(2)	(1)
M_1	X_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	A_1	1
M_2	X_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	A_2	2
M_3	X_3	$W_2 = \gamma_c \times A_3$	A_3	3
M_4	X_4	$W_2 = \gamma_c \times A_4$	A_4	4
M_5	X_5	$W_2 = \gamma_c \times A_5$	A_5	5
M_6	X_6	$W_2 = \gamma_c \times A_6$	A_6	6
M_o	B	P_o		
$\sum M_R$		$\sum V$		

 γ_1 = وزن مخصوص خاکریز γ_c = وزن مخصوص بتن

که در آن B عرض پایه دیوار می‌باشد.

با معلوم شدن $\sum M_R$ ، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را می‌توان از رابطه زیر محاسبه

نمود:

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_o}{P_o \cos \alpha \frac{H}{3}} \quad (59-5)$$

حداقل ضریب اطمینان معمول در مقابل واژگونی بین ۱/۵ تا ۲ می‌باشد.

بعضی از طراحان برای تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی از رابطه زیر استفاده

می‌نمایند:

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{(P_o \cos \alpha) \frac{H}{3} - M_o} \quad (60-5)$$

کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_s} \quad (61-5)$$

که در آن:

$$\sum F_R = \text{مجموع نیروهای افقی مقاوم}$$

$$\sum F_H = \text{مجموع نیروهای افقی رانشی}$$

با مراجعه به شکل ۵-۲۹، مشاهده می‌شود که مقاومت برشی در زیر پایه را می‌توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$s = \sigma \tan \phi_2 + c_2$$

بنابراین حداکثر نیروی مقاوم قابل حصول از خاک برای واحد طول دیوار در امتداد پایه برابر است با:

$$R' = s (B \times 1) = B\sigma \tan \phi_2 + Bc_2$$

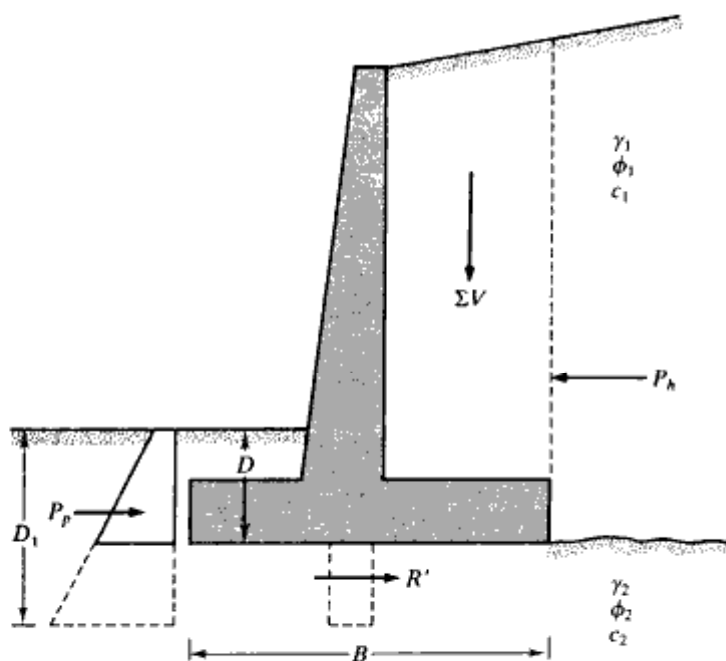
لیکن

$$B\sigma = \text{مجموع نیروهای قائم} = \sum V \text{ (به جدول ۵-۱۱ مراجعه شود)}$$

بنابراین:

$$R' = (\sum V) \tan \phi_2 + Bc_2$$

همانطور که در شکل ۵-۲۹ دیده می‌شود، نیروی مقاوم P_p نیز یک نیروی مقاوم افقی است. P_p را



شکل ۵-۲۹. کنترل لغزش در امتداد پایه

می توان از رابطه ۵-۲۵ تعیین نمود. بنابراین:

$$\sum F_R = (\sum V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p \quad (۶۲-۵)$$

تنها نیروی رانش افقی، مؤلفه افقی نیروی محرک P_p می باشد. بنابراین:

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad (۶۳-۵)$$

با ترکیب روابط ۵-۶۱، ۵-۶۲، و ۵-۶۳ خواهیم داشت:

$$FS_{(sliding)} = \frac{(\sum V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (۶۴-۵)$$

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 صرف نظر می گردد. برای ایمنی بیشتر، از زاویه اصطکاک ϕ_2 نیز کاسته می شود. مقدار زاویه اصطکاک کاهش یافته در حدود نصف تا دو سوم زاویه ϕ_2 می باشد. به روشی مشابه، چسبندگی c_2 به حدود ۰.۵ تا ۰.۶۷ c_2 کاهش می یابد. بنابراین:

$$FS_{(sliding)} = \frac{(\sum V) \tan (k_1 \phi_2) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (۶۵-۵)$$

مقادیر ضرایب کاهش دهنده 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 ۵-۲۹ 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:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p}$$

در صورت تعبیه زبانه برشی، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi_2/2)$$

چون $D_1 > D$ می باشد، آشکار است که زبانه برشی می تواند باعث افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شود. در صورت استفاده، زبانه برشی در زیر تیغه دیوار ساخته می شود، به طوری که آرمانتورهای دیوار وارد آن شده و در آن مهار شوند.

راه دیگر برای افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش، کاهش مقدار P_p می باشد (به رابطه ۵-۶۵ مراجعه شود). یکی از روشها برای رسیدن به این هدف، در زیر شرح داده می شود.

این بحث محدود به حالتی می‌شود که دیوار حایل، یک خاکریز دانه‌ای با سطح افقی را تحمل می‌کند (شکل ۵-۳۰). در شکل ۵-۳۰ الف، نیروی محرک P_a افقی است ($\alpha = 0$). این بدان معناست که:

$$P_a \cos \alpha = P_h = P_a$$

و

$$P_a \sin \alpha = P_v = 0$$

از طرفی می‌توان نوشت:

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \quad (۶۶-۵)$$

اگر مطابق شکل ۵-۳۰ ب، پاشنه پایه دیوار حایل به صورت شیبدار ساخته شود، مقدار نیروی $P_{a(2)}$ را می‌توان کاهش داد. برای این حالت:

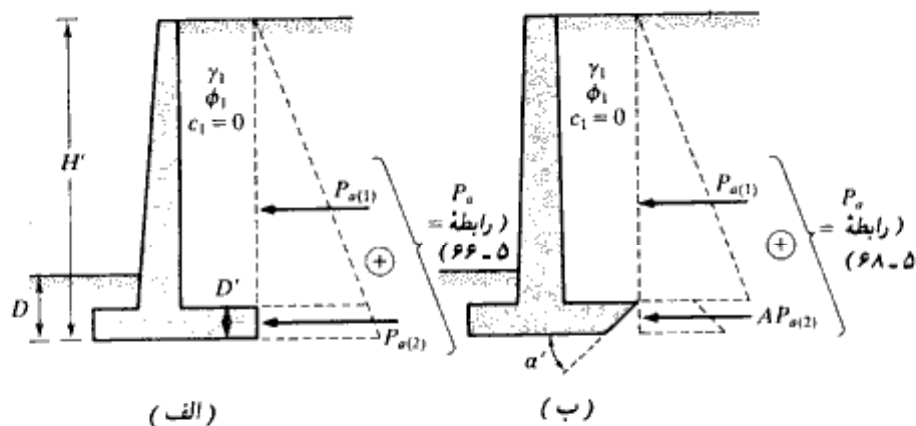
$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \quad (۶۷-۵)$$

المان، و تری^۱ (۱۹۸۸) مقدار A را برای $\alpha = 45^\circ$ مطابق شکل ۵-۳۱ به دست می‌آوردند. برای تعیین $P_{a(1)}$ و $P_{a(2)}$ با توجه به شکل ۵-۳۰ داریم:

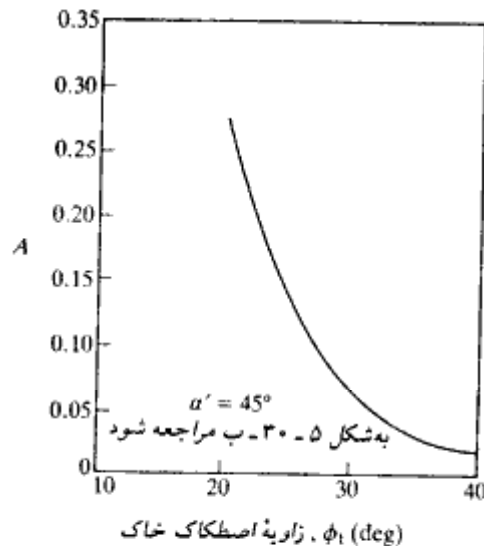
$$P_{a(1)} = \frac{1}{2} \gamma K_a (H - D')^2$$

و

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$



شکل ۵-۳۰- دیوار حایل با پاشنه شیبدار



شکل ۵-۳۱- تغییر A با زاویه اصطکاک خاکریز (رابطه ۵-۶۸)

بنابراین:

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2} \gamma K_a [H^2 - (H - D)^2]$$

بنابراین برای نمودار فشار شکل ۵-۳۰-ب داریم:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a (H - D)^2 + \frac{A}{2} \gamma K_a [H^2 - (H - D)^2] \quad (۵-۶۸)$$

روش شیب دادن به پاشنه دیوارهای حایل در بعضی موارد بسیار مفید است.

کنترل برای ظرفیت باربری

فشارهای قائم انتقال یافته از طرف پایه دیوار به خاک، باید برای ظرفیت باربری خاک کنترل شوند. با فرض تغییرات خطی، توزیع فشار قائم در شکل ۵-۳۲ نشان داده شده است. فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنه پایه دیوار به وجود می آید. مقادیر این فشارها را می توان به طریق زیر محاسبه نمود.

مجموع نیروهای قائم مؤثر بر پایه دیوار مساوی $\sum V$ (ستون ۳ از جدول ۵-۱۱) و نیروی

افقی کل مساوی $P_e \cos \alpha$ می‌باشد. اگر R نیروی برآیند باشد:

$$\vec{R} = \sum \vec{V} + (P_e \cos \alpha) \quad (۶۹-۵)$$

لنگر خالص این نیروها در حول نقطه C برابر است با:

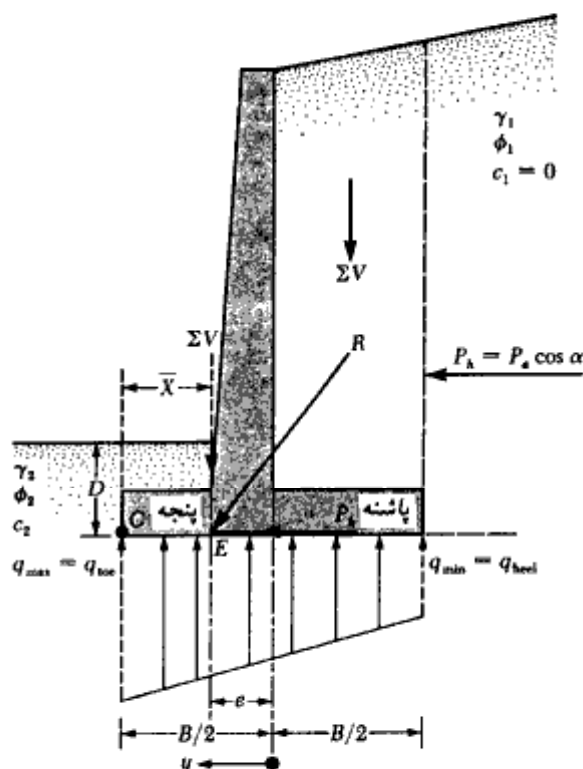
$$M_{net} = \sum M_R - \sum M_O \quad (۷۰-۵)$$

توجه شود که مقادیر $\sum M_R$ و $\sum M_O$ قبلاً تعیین شده‌اند (ستون ۵ از جدول ۱۱-۵ و رابطه ۵-۵۶). اگر امتداد برآیند R ، قاعده دیوار را در E قطع کند، فاصله CE را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود (شکل ۵-۳۲):

$$\overline{CE} = X = \frac{M_{net}}{\sum V} \quad (۷۱-۵)$$

بنابراین برون محوری نیروی R به صورت زیر بیان می‌شود:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (۷۲-۵)$$



شکل ۵-۳۲. کنترل برای ظرفیت باربری

با استفاده از رابطه ترکیب تنشها در مقاومت مصالح، توزیع تنش در زیر پایه به طریق زیر محاسبه می‌شود:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{net} y}{I} \quad (۷۳ - ۵)$$

که در آن:

$$M_{net} = \text{لنگر} = (\sum V)e$$

$I =$ ممان اینرسی پایه دیوار برای واحد طول دیوار که مقدار آن برابر است با:

$$= \frac{1}{12}(1)(B^3)$$

برای تعیین فشار حداکثر و حداقل، مقدار y در رابطه ۷۳ - ۵ مساوی $B/2$ قرار داده می‌شود:

$$q_{max} = q_{toe} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (۷۴ - ۵)$$

$$q_{min} = q_{heel} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (۷۵ - ۵)$$

توجه شود که $\sum V$ شامل وزن خاک (مطابق جدول ۵ - ۱۱) می‌باشد. وقتی که مقدار برون‌محوری e بزرگتر از $B/6$ شود، مقدار q_{min} منفی می‌گردد (رابطه ۷۵ - ۵). این بدان معناست که مقداری تنش کششی در انتهای پاشنه به وجود می‌آید. از آنجایی که در سطح تماس، مقاومت در مقابل کشش وجود ندارد، این تنش کششی عملاً وجود خارجی ندارد. اگر در تحلیل یک دیوار $e > B/6$ به دست آید، ابعاد دیوار باید اصلاح شده و محاسبات باید تجدید شود.

رابطه ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی در فصل سوم به صورت زیر بیان شد:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (۷۶ - ۵)$$

که در آن:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B}$$

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

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

توجه شود که تمامی ضرایب شکل F_{qs} ، $F_{\gamma s}$ ، F_{ci} و $F_{\gamma i}$ که روابط آنها در جدول ۳-۴ ارائه شده است، برای این حالت مساوی ۱ می‌باشند، زیرا پایه دیوار یک شالوده نواری است. به همین علت این ضرایب شکل در رابطه ۵-۷۶ نشان داده نشده‌اند.

با محاسبه ظرفیت باربری نهایی از رابطه ۵-۷۶ ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری نهایی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (5-77)$$

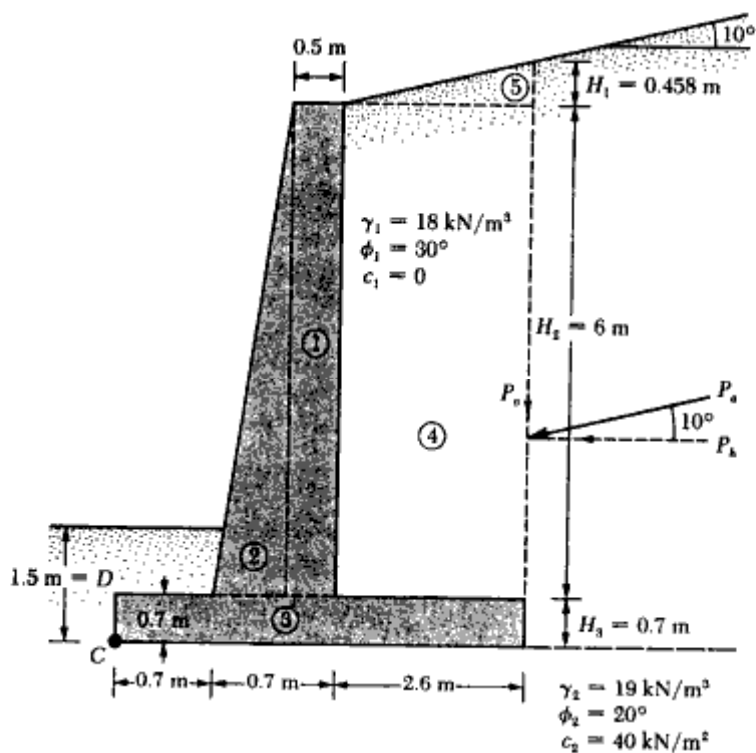
معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است. در فصل ۳ اشاره شده که ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی در نشستی در حدود ۱۰ درصد عرض شالوده به دست می‌آید. در دیوارهای حایل عرض B بزرگ است. بنابراین می‌توان انتظار داشت که بار نهایی q_u در نشست نسبتاً بزرگی رخ می‌دهد. استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را نمی‌دهد که نشست شالوده در محدوده قابل قبولی باشد. چنین موردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد.

مثال ۵-۱۶

در شکل ۵-۳۳ مقطع یک دیوار حایل نشان داده شده است. مطلوب است محاسبه ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری برای این دیوار حایل.

حل:

با مراجعه به شکل ۵-۳۳ داریم:



توجه: سطح آب زیرزمینی، ۲ متر زیر سطح نحتانی شالوده است.

شکل ۵-۳۳-۵ مثال ۵-۱۲

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7$$

$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H'^2 K_a = \frac{1}{2} (18) (7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار

$$\phi_1 = 30^\circ \text{ و } \alpha = 10^\circ \rightarrow K_a = 0.35 \text{ (جدول ۸-۵)}$$

در نتیجه:

$$P_a = \frac{1}{2} (18) (7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10^\circ = 161.4 (\sin 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی
محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	مساحت (m ²)	واحد طول/وزن (kN/m)	لنگر نسبت به C (m)	لنگر (kN-m)
1	6 × 0.5 = 3	70.74	1.15	81.35
2	1/2(0.2)6 = 0.6	15.15	0.833	11.79
3	4 × 0.7 = 2.8	66.02	2.0	132.04
4	6 × 2.6 = 15.6	280.80	2.7	758.16
5	1/2(2.6)(0.458) = 0.595	10.71	3.13	33.52
$P_p = 28.03$			4.0	112.12
$\sum V = 470.45$				$\sum 1128.98$ $= \sum M_R$

$$\gamma_{\text{concrete}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$$

لنگر واژگونی:

$$M_o = P_p \left(\frac{H}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN-m}$$

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{\sum M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.98 > 2 \text{—O.K.}$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

از رابطه ۵-۶۵ داریم:

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_1) + Bk_2 c_2 + P_p}{P_p \cos \alpha}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04) (19) (1.5)^2 + 2(40) (\sqrt{2.04}) (1.5)$$

$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

$$FS_{\text{sliding}} = \frac{(470.45) \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = 2.73 > 1.5 \text{—O.K.}$$

بعضی طراحان، در محاسبه نیروی مقاوم در مقابل پنجه، مقدار D را مساوی ضخامت پایه در نظر می‌گیرند.

ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری با ترکیب روابط ۵-۷۰، ۵-۷۱ و ۵-۷۲ به دست می‌آید:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

مجدداً با استفاده از روابط ۵-۷۴ و ۵-۷۵ می‌توان نوشت:

$$q_{\text{heel}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (پنجه)}$$

$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (پاشنه)}$$

ظرفیت باربری نهایی خاک را می‌توان از رابطه ۵-۷۶ به دست آورد:

$$q_u = c_2 N_c F_{cs} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma i}$$

$$\phi_2 = 20^\circ \text{ (جدول ۳-۲)}, N_c = 14.83, N_q = 6.4, \text{ and } N_\gamma = 5.39.$$

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{cs} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$F_{qs} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma s} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^v}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_o \cos \alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$

۲۰۱

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل

بنابراین:

$$F_{ci} = F_{ci} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{ci} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

در نتیجه:

$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628)$$

$$+ \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$

$$= 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{\text{req}}} = \frac{574.07}{189.2} = 3.03 > 3 \text{—O.K.}$$

(ظرفیت باربری)

مثال ۵-۱۳

در شکل ۵-۳۴ یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوبست 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 کیلو نیوتن بر متر مکعب در نظر بگیرید).

حل:

$$H' = 4.5 + 0.75 = 5.25 \text{ m}$$

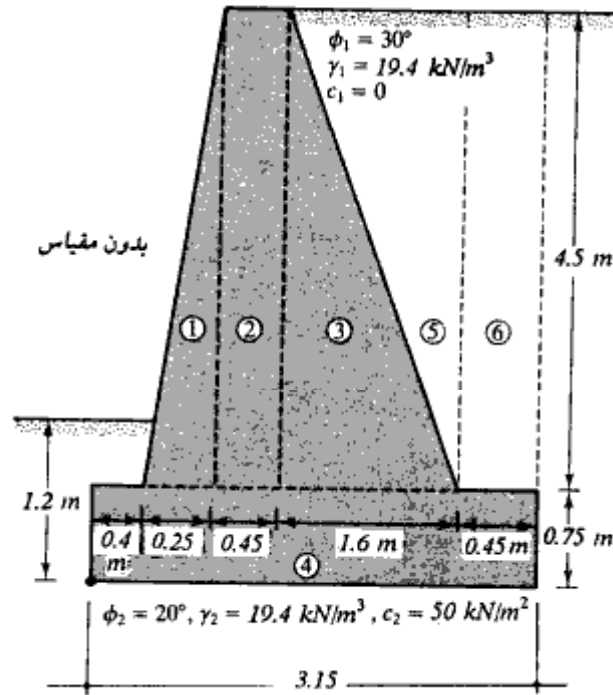
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H')^2 K_a = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.33 = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 0$$

$$P_h = P_a = 88.23 \text{ kN/m}$$

$$P_v = 0$$



شکل ۵-۳۴

قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی
محاسبه لنگر مقاوم:

شماره قسمت	وزن (kN/m)	پاز و تا نقطه C (m)	لنگر در حول C (kN.m/m)
1	$0.5 \times 0.25 \times 4.5 \times 24 = 13.5$	0.57	7.70
2	$0.45 \times 4.5 \times 24 = 48.60$	0.88	42.77
3	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 24 = 86.4$	1.63	140.83
4	$3.15 \times 0.75 \times 24 = 56.70$	1.58	89.59
5	$0.5 \times 1.6 \times 4.5 \times 19.4 = 69.84$	2.17	151.55
6	$0.45 \times 4.5 \times 19.4 = 39.29$	2.93	115.12
	$\Sigma V = 314.33$		547.56

لنگر واژگونی:

$$M_o = \frac{H'}{3} P_a = \frac{5.25}{3} \times 88.23 = 154.40$$

$$\text{ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{547.56}{154.40} = 3.55$$

قسمت ب: ضریب ایمنی در مقابل لغزش

با استفاده از رابطه ۵-۶۵ با فرض $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ و $P_p = 0$ داریم:

$$\begin{aligned} FS_{(\text{sliding})} &= \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\phi_2\right) + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_a} \\ &= \frac{314.33 \times \tan(0.67 \times 20) + 3.15 \times 0.67 \times 50}{88.23} \\ &= \frac{74.88 + 105.53}{88.23} = 2.04 \end{aligned}$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه

با استفاده از روابط ۵-۷۰، ۵-۷۱ و ۵-۷۲ می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{547.56 - 154.40}{314.33} = 0.32 \text{ m} \\ q_{\text{top}} &= \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 + 6 \times 0.32/3.15) = 160.61 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{heel}} &= \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{314.33}{3.15} (1 - 6 \times 0.32/3.15) = 38.96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

مثال ۵-۱۴

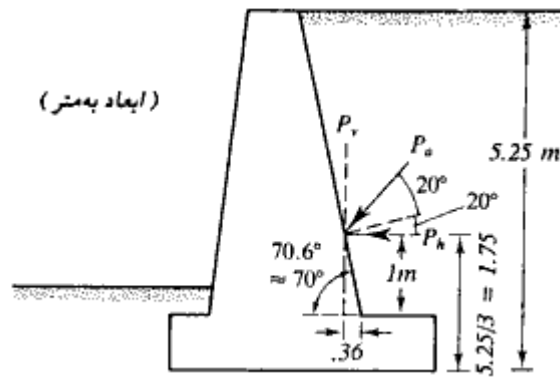
مثال ۵-۱۳ را با استفاده از روش کولمب با فرض $\delta = 2\phi/3$ تکرار کنید:

حل:

با مراجعه به شکل ۵-۳۵، فشار کولمب محاسبه می‌شود:

$$\delta = \frac{2}{3} \phi = \left(\frac{2}{3}\right)(30) = 20^\circ$$

$$K_a = 0.4794 \quad (\alpha = 0^\circ, \beta = 70^\circ) \quad (\text{جدول ۵-۳})$$



بدون مقیاس
شکل ۵-۳۵

$$P_o = 0.5 \times 19.4 \times 5.25^2 \times 0.4794 = 128.17 \text{ kN/m}$$

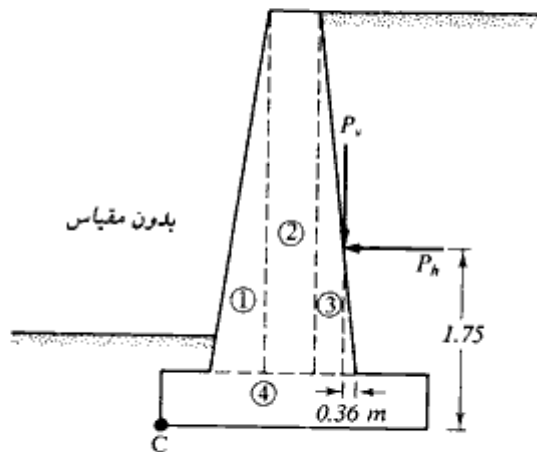
$$P_h = P_o \cos 40 = 128.17 (\cos 40) = 98.18 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_o \sin 40 = 128.17 (\sin 40) = 82.39 \text{ kN/m}$$

قسمت الف: ضریب ایمنی در مقابل واژگونی

لنگر مقاوم:

با مراجعه به اشکال ۵-۳۶ و ۵-۳۴ و استفاده از جدول مثال ۵-۱۳ داریم:



شکل ۵-۳۶

۲۰۵

فشار جانبی خاک و دیوارهای خایل

شماره قسمت	وزن (kN/m) جدول مثال ۱۳-۵	بازو تا نقطه C (m)	لنگر در 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

$$M_o = P_h \frac{H'}{3} = 98.18 \times \frac{5.25}{3} = 171.82 \text{ kN.m/m}$$

$$F_s (\text{واژگونی}) = \frac{473.68}{171.82} = 2.76$$

قسمت ب: ضریب اطمینان در مقابل لغزش:

$$FS_{\text{(sliding)}} = \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\phi_2\right) + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_h}$$

$$= \frac{287.59 \tan(.67 \times 20) + 3.15 (.67 \times 50)}{98.18} = 1.77$$

قسمت پ: فشار خاک در نوک پنجه و پاشنه:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_o}{\sum V} = \frac{3.15}{2} - \frac{473.68 - 171.82}{287.59} = 0.53$$

$$q_{\text{top}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 + \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = 183.47 \text{ kN/m}^2$$

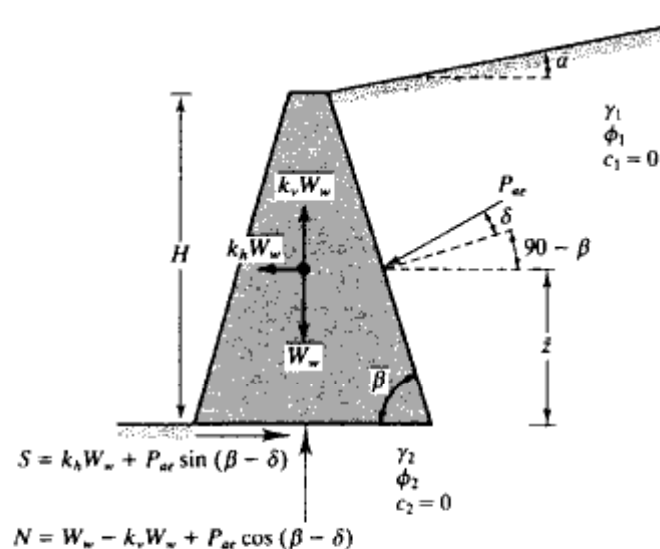
$$q_{\text{heel}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{287.59}{3.15} \left(1 - \frac{6 \times 0.53}{3.15} \right) = -0.87 \approx 0 \text{ kN/m}^2$$

۱۶-۵ طراحی دیوارهای حایل وزنی برای شرایط زلزله

در بخشهای ۱۱-۵ و ۱۲-۵، فشار جانبی خاک (محرک و مقاوم) در روی دیوارهای حایل با در نظر گرفتن نیروهای زلزله مورد بررسی قرار گرفت. حتی در زلزله‌های متوسط نیز اغلب دیوارهای حایل تغییر مکانهای محدودی را تحمل می‌نمایند. ریچاردز، و المس^۱ (۱۹۷۹) روشی برای طراحی دیوارهای حایل وزنی برای شرایط زلزله پیشنهاد کردند که در آن مقدار محدودی تغییر مکان جانبی اجازه داده می‌شود. در این روش نیروهای اینرسی خود دیوار نیز منظور می‌شود. شکل ۵-۳۷ یک دیوار حایل را با نیروهای مختلف مؤثر بر آن نشان می‌دهد. توجه شود که W_w وزن دیوار حایل برای واحد طول می‌باشد. سایر علائم به کار رفته در این شکل مطابق بخش ۵-۱۱ می‌باشند. همچنین چسبندگی خاکریز نیز مساوی صفر فرض شده است. با در نظر گرفتن تعادل دیوار می‌توان به دست آورد:

$$W_w = \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} \right] C_{IE} \quad (۷۸-۵)$$

که در آن γ_1 وزن مخصوص خاکریز است و:



شکل ۵-۳۷- پایداری دیوارهای حایل تحت نیروی زلزله

1- Richards and Elms (1979)

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta) \tan \phi_2}{(1 - k_v)(\tan \phi_2 - \tan \theta')} \quad (۷۹ - ۵)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

برپایه روابط ۷۸ - ۵ و ۷۹ - ۵، از روش گام به گام زیر می‌توان برای تعیین وزن W_w با فرض یک تغییر مکان قابل قبول در هنگام زلزله استفاده کرد:

۱. تغییر مکان قابل تحمل Δ دیوار را انتخاب کنید.
۲. مقدار k_h طرح را با استفاده از رابطه زیر تعیین نمایید:

$$k_h = A_g \left(\frac{0.51 A_r^2}{A_g \Delta} \right)^{0.25} \quad (۸۰ - ۵)$$

- در رابطه قبل، A_g و A_r ضرایب شتاب مؤثر و Δ تغییر مکان برحسب سانتیمتر می‌باشد.
۳. با فرض $k_v = 0$ و استفاده از k_h به دست آمده از گام ۲، K_{se} را از رابطه ۵ - ۴۸ تعیین کنید.
 ۴. با استفاده از K_{se} تعیین شده از گام ۳ و رابطه ۵ - ۷۸، وزن W_w دیوار را تعیین کنید.
 ۵. یک ضریب اطمینان به مقدار W_w به دست آمده در گام ۴ اعمال کنید.

مثال ۵ - ۱۵

با مراجعه به مثال ۵ - ۱۱، وزن لازم دیوار را برای شرایط زیر تعیین نمایید.

الف: شرایط استاتیک

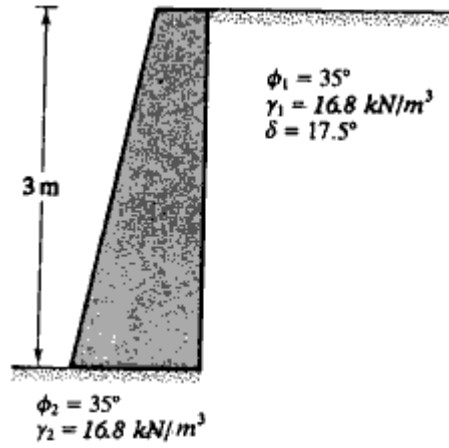
ب: تغییر مکان جانبی صفر در هنگام زلزله

ب: تغییر مکان جانبی ۳/۸ سانتیمتر در هنگام زلزله

فرض نمایید:

$$k_h = 0.25, A_g = 0.2, \text{ و } A_r = 0.2 \text{ و } \gamma_1 = \gamma_2 = 16.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{و } 1/5 = \text{ضریب اطمینان و (شکل ۵ - ۳۸) } \phi_1 = \phi_2 = 35^\circ = \phi$$



شکل ۵-۳۸

حل:

قسمت الف: برای شرایط استاتیک چون $\theta = 0$ است، رابطه ۵-۷۹ به صورت زیر به دست می آید:

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta) \tan \phi}{\tan \phi}$$

از مثال ۵-۱۱، داریم:

$$\beta = 90^\circ, \delta = 17.5^\circ, \text{ and } \phi = 35^\circ$$

در نتیجه:

$$\begin{aligned}
 C_{IE} &= \frac{\sin(90 - 17.5) - \cos(90 - 17.5) \tan 35}{\tan 35} \\
 &= \frac{0.954 - (0.3)(0.7)}{0.7} = 1.06
 \end{aligned}$$

برای شرایط استاتیک، $K_{se} = K_e$ است. بنابراین:

$$\begin{aligned}
 W_w &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_e C_{IE} \\
 K_e &\approx 0.24 \text{ (رابطه ۵-۱۹)} \\
 W_w &= 0.5 \times 16.8 \times 3^2 \times 0.24 \times 1.06 = 19.23 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

۲۰۹

فشار جانبی خاک و دیوارهای حایل

با اعمال ضریب اطمینان ۱/۵ به دست می آید:

$$W_w = 1.5 \times 19.23 = 28.85 \text{ kN/m}$$

قسمت ب:

برای شرایط تغییر مکان جانبی صفر، با فرض $k_v = 0$ داریم:

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta) \tan \phi_2}{\tan \phi_2 - \tan \theta'}$$

$$\tan \theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.25}{1 - 0} = 0.25$$

$$C_{IE} = \frac{\sin(90 - 17.5) - \cos(90 - 17.5) \tan 35}{\tan 35 - 0.25}$$

$$= \frac{0.954 - 0.21}{0.7 - 0.25} = 1.653$$

$$W_w = \underbrace{\left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} \right]}_{35.68} C_{IE} \quad (K_{ae} = 0.472, 11 - 5 \text{ مثال})$$

$$= 35.68 \times 1.653 = 58.98 \text{ kN/m}$$

با ضریب اطمینان ۱/۵ مقدار $W_w = 88.47 \text{ kN}$ به دست می آید.

قسمت پ:

برای تغییر مکان جانبی ۳/۸ سانتیمتر داریم:

$$k_h = A_a \left(\frac{0.51 A_v^2}{A_a \Delta} \right)^{0.25} = 0.2 \left[\frac{0.51 \times 0.2^2}{0.2 \times 3.8} \right]^{0.25} = 0.081$$

$$\tan \theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.081}{1 - 0} = 0.081$$

$$C_{IE} = \frac{\sin(90 - 17.5) - \cos(90 - 17.5) \tan 35}{\tan 35 - 0.081} = 1.2$$

$$W_w = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{ae} C_{IE}$$

↑
رابطه ۵ - ۴۸

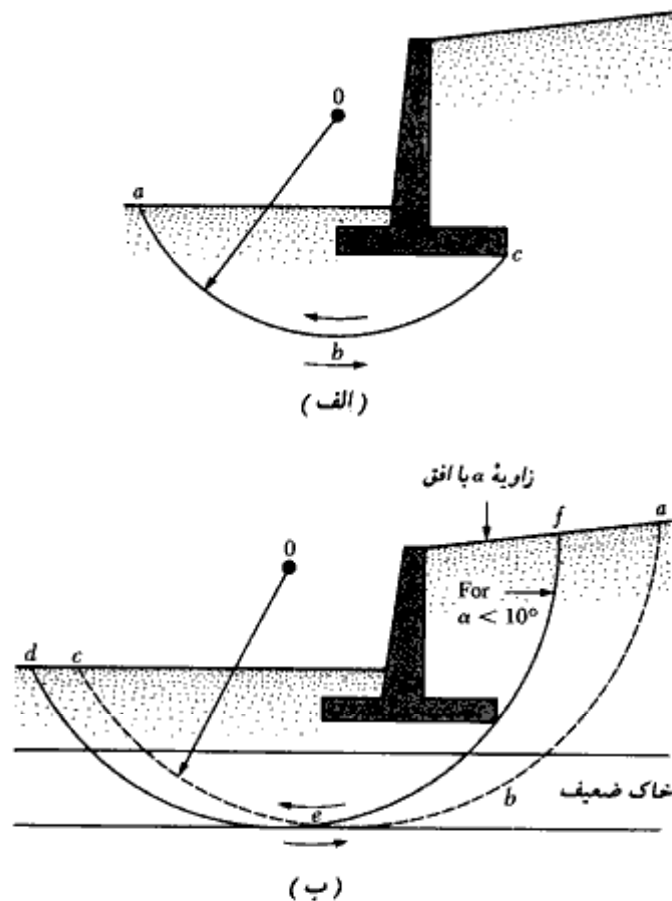
$$\approx 0.294$$

$$W_w = 0.5 \times 16.8 \times 3^2 \times 0.294 \times 1.2 = 26.67 \text{ kN/m}$$

با ضریب اطمینان ۱/۵ مقدار $W_w = 40.01 \text{ kN/m}$

۱۷-۵ انواع دیگر خرابیهای ممکن دیوارهای حایل

علاوه بر سه حالت خرابی دیوار حایل که در بخش ۵-۱۵ مورد بحث قرار گرفت، احتمال دو خرابی دیگر در دیوار حایل وجود دارد: (الف) گسیختگی برشی سطحی^۱ (ب) گسیختگی برشی عمقی^۲. مطابق شکل ۵-۳۹-الف، گسیختگی برشی سطحی در خاک زیر پایه دیوار حایل در امتداد یک سطح لغزش استوانه‌ای abc که از نوک پاشنه عبور می‌کند، به وجود می‌آید. مرکز قوس دایره‌ای abc در نقطه O قرار دارد که محل آن به وسیله آزمون و خطا برای رسیدن به حداقل ضریب اطمینان،



شکل ۵-۳۹- (الف) گسیختگی برشی سطحی، (ب) گسیختگی برشی عمیق

1- shallow shear failure

2- deep shear failure

به دست می‌آید. این نوع گسیختگی به علت ایجاد تنش برشی بیش از حد مجاز در سطح استوانه‌ای رخ می‌دهد. در حالت کلی، ضریب ایمنی در مقابل لغزش افقی کمتر از ضریب ایمنی به دست آمده در گسیختگی برشی سطحی است. بنابراین اگر ضریب اطمینان در مقابل لغزش بزرگتر از $1/5$ باشد، گسیختگی برشی سطحی در زیر پایه به وجود نخواهد آمد.

اگر در عمقی در حدود $1/5$ برابر ارتفاع دیوار حایل، یک لایه ضعیف خاک وجود داشته باشد، گسیختگی برشی عمیق می‌تواند در امتداد سطح لغزش استوانه‌ای abc به وجود آید. در چنین حالتی برای پیدا کردن سطح لغزش بحرانی، باید آزمون و خطاهای متعددی با انتخاب مراکز گوناگون نظیر O (شکل ۵ - ۳۹ - ب) انجام شود. سطح گسیختگی که به ازای آن حداقل ضریب ایمنی به وجود می‌آید، سطح لغزش بحرانی نامیده می‌شود. برای خاکریزی با شیب سطحی کوچکتر از 10° درجه، مشاهده شده است که سطح لغزش بحرانی از لبه خارجی پاشنه عبور می‌کند (نظیر دایره def در شکل ۵ - ۳۹ - ب). در چنین وضعیتی نیز حداقل ضریب ایمنی را می‌توان با آزمون و خطا و انتخاب نقاط مختلفی برای مرکز دایره لغزش تعیین نمود.

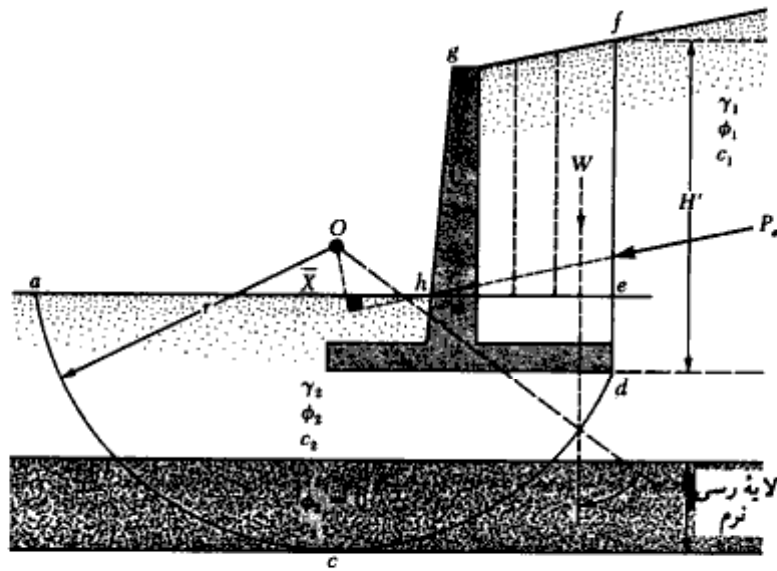
یک روش تقریبی برای تعیین ضریب ایمنی در مقابل گسیختگی برشی عمیق برای خاکریزی با شیب ($\alpha < 10^\circ$) به صورت گام به گام در زیر ارائه می‌شود (تنگ^۱ (۱۹۶۲) به شکل ۵ - ۴۰ مراجعه شود).

گام ۱. با یک مقیاس مناسب، دیوار حایل و خاک زیر آن را رسم کنید.
گام ۲. برای مرکز آزمایشی O ، دایره لغزش $abcd$ را رسم کنید. برای تمام مقاصد عملی، وزن خاک در سطح $abcde$ را می‌توان نسبت به خط قائم ماز بر نقطه O متقارن در نظر گرفت. شعاع دایره لغزش را مساوی r فرض کنید.

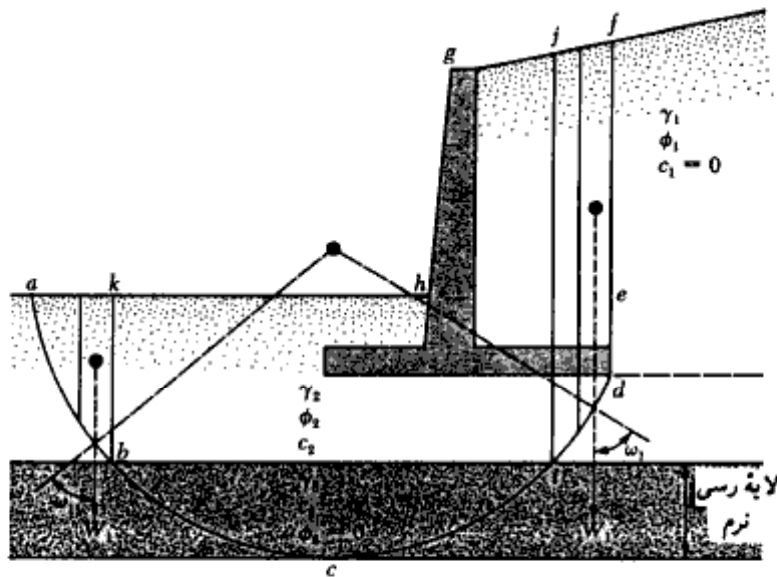
گام ۳. برای تعیین نیروی رانش در روی سطح گسیختگی که باعث ناپایداری می‌شود (شکل ۵ - ۴۰ - الف)، سطح ناحیه $efgh$ به قطعات متعددی تقسیم می‌شود. برحسب مورد، این قطعات را می‌توان به صورت مستطیلها و یا مثلثهایی در نظر گرفت.

گام ۴. با محاسبه مساحت هر یک از این قطعات، وزن خاک یا بتن قرار گرفته در محدوده این قطعه برای واحد طول دیوار محاسبه می‌شود.

گام ۵. یک خط قائم از مرکز هر یک از قطعات رسم نموده و محل تقاطع هر خط قائم را با دایره لغزش مشخص نمایید.



(الف) تعیین نیروهای رانشی



(ب) تعیین نیروهای مقاوم

شکل ۵-۴۰- محاسبات پایداری در گسیختگی برشی عمیق

- گام ۶. مرکز O دایره لغزش را به نقطه تقاطع به دست آمده در گام پنجم وصل نمایید.
 گام ۷. زاویه ω را که هر خط قائم با خط شعاعی مربوطه می‌سازد، به دست آورید.
 گام ۸. مقدار $W \sin \omega$ را برای هر قطعه محاسبه کنید.
 گام ۹. مقدار نیروی محرک P_o را در روی df از رابطه $\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_o$ محاسبه نمایید.
 گام ۱۰. حال می‌توان کل نیروی رانش را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\sum (W \sin \omega) + \frac{P_o \bar{X}}{r} \quad (۸۱-۵)$$

- که در آن \bar{X} مساوی فاصله قائم بین امتداد تأثیر P_o و مرکز O می‌باشد.
 گام ۱۱. برای تعیین نیروی مقاوم روی سطح گسیختگی (شکل ۵ - ۴۰ - ب)، سطح موجود در نواحی abk و $ideff$ را به قطعات متعدد تقسیم نموده و وزن W_1 هر قطعه را برای واحد طول دیوار محاسبه نمایید. توجه شود که نقاط f و b در تراز فوقانی لایه نرم رسی قرار دارند.
 گام ۱۲. از مرکز هر یک از قطعات یک خط قائم رسم نمود و محل تقاطع این خط قائم را با دایره لغزش تعیین نمایید.

- گام ۱۳. مرکز O را به هر یک از نقاط تقاطع به دست آمده در گام قبل وصل نمایید. همچنین زاویه ω_1 بین خطوط شعاعی و خطوط قائم را تعیین نمایید.
 گام ۱۴. برای هر قطعه مقدار زیر را تعیین نمایید:

$$W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1$$

گام ۱۵. مقدار زیر را محاسبه نمایید:

$$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$$

که در آن l_1 ، l_2 و l_3 طول کمانهای ab ، bi و id می‌باشند.

- گام ۱۶. حداکثر نیروی مقاوم که می‌تواند در امتداد سطح گسیختگی بسیج شود، برابر است با:

$$\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 \quad (۸۲-۵)$$

 گام ۱۷. در نتیجه ضریب ایمنی در مقابل گسیختگی برشی عمیق برابر می‌شود با:

$$FS_{(\text{deep shear failure})} = \frac{\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3}{\sum (W \sin \omega) + \frac{P_o \bar{X}}{r}} \quad (۸۳-۵)$$

- گام ۱۸. دایره گسیختگی آزمایشی متعدد دیگری نیز به طریق فوق باید رسم شده و ضریب ایمنی آنها به طریق مشابه به دست آید. دایره لغزش مربوط به کمترین ضریب ایمنی، دایره لغزش مطلوب می‌باشد.

۱۸-۵ توصیه‌هایی در خصوص پایداری

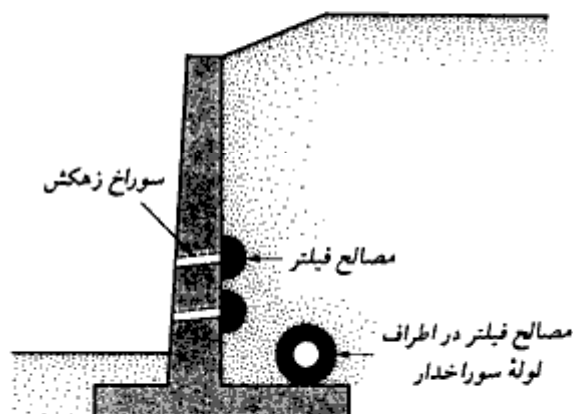
وقتی که یک لایه خاک ضعیف در عمق کم قرار دارد - یعنی در عمقی در حدود ۱/۵ برابر ارتفاع دیوار حایل - ظرفیت باربری لایه ضعیف باید به دقت مورد جستجو قرار گیرد. باید به امکان نشستهای بیش از حد هم توجه کرد. گاهی مواقع استفاده از مصالح سبک برای خاکریز پشت دیوار می‌تواند مسئله را حل نماید.

گاهی مواقع برای انتقال بار شالوده به لایه محکم‌تر، از شمع استفاده می‌شود. لیکن در صورت وقوع گسیختگی برشی عمیق، این شمعها تحت رانش خاک لغزش یافته قرار گرفته و از بین می‌روند. در صورت استفاده از شمع در دیوارهای حایل، این مسئله باید مورد توجه قرار گیرد.

۱۹-۵ زهکشی خاکریز پشت دیوار حایل

به علت بارندگی و یا جریان آبهای سطحی، مصالح خاکریز پشت دیوار حایل ممکن است به حال اشباع درآیند. اشباع شدن آب باعث افزایش فشار و در نهایت ناپایداری دیوار می‌شود. به همین علت باید با استفاده از سوراخهای زهکش در دیوار و یا لوله‌های سوراخدار، شرایط مناسبی برای زهکشی پشت دیوار به وجود آورد (شکل ۵ - ۴۱).

در صورت استفاده از سوراخ زهکش در دیوار، قطر آن نباید کمتر از ۱۰ سانتیمتر شود و فواصل آنها نیز باید مناسب باشد. همیشه این امکان وجود دارد که ریزدانه‌های خاک شسته شده و به سمت سوراخ زهکش و یا لوله سوراخدار روان شده و باعث گرفته شدن آنها گردند. برای



شکل ۵ - ۴۱ - تمهیدات زهکشی در پشت دیوار حایل

جلوگیری از این پدیده، در پشت سوراخهای زهکش و در اطراف لوله‌های سوراخدار باید مصالح فیلتر تعبیه گردد. وقتی از مصالح دانه‌ای به عنوان فیلتر استفاده شود، اصول ارائه شده در بخش (۱-۱۱) باید دنبال شود. در مثال ۵-۱۶، روش طراحی فیلتر ارائه شده است.

مثال ۵-۱۶

شکل ۵-۴۲ منحنی دانه‌بندی مصالح خاکریز دیوار را نشان می‌دهد. با استفاده از اصول ارائه شده در بخش ۱-۱۱، حدود منحنی دانه‌بندی فیلتر را تعیین نمایید.

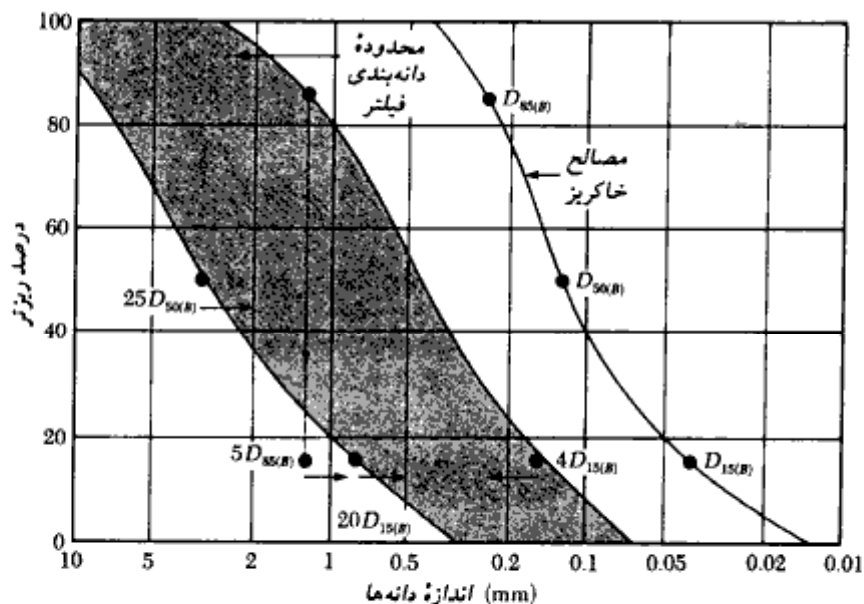
حل:

با استفاده از منحنی دانه‌بندی شکل ۵-۲۴، مقادیر زیر را می‌توان تعیین نمود:

$$D_{15(B)} = 0.04 \text{ mm}$$

$$D_{85(B)} = 0.25 \text{ mm}$$

$$D_{50(B)} = 0.13 \text{ mm}$$



شکل ۵-۴۲ - مربوط به مثال ۵-۱۶

شرایط لازم برای فیلتر

۱- $D_{15(F)}$ باید کمتر از $5D_{85(B)}$ باشد. یعنی:

$$5 \times 0.25 = 1.25 \text{ mm}$$

۲- $D_{15(F)}$ باید بزرگتر از $4D_{15(B)}$ باشد. یعنی:

$$4 \times 0.04 = 0.16 \text{ mm}$$

۳- $D_{50(F)}$ باید کمتر از $25D_{50(B)}$ باشد. یعنی:

$$25 \times 0.13 = 3.25 \text{ mm}$$

۴- $D_{15(F)}$ باید کمتر از $20D_{15(B)}$ باشد. یعنی:

$$20 \times 0.04 = 0.8 \text{ mm}$$

نقاط محدودکننده روی نمودار شکل ۵- ۴۲ برده می‌شوند. از این نقاط، دو منحنی مشابه منحنی دانه‌بندی خاک خاکریز عبور داده می‌شود. حد فاصل این دو منحنی، محدوده مجاز برای مصالح فیلتر می‌باشد.

۵- ۲۰ تعبیه درز در دیوهای حایل

در هنگام ساخت دیوار حایل، از چند و یا تمام درزهای زیر استفاده می‌شود:

۱- درزهای اجرایی^۱ (شکل ۵- ۴۳- الف). این درزها، درزهای افقی و یا قائم هستند که در حد فاصل دو مرحله بتن‌ریزی مورد استفاده قرار می‌گیرند. به منظور افزایش مقاومت برشی، ممکن است در این درزها از زبانه برشی استفاده شود. اگر از زبانه برشی استفاده نشود، سطح بتن سخت‌شده، قبل از بتن‌ریزی مرحله جدید، باید ناهموار و تمیز شود.

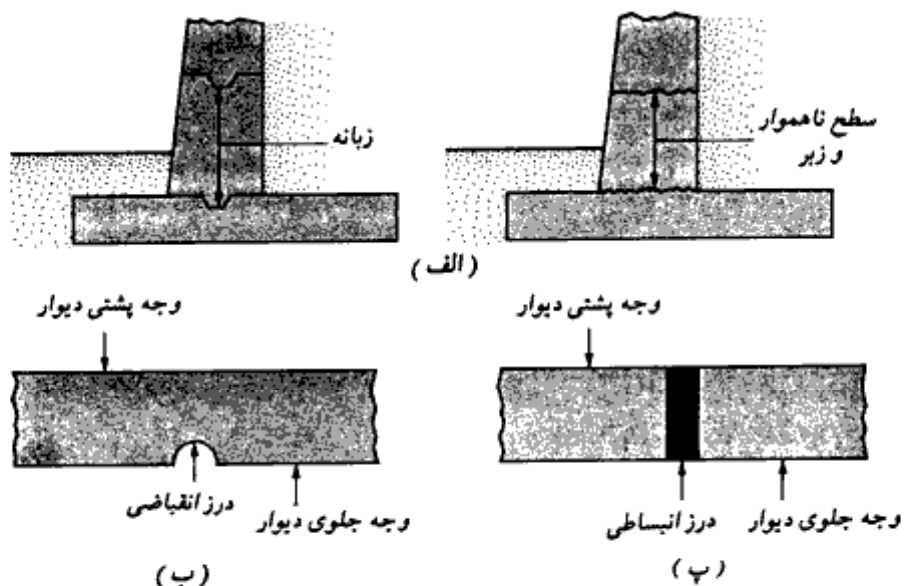
۲- درزهای انقباضی^۲ (شکل ۵- ۴۳- ب): درز انقباضی یک درز قائم در تمام ارتفاع دیوار از بالای پایه تا بالای دیوار است که وظیفه آن کنترل جمع‌شدگی طولی دیوار می‌باشد. در این درز به وسیله ایجاد شیارهای قائم، مقطع بتن عمداً ضعیف می‌شود تا هرگونه ترک احتمالی، در داخل این شیارها اتفاق بیفتند. عرض شیارها ۶ تا ۸ میلیمتر و عمق آنها ۱۲ تا ۱۶ میلیمتر می‌باشند.

۳- درزهای انبساطی^۳ (شکل ۵- ۴۳- پ). درز انبساطی یک درز جدایی قائم از پایین پایه تا

1- construction joint

2- contraction joint

3- expansion joints



شکل ۵-۴۳- (الف) درز اجرایی، (ب) درز انقباضی، (پ) درز انبساطی

بالای دیوار است که وظیفه آن کنترل تغییر طولهای حرارتی دیوار می باشد. در این درز هم میلگردها و هم بتن قطع شده و بین آنها فاصله قرار داده می شود. این فاصله توسط درزگیر پر می شود. برای انتقال برش، ممکن است میلگردهایی با طول محدود از درز عبور داده شوند. این میلگردها گریسکاری می شوند تا چسبندگی با بتن نداشته باشند.

مسائل فصل پنجم

۱-۵ - در شکل ۵-۲- الف، داریم:

$$H = 3.6 \text{ m} \text{ و } q = 0 \text{ و } \gamma = 17.28 \text{ kN/m}^3 \text{ و } C = 0 \text{ و } \Phi = 30^\circ$$

مطلوب است تعیین فشار جانبی در حال سکون برای واحد طول دیوار. همچنین محل برآیند را نیز تعیین نمایید. از رابطه ۵-۳ استفاده کنید.



۲-۵ - مسئله ۱-۵ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$H = 3.5 \text{ m} \text{ و } q = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3 \text{ و } C = 0 \text{ و } \Phi = 35^\circ$$

۳-۵ - در شکل ۲-۵ الف داریم:

$$H = 4.5 \text{ m} \text{ و } q = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3 \text{ و } C = 0 \text{ و } \Phi = 38^\circ$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 15.4 \text{ kN/m}^3$$

با استفاده از رابطه ۵-۱۱، نیروی فشار جانبی وارد بر واحد طول دیوار را محاسبه نمایید.

۴-۵ - در شکل ۳-۵ الف، اطلاعات زیر در دست است:

$$H = 4 \text{ m} \text{ و } H_1 = 1.5 \text{ m} \text{ و } q = 0 \text{ و } \gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma_{\text{sat}} = 19.6 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi = 32^\circ \text{ و } C = 0$$

با استفاده از رابطه ۳-۵ توزیع فشار جانبی را در حال سکون محاسبه کرده و نیروی وارد بر واحد طول دیوار همراه با نقطه تأثیر برآیند را تعیین نمایید.

۵-۵ - در شکل ۳-۵ الف، داریم:

$$H_1 = 4.5 \text{ m} \text{ و } H_2 = 0 \text{ و } q = 0 \text{ و } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

خاکریز رس اضافه تحکیم یافته با نشانه خمیری ۲۳ است. اگر نسبت اضافه تحکیمی ۲/۲ باشد، مطلوبست تعیین فشار جانبی وارد بر واحد طول دیوار در حال سکون. نقطه تأثیر برآیند را نیز تعیین کنید. از روابط ۵-۵ و ۷-۵ استفاده نمایید.

۶-۵ - مسئله ۵-۵ را با فرض فشار سربار $q = 30 \text{ kN/m}^2$ تکرار نمایید.

۷-۵ - در شکل ۵-۵ الف داریم:

$$H = 4.8 \text{ m} \text{ و } \Phi = 0 \text{ (خاکریز رس اشباع) و } C = 25 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma_{\text{sat}} = 19.2 \text{ kN/m}^3$$

مطلوبست تعیین:

الف - نمودار توزیع فشار محرک رانکین در پشت دیوار

ب - عمق ترک σ_z

پ - نیروی محرک رانکین وارد بر واحد طول دیوار قبل و بعد از وقوع ترک

۸ - ۵ - در مسئله ۷ - ۵ مطلوبست:

الف - نمودار توزیع فشار مقاوم رانکین در پشت دیوار

ب - مقدار و نقطه تأثیر برآیند فشار فوق برای واحد طول دیوار

۹ - ۵ - یک دیوار حایل قائم (شکل ۵ - ۵ - الف) با ارتفاع ۶/۳ متر، دارای خاکریزی با سطح افقی

است. مشخصات خاکریز به قرار زیر است:

$$\gamma = 17.9 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \Phi = 26^\circ \text{ و } C = 15 \text{ kN/m}^2$$

مطلوبست تعیین نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار بعد از وقوع ترک کششی

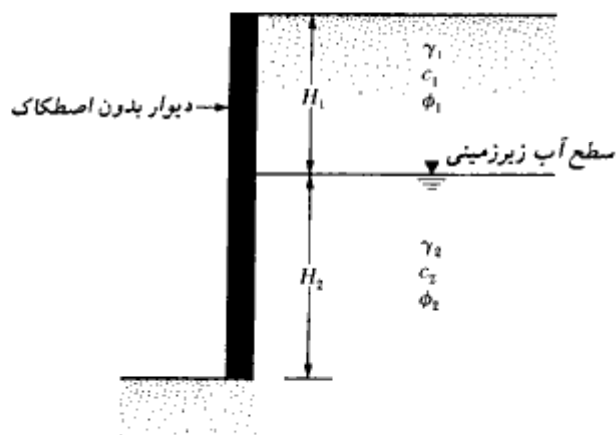
۱۰ - ۵ - مسئله ۹ - ۵ را برای فشار مقاوم رانکین تکرار نمایید.

۱۱ - ۵ - در شکل داریم:

$$H_1 = 2.4 \text{ m و } h_2 = 4.8 \text{ m و } \gamma_1 = 17.6 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \Phi_1 = 38^\circ$$

$$C_1 = 0 \text{ و } \gamma_2 = 22.4 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \Phi_2 = 25^\circ \text{ و } C_2 = 10.5 \text{ kN/m}^2$$

مطلوبست تعیین فشار محرک رانکین برای واحد طول دیوار



شکل مسئله ۱۱ - ۵

۱۲-۵ - مسئله ۵-۱۱ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$C_1 = 21 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \Phi_1 = 28^\circ$$

مطلوبست تعیین P_e بعد از وقوع ترک کششی

۱۳-۵ - مسئله ۵-۱۱ را برای حالت فشار مقاوم رانکین تکرار نمایید.

۱۴-۵ - مسئله ۵-۱۲ را برای حالت فشار مقاوم رانکین تکرار نمایید.

۱۵-۵ - در شکل ۵-۹ الف داریم:

$$\alpha = 10^\circ \text{ و } C = 0 \text{ و } \delta = 20^\circ \text{ و } \Phi = 30^\circ \text{ و } \gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3 \text{ و } H = 3.6 \text{ m}$$

$$\beta = 85^\circ$$

مطلوبست تعیین نیروی محرک کولمب برای واحد طول دیوار و امتداد و نقطه تأثیر نیروی برآیند.

۱۶-۵ - برای دیوار حایل شرح داده شده در مسئله ۵-۱۵، مطلوبست تعیین نیروی مقاوم کولمب برای واحد طول دیوار و نقطه تأثیر و امتداد نیروی برآیند.

۱۷-۵ - در شکل ۵-۱۰ داریم:

$$C = 0 \text{ و } \delta = 24^\circ \text{ و } \Phi = 36^\circ \text{ و } q = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3 \text{ و } H = 5 \text{ m}$$

$$\alpha = 15^\circ \text{ و } \beta = 85^\circ$$

مطلوبست تعیین نیروی محرک کولمب بر یک متر طول دیوار

۱۸-۵ - یک دیوار قائم دارای خاکریزی با سطح افقی می‌باشد. داریم:

$$H = 3 \text{ m: ارتفاع دیوار}$$

$$\gamma = 17.92 \text{ kN/m}^3 \text{ : مصالح خاکریز}$$

$$\Phi = 40^\circ$$

$$\delta = 30^\circ$$

مطلوبست تعیین نیروی P_e برای واحد طول دیوار. از رابطه ۵-۲۸ و جدول ۵-۷

استفاده نمایید.

۱۹-۵ - در شکل ۱۶-۵ داریم:

$$H = 8.2 \text{ m} \quad \text{و} \quad \Phi = 35^\circ \quad \text{و} \quad \alpha = 10^\circ \quad \text{و} \quad \gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3 \quad \text{و} \quad C = 0$$

مطلوبست تعیین:

الف: شدت نیروی محرک رانکین در اعماق $z = 2, 4, 6$ و 7.5 m .

ب: تعیین نیروی محرک رانکین بر واحد طول دیوار و امتداد و نقطه تأثیر برآیند.

۲۰-۵ - مطلوب است حل مجدد مسئله ۱۵-۵ با احتساب نیروی زلزله با $k_h = 0.25$ و $k_v = 0$.

نقطه تأثیر برآیند P_{ee} را نیز تعیین نمایید.

۲۱-۵ - مسئله ۱۶-۵ را با در نظر گرفتن نیروی زلزله با $k_h = 0.3$ و $k_v = 0$ تکرار نمایید.

۲۲-۵ - در شکل ۱۷-۵ داریم:

$$H = 3.6 \text{ m} \quad \text{و} \quad a' = 0.9 \text{ m} \quad \text{و} \quad b' = 1.35 \text{ m} \quad \text{و} \quad q = 26 \text{ kN/m}^2$$

مطلوبست تعیین:

الف: نیروی جانبی بر واحد طول دیوار به علت فقط سربار

ب: محل مرکز فشار \bar{z}

۲۳-۵ - برای دیوار حایل نشان داده شده در شکل داریم:

$$\text{ابعاد دیوار: } H = 8 \text{ m}, x_1 = 0.4 \text{ m}, x_2 = 0.6 \text{ m}, x_3 = 1.5 \text{ m}, x_4 = 3.5 \text{ m}, x_5 = 0.96 \text{ m}, D = 1.75 \text{ m}, \alpha = 10^\circ$$

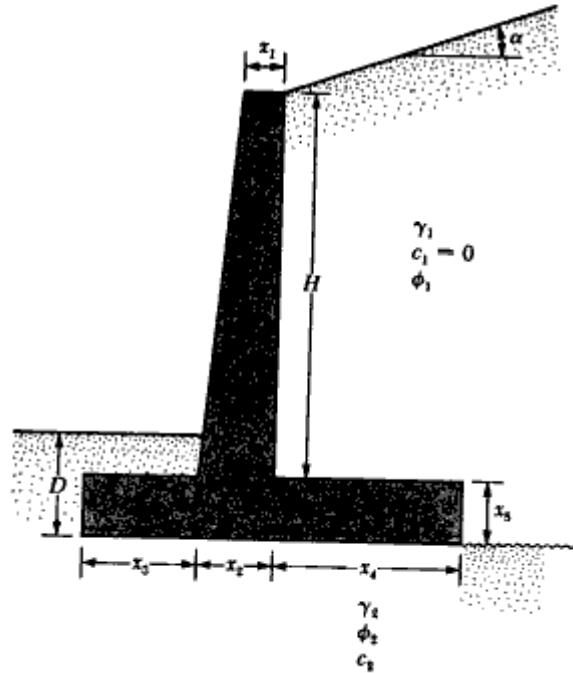
$$\text{مشخصات خاک: } \gamma_1 = 16.8 \text{ kN/m}^3, \phi_1 = 32^\circ, \gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3, \phi_2 = 28^\circ, c_2 = 30 \text{ kN/m}^2$$

مطلوبست محاسبه ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش و ظرفیت باربری

۲۴-۵ - مسئله ۲۳-۵ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$\text{ابعاد دیوار: } H = 4.8 \text{ m} \quad \text{و} \quad x_1 = 0.46 \text{ m} \quad \text{و} \quad x_2 = 0.76 \text{ m} \quad \text{و} \quad x_3 = 1.8 \text{ m}$$

$$x_5 = 0.83 \text{ m} \quad \text{و} \quad D = 1.2 \text{ m} \quad \text{و} \quad \alpha = 10^\circ$$



شکل مسئله ۵-۲۳

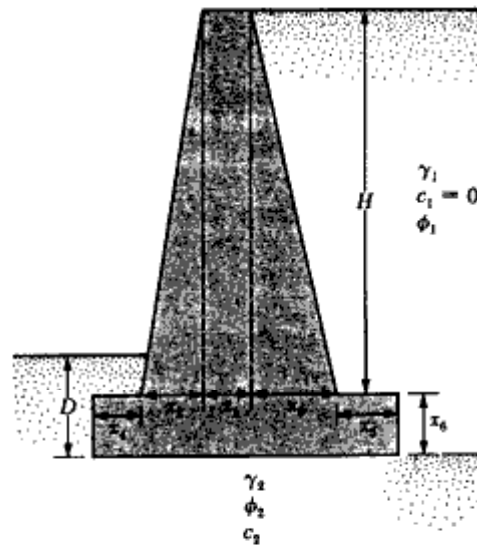
و $\gamma_2 = 17.1 \text{ kN/m}^3$ و $\Phi_1 = 34^\circ$ و $\gamma_1 = 18.7 \text{ kN/m}^3$: مشخصات خاک
 $\Phi_2 = 18^\circ$ و $C_2 = 45 \text{ kN/m}^2$

۵-۲۵ - مسئله ۵-۲۳ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

ابعاد دیوار: $\gamma_1 = 18.08 \text{ kN/m}^3$, $\phi_1 = 36^\circ$, $\gamma_2 = 19.65 \text{ kN/m}^3$, $\phi_2 = 15^\circ$, $c_2 = 30 \text{ kN/m}^2$

مشخصات خاک: $H = 6.5 \text{ m}$, $x_1 = 0.3 \text{ m}$, $x_2 = 0.6 \text{ m}$, $x_3 = 0.8 \text{ m}$, $x_4 = 2 \text{ m}$, $x_5 = 0.8 \text{ m}$, $D = 1.5 \text{ m}$, $\alpha = 0^\circ$

۵-۲۶ - در مسئله ۵-۲۵، اگر پاشنه دیوار با زاویه $\alpha = 45^\circ$ پخدار شده باشد، ضریب ایمنی در مقابل لغزش چقدر خواهد بود. (برای تعریف α به شکل ۵-۳۰ مراجعه شود)



شکل مسئله ۲۷-۵

۲۷-۵ - در شکل یک دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. مطلوبست تعیین ضریب ایمنی در مقابل واژگونی و لغزش. داریم:

ابعاد دیوار: $H = 6 \text{ m}$, $x_1 = 0.6 \text{ m}$, $x_2 = 0.2 \text{ m}$, $x_3 = 2 \text{ m}$, $x_4 = 0.5 \text{ m}$, $x_5 = 0.75 \text{ m}$, $x_6 = 0.8 \text{ m}$, $D = 1.5 \text{ m}$

مشخصات خاک: $\gamma_1 = 16.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi_1 = 32^\circ$, $\gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi_2 = 22^\circ$, $c_2 = 40 \text{ kN/m}^2$

برای محاسبات از فشار محرک رانکین استفاده نمایید (به شکل ۲۵-۵ مراجعه شود).

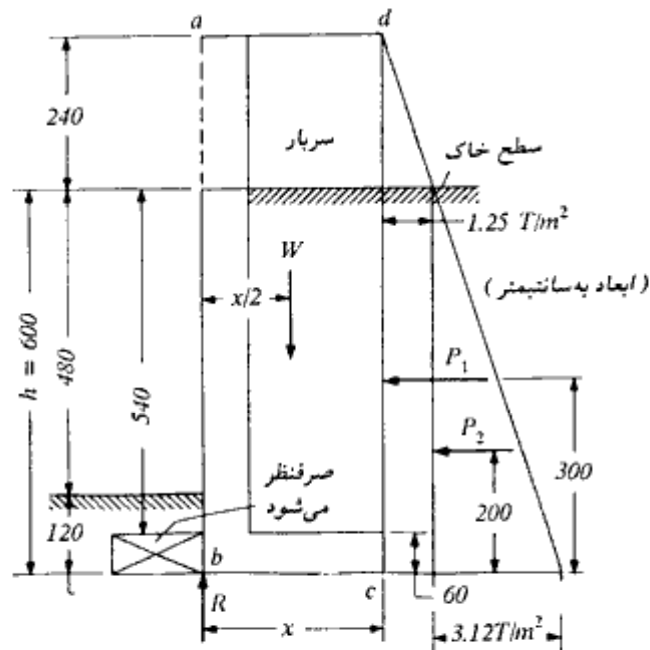
۲۸-۵ - مسئله ۲۷-۵ را با استفاده از فشار محرک کولمب تکرار نمایید. مقدار $\delta = \frac{2}{3}\phi_1$ فرض شود.

مآخذ فصل پنجم

- Applied Technology Council (1978). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," *Publication ATC-3-06*.
- Brooker, E. W., and Ireland, H. O. (1965). "Earth Pressure at Rest Related to Stress History," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, No. 1, pp. 1-15.
- Caquot, A., and Kerisel, J. (1948). *Tables for Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations*, Gauthier-Villars, Paris, France.
- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une Application des Regles des Maximis et Minimum à quelques Problemes de Statique Relatifs à l'Architecture*, Mem. Acad. Roy. des Sciences, Paris, Vol. 3, p. 38.
- Das, B. M. (1983). *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier, New York.
- Das, B. M. (1987). *Theoretical Foundation Engineering*, Elsevier, Amsterdam.
- Davies, T. G., Richards, R., and Chen, K. H. (1986). "Passive Pressure During Seismic Loading," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. GT4, pp. 479-483.
- Elman, M. T., and Terry, C. F. (1988). "Retaining Walls with Sloped Heel," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. GT10, pp. 1194-1199.
- James, R. G., and Bransby, P. L. (1971). "A Velocity Field for Some Passive Earth Pressure Problems," *Geotechnique*, London, England, Vol. 21, No. 1, pp. 61-84.
- Jarquio, R. (1981). "Total Lateral Surcharge Pressure Due to Strip Load," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT10, pp. 1424-1428.
- Kapila, J. P. (1962). "Earthquake Resistant Design of Retaining Walls," *Proceedings*, Second Earthquake Symposium, Roorkee, India, pp. 97-108.
- Packshaw, S. (1969). "Earth Pressure and Earth Resistance," *A Century of Soil Mechanics*, The Institution of Engineers, London, England, pp. 409-435.
- Richards, R., and Elms, D. G. (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464.
- Sherif, M. A., Fang, Y. S., and Sherif, R. I. (1984). " k_a and k_0 Behind Rotating and Non-Yielding Walls," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, No. GT1, pp. 41-56.
- Shields, D. H., and Tolunay, A. Z. (1972). "Passive Pressure Coefficients for Sand by the Terzaghi and Peck Method," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, No. 4.
- Shields, D. H., and Tolunay, A. Z. (1973). "Passive Pressure by Method of Slices," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM12, pp. 1043-1053.
- Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York.

پیوست فصل پنجم

مثال - طراحی یک دیوار حایل طره‌ای
 مطلوب است طراحی یک دیوار حایل برای نگه داشتن یک خاکریز به ارتفاع 4.8 m بالاتر از سطح تمام‌شده خاک (شکل پ - ۵ - ۱). سطح خاکریز افقی بوده و قرار است ساختمانی در روی آن ساخته شود. فشار یکنواخت ناشی از این ساختمان را معادل 2.4 m ارتفاع خاک در نظر بگیرید. سایر



شکل پ - ۵ - ۱ - انتخاب ابعاد هندسی دیوار حایل

معلومات به شرح زیر می‌باشند:

$$\text{وزن مخصوص خاکریز} = 1920 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{(درجه)} = 35 = \text{زاویه اصطکاک داخلی}$$

$$0.4 = \text{ضریب اصطکاک بین سطح زیر پایه و خاک}$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ و } f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$24 \text{ T/m}^2 = \text{فشار مجاز خاک}$$

حل:

الف: تعیین وزن مخصوص مایع معادل

$$C_e = \frac{1 - \sin\alpha}{1 + \sin\alpha} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

$$\text{وزن مخصوص مایع معادل} = 0.271 \times 1920 = 520 \text{ kg/m}^3$$

آیین‌نامهٔ پل‌سازی آشتو توصیه می‌کند که وزن مخصوص مایع معادل هیچ وقت از 480 kg/m^3 کوچکتر در نظر گرفته نشوند.

ب: ارتفاع دیوار

در صورتی که عمق نفوذ یخبندان $1/2$ متر در نظر گرفته شود، ارتفاع دیوار از بالای تیغه تا زیر پایه برابر خواهد شد با:

$$h = 4.8 + 1.2 = 6.00 \text{ m}$$

پ: ضخامت پایه

$$\text{ضخامت پایه} = 0.1 h = 0.1 \times 6 = 0.6 \text{ m}$$

ت: طول پایه

برای تعیین طول پایه از ناحیهٔ پنجه صرف‌نظر شده و وزن مخصوص مصالح محصور در ناحیهٔ $abcd$ در شکل ۱۲ مساوی 1.92 T/m^3 فرض می‌شود. با فرض عرضی مساوی ۱ متر برای دیوار، نیروهای وارد بر دیوار را می‌توان محاسبه نمود:

$$\text{سربار} = 2.4 \times 1.92 = 4.61 \text{ T/m}^2$$

$$1.25 \text{ T/m}^2 = \text{فشار افقی یکنواخت ناشی از سربار} = 0.271 \times 4.61$$

$$\text{فشار حداکثر ناشی از خاک} = 0.520 \times 6 = 3.12 \text{ T/m}^2$$

$$(شکل پ - ۵ - ۱) \quad P_1 = 1.25 \times 6 = 7.5 \text{ T/m} \quad (\text{در وسط ارتفاع اثر می کند})$$

$$(شکل پ - ۵ - ۱) \quad P_2 = \frac{1}{2} \times 3.12 \times 6 = 9.36 \text{ T/m} \quad (\text{در ثلث ارتفاع اثر می کند})$$

$$W = 1.92 (6 + 2.4) x = 16.13 x \text{ T/m}$$

با نوشتن تعادل لنگر نیروها در حول نقطه b به دست می آید:

$$W \left(\frac{x}{2} \right) = p_1 (3) + p_2 (2)$$

$$16.13 x \left(\frac{x}{2} \right) = 7.5 (3) + 9.36 (2)$$

$$8.07 x^2 = 41.22$$

$$x = 2.26 \text{ m}$$

با توجه به اینکه برای مصالح دانه‌ای، مطلوب این است که برآیند فشار زیر پایه، در لبه خارجی

ثلث پایه قرار گیرد، بنابراین:

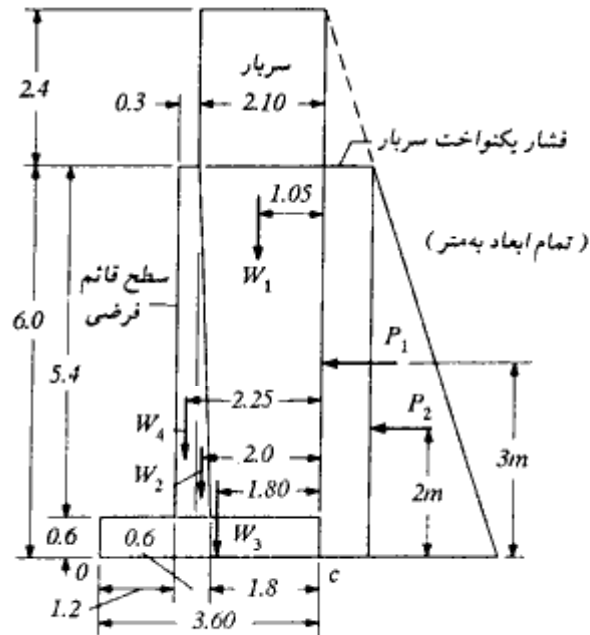
$$\text{طول پایه} = 1.5 \times 2.26 = 3.39 \text{ m}$$

طول پایه مساوی $3/6$ متر در نظر گرفته می شود:

$$B = 3.60 \text{ m} \rightarrow B/h = 3.6/6 = 0.6$$

ث: ضخامت تیغه (دیوار)

ضخامت پای تیغه مساوی ضخامت پایه یعنی $0.1 h = 60 \text{ cm}$ و ضخامت بالای تیغه مساوی 30 cm انتخاب می شود. در این مرحله می توان ضخامت 60 سانتیمتر انتخاب شده در پای تیغه را با محاسبه لنگر خمشی و نیروی برشی تیغه در پای دیوار کنترل نمود، ولی تجربه نشان می دهد که ضخامتی در حدود $0.1h$ در اکثر موارد جوابهای مطمئنی به دست می دهد. هندسه کامل دیوار در شکل پ - ۵ - ۲ به نمایش در آمده است. در مورد این شکل تذکر یک نکته لازم است. همان طور که گفته شد برای جبران تغییر شکل به سمت جلوی دیوار، برای سطح جلوی آن شیبی به اندازه 1 افقی به 48 قائم در نظر می گیرند، ولی با توجه به اینکه این شیب به واسطه تغییر شکل به سمت جلوی دیوار عملاً از بین می رود، در محاسبات، سطح جلوی دیوار قائم فرض شده و شیب 1 به 48 فقط در نقشه‌های اجرایی نشان داده می شود.



شکل پ - ۵ - ۲ - هندسه کامل دیوار حایل طره‌ای مثال ۱

ج : محاسبه ضریب اطمینان واژگونی

با توجه به شکل پ - ۵ - ۲ که در آن هم هندسه دیوار و هم محل نیروهای وارد بر دیوار نشان داده شده است. با در نظر گرفتن نیروهای بدون ضریب، با گرفتن لنگر نیروها نسبت به نقطه c (پاشنه)، مقدار و محل برآیند نیروهای قائم محاسبه می‌شود.

شرح	نیرو	مقدار (T/m)	بازو تا نقطه c m	لنگر T.m/m
وزن خاک + سربار	W_1	$(5.4 + 2.4) (2.1) 1.92 = 31.45$	1.05	33.02
اضافه وزن ناحیه مثلثی دیوار	W_2	$\frac{1}{2} (0.3 \times 5.4) (2.4 - 1.92) = 0.39$	2	0.78
وزن پایه	W_3	$3.6 \times 0.6 \times 2.4 = 5.18$	1.80	9.32
وزن ناحیه مستطیل دیوار	W_4	$0.3 \times 5.4 \times 2.4 = 3.89$	2.25	8.75
Σ		40.91		51.87

$$C \text{ فاصله نقطه تأثیر برآیند از نقطه } = \frac{51.87}{40.91} = 1.27 \text{ m}$$

$$\text{لنگر مقاوم (نسبت به نقطه } O) = 40.91 (3.6 - 1.27) = 95.32 \text{ T.m/m}$$

$$P_t = (3) + P_2 (2) \text{ لنگر واژگونی (نسبت به نقطه } O)$$

$$= 7.5 (3) + 9.36 (2)$$

$$= 41.22 \text{ T.m/m}$$

$$\text{ضریب اطمینان واژگونی} = 95.32/41.22 = 2.31 > 2$$

اگر ضریب اطمینان در مقابل واژگونی بر مبنای فلسفه مقاومت نهایی و با بارهای با ضریب به دست آید، ترکیب بار $U = 0.9D + 1.7H$ باید در نظر گرفته شود که D بار مرده و H نیروی رانش افقی ناشی از خاک می باشد. می توان نوشت:

لنگر واژگونی با ضریب \geq لنگر مقاوم با ضریب

$$0.9 \times 95.32 \geq 1.7 \times 41.22$$

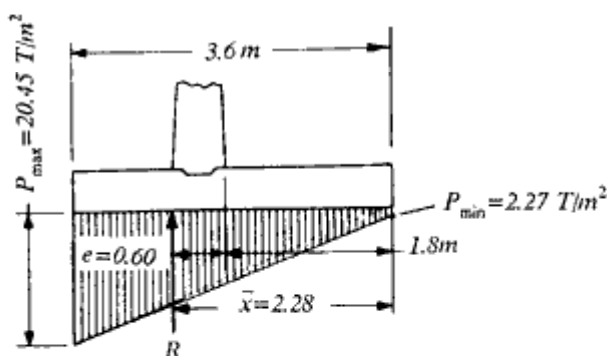
$$85.79 \geq 70.07 \text{ خوبست}$$

اگر روش مقاومت نهایی با روش تنشهای مجاز مقایسه شود، این طور می توان نتیجه گرفت که در روش مقاومت نهایی در واقع از ضریب اطمینان $1.7/0.9 = 1.89$ استفاده می شود که بسیار نزدیک ۲ است.

ج: محاسبه فشار زیر شالوده

با توجه به شکل پ - ۵ - ۳ داریم:

$$R = 40.91 \text{ T/m}$$



شکل پ - ۵ - ۳ - محل برآیند و توزیع فشار در زیر پایه

$$\bar{x} = \frac{51.87 + 41.22}{40.91} = 2.28 \text{ m}$$

$$e = 2.28 - \frac{3.6}{2} = 0.48 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.6 \text{ m}$$

$$A = 1 \times 3.6 = 3.6 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$S = 1 \times 3.6^2 / 6 = 2.16 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$p = \frac{R}{A} \pm \frac{Re}{S} = \frac{40.91}{3.6} \pm \frac{40.91 \times 0.48}{2.16} = 11.36 \pm 9.09$$

$$p_{max} = 20.45 < p_{all} = 24 \text{ T/m}^2$$

ح: محاسبه ضریب اطمینان در مقابل لغزش

با صرف نظر کردن از فشار مقاوم خاک در جلوی پنجه به دست می آید:

$$\text{نیروی محرک} = P_1 + P_2 = 7.5 + 9.36 = 16.86 \text{ T/m}$$

$$\text{نیروی مقاوم اصطکاکی} = \mu R = 0.4 (40.91) = 16.36 \text{ T/m}$$

$$(\mu = 0.4 < \tan \alpha = \tan 35 = 0.7)$$

$$\text{خوب نیست } 1.5 > 0.97 = \frac{16.36}{16.86} = \text{ضریب اطمینان در مقابل لغزش}$$

بر مبنای فلسفه مقاومت نهایی نتیجه می شود:

$$\text{نیروی محرک} \times 1.7 > \text{نیروی مقاوم} \times 0.9$$

$$16.86 \times 1.7 > 16.36 \times 0.9$$

$$28.66 > 14.72$$

بنابراین لازم است یک زبانه برشی برای شالوده منظور شود. ارتفاع زبانه غالباً $\frac{2}{3}$ ضخامت پایه

منظور می شود. همچنین برای اینکه میلگردهای کششی تیغه، به منظور مهار، مستقیماً وارد زبانه

شوند، سطح جلویی زبانه، به اندازه ۱۵ سانتیمتر جلوتر از سطح پشتی دیوار قرار داده می شود.

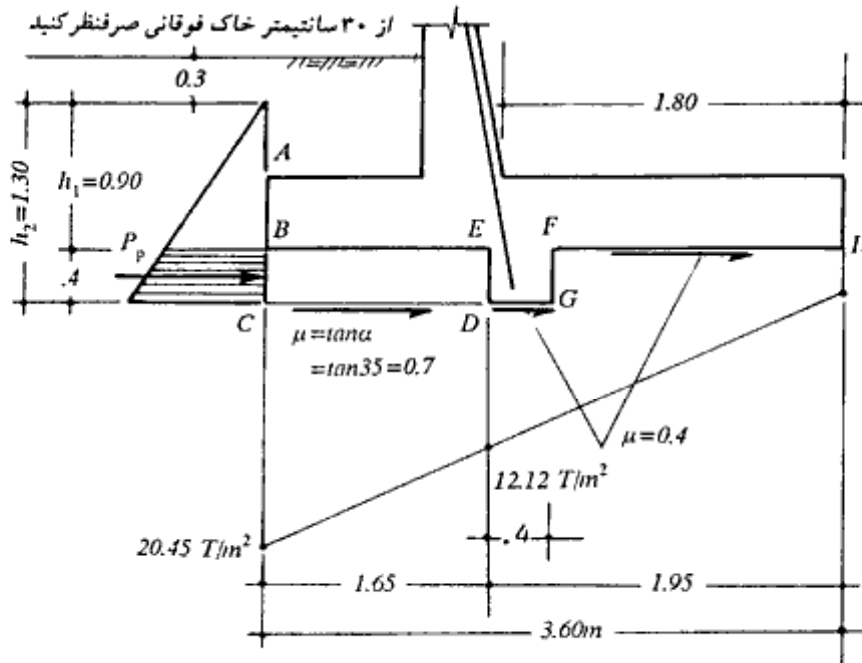
$$\text{ارتفاع زبانه} = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

در شکل ۱۵ مشخصات هندسی برای کنترل لغزش نشان داده شده است.

$$P_p = \frac{1}{2} C_p w (h_2^2 - h_1^2)$$

$$C_p = \frac{1}{C_o} = \frac{1}{0.271} = 3.690$$

$$P = \frac{1}{2} \times 3.96 \times 1.92 (1.3^2 - 0.90^2) = 3.12 \text{ T}$$



شکل پ-۵-۴

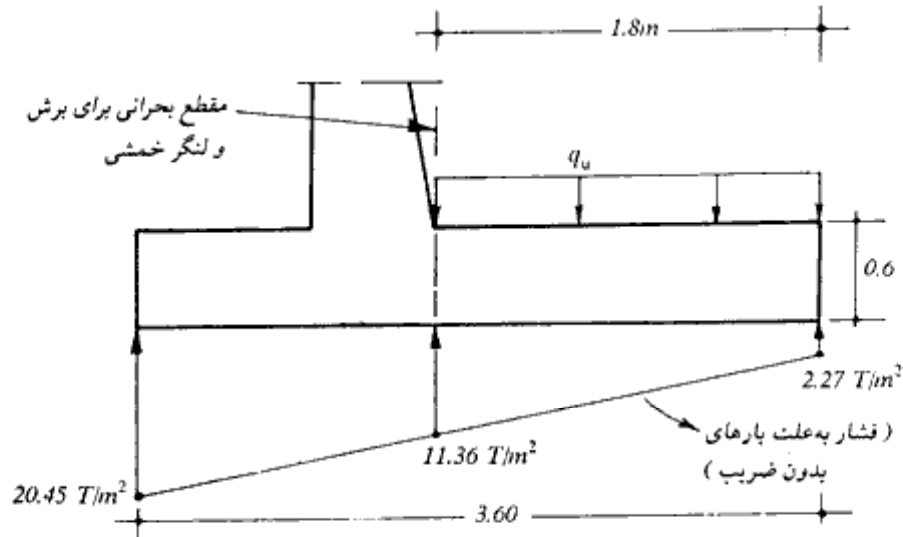
$$\begin{aligned} \mu R &= \mu_1 R_1 + \mu_2 R_2 \\ &= 0.7 \left(\frac{12.12 + 20.45}{2} \times 1.65 \right) + 0.4 \left(\frac{12.12 + 2.7}{2} \times 1.95 \right) \\ &= 18.81 + 5.61 = 24.42 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\text{نیروی مقاوم} = 3.690 + 24.42 = 28.11$$

$$\text{خوبست} = 28.11/16.86 = 1.67 > 1.5$$

خ: طراحی پاشنه

شکل پ-۵-۵ نشان‌دهنده نمودار آزاد پاشنه می‌باشد. برای تعیین فشار یکنواخت وارد بر بالای پاشنه، برای وزن خاک و بتن از ضریب بار $1/4$ و برای سربار از ضریب بار $1/7$ استفاده شده است. بعضی طراحان از فشار زیر پاشنه در جهت اطمینان، صرفنظر می‌نمایند. وجود این فشار آن هم با توزیع خطی، مورد شک و تردید می‌باشد. در این مثال طبق فلسفه طراحی به‌روش نهایی از فشار



شکل پ-۵-۵ - نمودار آزاد پاشنه

زیر بار ضریب بار ۰/۹ استفاده می‌شود. با کمی تقریب مقطع بحرانی برای نیروی برشی و لنگر خمشی منطبق بر سطح سمت خاک تیغه در نظر گرفته می‌شود، هرچند که ممکن است استدلال‌هایی برای در نظر گرفتن مقطع بحرانی لنگر خمشی منطبق بر محل میلگردهای کششی تیغه وجود داشته باشد. در طراحی مقطع، از وجود زبانه برشی صرف‌نظر می‌شود.

$$q_u = 1.7 \times 2.4 \times 1.92 + 1.4 (5.4 \times 1.92 + 0.6 \times 2.4) = 24.36 \text{ T/m}^2$$

$$V_u = 24.36 \times 1.8 - 0.9 \times \frac{2.27 + 11.36}{2} \times 1.8 = 32.81 \text{ T/m}$$

$$M_u = (24.36 - 0.9 \times 2.27) \times \frac{1.8^2}{2} - 0.9 (11.36 - 2.27) \frac{1.8^2}{6} = 31.74 \text{ T.m/m}$$

$$V_n = V_u / 0.85 = 32.81 / 0.85 = 38.60 \text{ T/m}$$

$$d = 60 - (5 + 1.5) = 53.5 \text{ cm}$$

$$V_n = \frac{38.6 \times 10^3}{100 \times 53.5} = 7.21 < .53 \sqrt{200} = 7.50 \text{ kg/cm}^2$$

محاسبه میلگرد خمشی

$$\left. \begin{aligned} M_u &= M_u / \phi = 31.74 / 0.9 = 35.27 \text{ T.m} \\ (f_y &= 3000, f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2), (b = 100, d = 53.5 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \rightarrow A_s = 22.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{حداقل } A_s \left\{ \begin{aligned} 1.33 \times 22.84 &= 30.38 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{14}{3000} \times 100 \times 53.5 &= 24.97 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned} \right. \text{ کنترل می کند}$$

نسبت $f_y/14$ که مربوط به فولاد حداقل تیرهاست، در اینجا برای مقطع پاشنه که اساساً یک دال یکطرفه می باشد، اعمال شده است. این تصمیم گیری با در نظر گرفتن این موضوع که رفتار اجزای مختلف دیوار حایل اساساً معین بوده و هرگونه ضعف در هر یک از آنها باعث خرابی کلی دیوار می شود، قابل توجیه است.

استفاده می شود از:

$$\Phi 24 \text{ at } 20, A_s = 4.52 \times \frac{100}{20} = 22.60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (مقدار ناچیزی ضعیف است)}$$

طول مهار برای $\Phi 24$ برابر است با:

$$L_d = 1.4 \times \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 1.4 \times 0.0057 d_b f_y$$

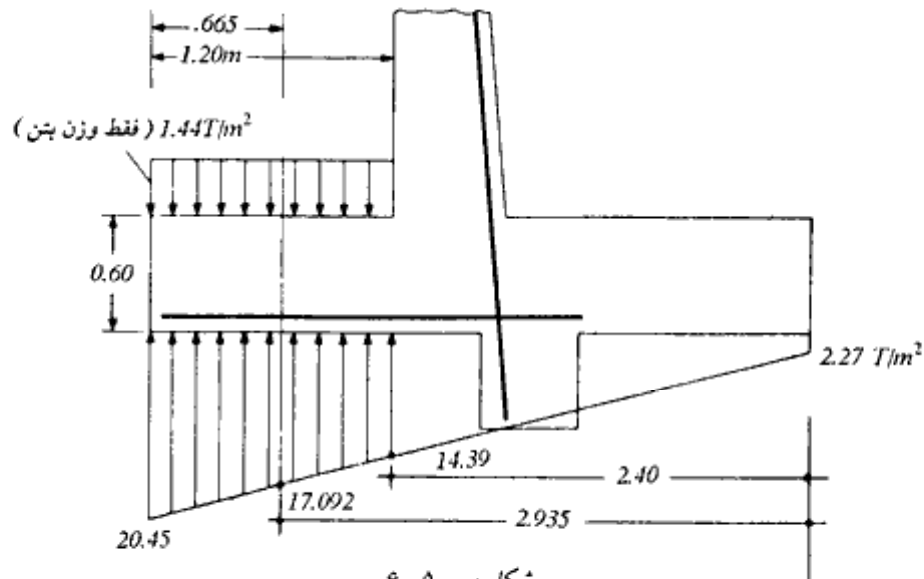
$$L_d = 1.4 \times \frac{0.06 \times 4.52 \times 3000}{\sqrt{200}} = 80.54 \text{ cm} \geq 1.4 \times 0.0057 \times 2.4 \times 3000 = 57.46 \text{ cm}$$

میلگردهای محاسبه شده حداقل باید به طول ۸۰ سانتیمتر از بر سطح پشتی تیغه به سمت انتهای پاشنه ادامه داشته باشند.

د: طراحی پنجه

شکل پ - ۵ - ۶ نشان دهنده نمودار آزاد پنجه می باشد. مقطع بحرانی برای لنگر خمشی، سطح جلویی تیغه و مقطع بحرانی برای نیروی برشی به فاصله $d = 53.5 \text{ cm}$ از آن قرار دارد.

$$V_u = \left(1.7 \times \frac{20.45 + 17.092}{2} - 0.9 \times 1.44 \right) .665 = 20.36 \text{ T/m}$$



$$M_u = (1.7 \times 14.39 - 0.9 \times 1.44) \times \frac{1.2^2}{2} +$$

$$+ 1.7 (20.45 - 14.39) \times \frac{1.2}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.2 = 21.63 \text{ T.m}$$

ملاحظه می‌گردد که برای تعیین نیروهای داخلی با ضریب $1/7$ از ضریب $1/7$ برای فشار زیرشالوده و $0/9$ برای وزن شالوده استفاده شده است.

کنترل تنش برشی:

$$V_u = 20.36/0.85 = 23.95 \text{ T}$$

$$v_u = 23.95 \times 10^3 / (100 \times 53.5) = 4.48 \text{ kg/cm}^2 < 7.5$$

$$M_u = 21.63/0.9 = 24.03 \text{ T.m}$$

$$(f_y = 3000, f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2), (b = 100, d = 53.5 \text{ cm}) \left. \vphantom{M_u} \right\} \rightarrow A_s = 15.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{کنترل می‌کند } A_s \left\{ \begin{array}{l} 15.36 \times 1.33 = 20.43 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{14}{3000} \times 100 \times 53.5 = 24.97 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \text{ حداقل}$$

استفاده می شود از:

$$\Phi 20 \text{ at } 15, A_s = 20.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$L_d = \frac{0.06 A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y$$

$$L_d = \frac{0.06 \times 3.14 \times 3000}{\sqrt{200}} = 39.97 \text{ cm} \geq 0.0057 \times 2 \times 3000 = 34.20 \text{ cm}$$

با توجه به طول ۱/۲ متری پنجه، طول مهاري فوق قابل تأمین است.

ذ: طراحی تیغه (دیوار)

با اعمال ضریب بار ۱.۷ بر فشار خاک، نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی تیغه رسم می گردد (شکل پ - ۵ - v):

$$\text{فشار یکنواخت} = 1.25 \times 1.7 = 2.13 \text{ T/m}^2$$

$$\text{حداکثر فشار مثلثی} = 3.12 \times 1.7 = 5.30 \text{ T/m}^2$$

مقادیر d ، V_u و M_u در نقاط 0 ، $0.5H$ و $0.8H$ و H محاسبه شده و برش کنترل و مقدار فولاد

کششی تعیین می گردد.

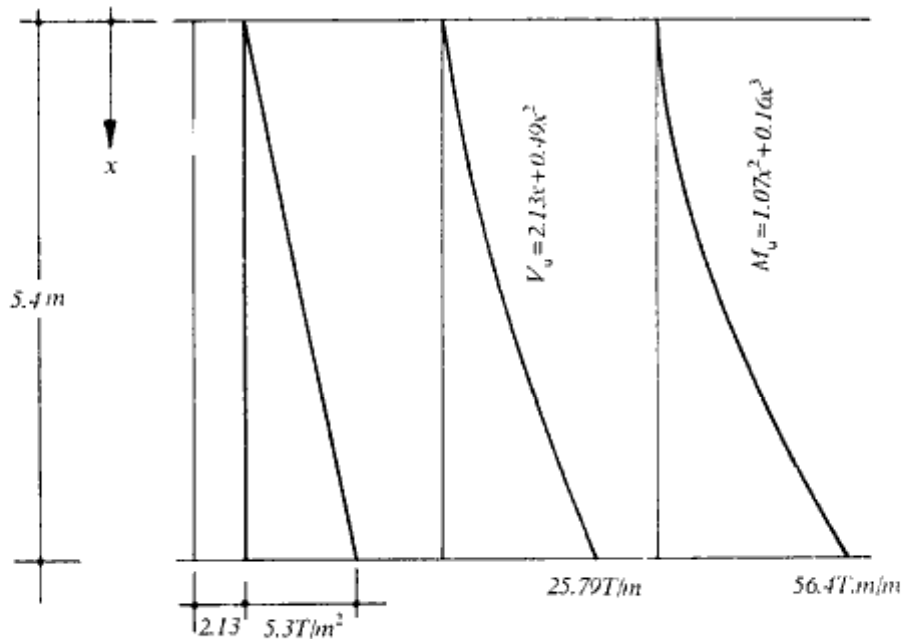
نقطه	x (m)	t (cm)	d (cm)	V_u (T)	$V_u = \frac{V_u}{\phi b d}$	M_u (T.m)	$M_u = \frac{M_u}{\phi}$	A_s cm^2/m	$\frac{14}{F_y} b d$ cm^2/m	$1.33 A_s$ cm^2/m
0	0	30	23.5	0	0	0	0	0	0	
0.5H	2.7	45	38.5	9.32	2.85	10.95	12.17	10.80	17.97	14.36
0.8H	4.32	54	47.5	18.35	4.54	32.87	36.52	26.98	22.17	-
H	5.4	60	53.5	25.79	5.67	56.4	62.67	41.95	24.97	-

$$v_c = 0.53 \sqrt{200} = 7.5 > 5.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{میلگردهای ریشه} = \Phi 26 \text{ at } 12.5 \text{ cm}, A_s = 42.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

طول مهاري برای میلگرد $\Phi 26$ برابر است با:

$$l_d = \frac{0.06 A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times 5.31 \times 3000}{\sqrt{200}} = 67.59 \text{ cm} \# 68 \text{ cm}$$



نمودار فشار با ضریب خاک

شکل پ - ۵ - ۷

در صورتی که در محل ریشه لاقبل ۵۰ درصد میلگردها وصله شود، وصله در کلاس B قرار می‌گیرد که طول وصله برای آن l_d 1.3 می‌باشد.

طول وصله = $1.3 \times 67.59 = 87.87 \# 90$ cm

با توجه به اینکه در پای دیوار حدود ۱۵ سانتیمتر رامکای دیوار به‌طور یکپارچه با فونداسیون ساخته می‌شود، طول حداقل ریشه‌ها از پای دیوار مساوی ۱۰۵cm به‌دست می‌آید.

تصمیم گرفته می‌شود که ۵۰ درصد ریشه‌ها تا ارتفاع ۳ و ۵۰ درصد مابقی تا ارتفاع ۱/۰۵ متر از پای دیوار ادامه یابد و به‌ریشه‌های اخیر، میلگرد $\Phi 20$ at 25 وصله شود. در شکل پ - ۵ - ۸ الف ظرفیت خمشی میلگردهای کششی به‌همراه نمودار لنگر خمشی نشان داده شده است. برای رسم نمودار ظرفیت خمشی میلگردها، محاسبات زیر لازم است:

۱ - ظرفیت خمشی $\Phi 26$ at 12.5 در پایین و بالای دیوار

$$A_s = 42.47 \text{ cm}^2/\text{m} \quad b = 100$$

$$0.85 \times 200 \times 100a = 42.47 \times 3000 \rightarrow a = 7.49 \text{ cm}$$

پایین دیوار : $d = 53.5 \text{ cm}$

$$M_u = 0.9 \times 42.47 \times 3000 (53.5 - 0.5 \times 7.49) 10^{-5} = 57.05 \text{ T.m/m}$$

بالای دیوار : $d = 23.5 \text{ cm}$

$$M_u = 0.9 \times 42.47 \times 3000 (23.5 - 0.5 \times 7.49) 10^{-5} = 22.65 \text{ T.m}$$

II - ظرفیت خمشی $\Phi 20$ at 25 در پایین و بالای دیوار

$$A_s = 12.56 \text{ cm}^2/\text{m} \quad b = 100$$

$$0.85 \times 200 \times 100a = 12.56 \times 3000 \rightarrow a = 2.22 \text{ cm}$$

پایین دیوار : $d = 53.5 \text{ cm}$

$$M_u = 0.9 \times 12.56 \times 3000 (53.5 - 0.5 \times 2.22) 10^{-5} = 17.77 \text{ T.m}$$

بالای دیوار : $d = 23.5 \text{ cm}$

$$M_u = 0.9 \times 12.56 \times 3000 (23.5 - 0.5 \times 2.22) 10^{-5} = 7.59 \text{ T.m}$$

III - ظرفیت خمشی $\Phi 26$ at 25 + $\Phi 20$ at 25

$$M_u \text{ پایین دیوار} = \frac{57.05}{2} + 17.77 = 46.30 \text{ T.m}$$

$$M_u \text{ بالای دیوار} = \frac{22.65}{2} + 7.59 = 18.92 \text{ T.m}$$

پس از رسم نمودار ظرفیت خمشی میلگردهای فوق، آنها را باید مطابق با اصول مربوطه به هم وصل نمود تا نمودار ظرفیت خمشی نیز به صورت خط سایه‌دار به دست آید.

- در کنترل ارتفاع انتخاب شده برای قطع میلگردها، باید توجه داشت که پس از نقاط قطع تئوری، میلگرد باید به اندازه 12Φ یا عمق مؤثر مقطع (d)، هر کدام که بزرگتر باشد، ادامه داشته باشد. Φ قطر میلگرد قطع شده می‌باشد. همچنین آیین‌نامه ACI برای جلوگیری از تمرکز تنش، مقرر می‌دارد، وقتی که میلگردها در ناحیه کششی قطع می‌شوند، یکی از سه شرط زیر باید برآورده گردد:
- ۱ - میلگرد ادامه داده شده باید دارای دو برابر سطح مقطع لازم برای خمش در محل قطع باشد و برش نیز از $\frac{3}{4}$ ظرفیت برشی مقطع تجاوز نکند.
 - ۲ - خاموت اضافی در محل قطع قرار داده شود.

۳- برش در محل قطع، از $\frac{2}{3}$ ظرفیت برشی مقطع تجاوز نکند.
با توجه به اینکه امکان اعمال شرط ۲ در اینجا وجود ندارد، یکی از شروط ۱ و ۳ باید اعمال گردد که شرط سه انتخاب می‌شود:

برای ارتفاع ۳ متر از پای دیوار می‌توان نوشت:

$$V_u = 2.13 (2.4) + 0.49 (2.4)^2 = 7.93 \text{ T}$$

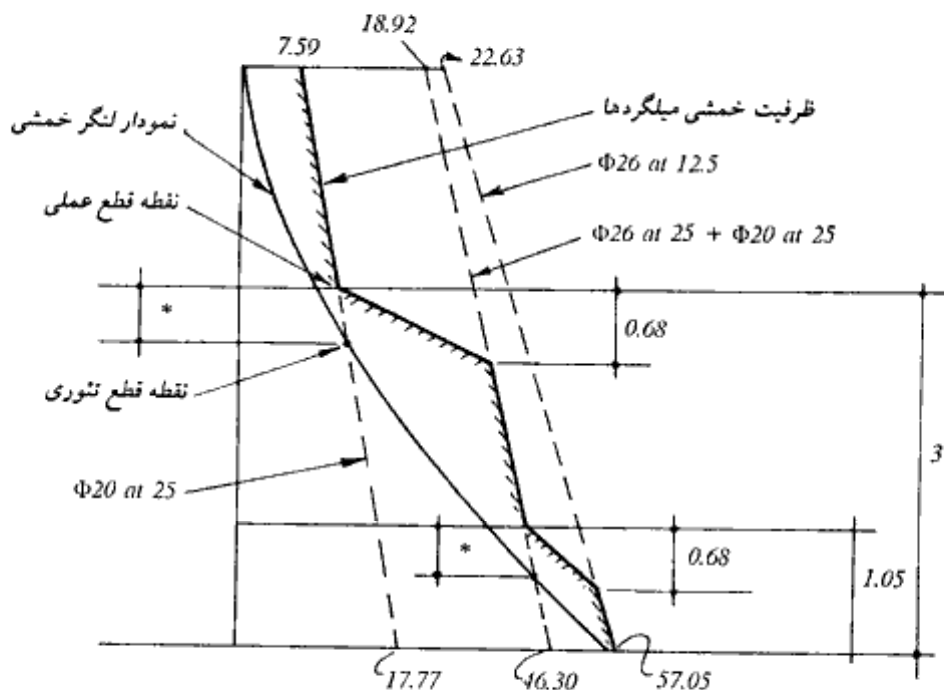
$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$b = 100 \quad d = 36.83 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{200} \times 100 \times 36.83 \times 10^{-3} = 27.61 \text{ T}$$

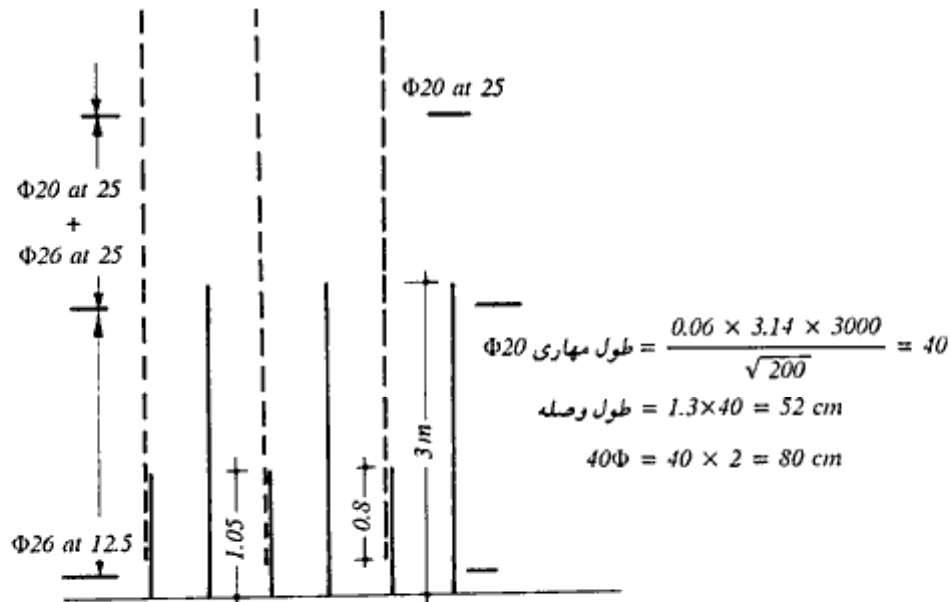
$$\Phi V_c = 0.85 \times 27.61 = 23.47 \text{ T}$$

$$\frac{2}{3} \times 23.47 = 15.65 \text{ T} > 7.93$$



* فاصله نقطه قطع تئوری از نقطه قطع عملی که باید برابر با بزرگترین دو مقدار، ۱۲ برابر قطر میلگرد قطع شده یا عمق مؤثر d باشد.

شکل پ - ۵ - ۸ - الف - ظرفیت خمشی میلگردهای تیفه



شکل پ - ۵ - ۸ - ب - آرایش میگردهای قائم

تذکر: همان‌طور که ملاحظه گردید، تیغه فقط برای اثر نیروی برشی و لنگر خمشی طرح گردید. علاوه بر دو نیروی فوق، در تیغه همیشه مقداری نیروی محوری همراه دو نیروی فوق موجود است. با توجه به ناچیز بودن اثر نیروی محوری در مقابل لنگر خمشی، حتی اگر اثر متقابل آنها در نظر گرفته شود، طراحی در ناحیه کنترل کشش واقع شده و نیروی محوری باعث ازدیاد ظرفیت خمشی خواهد بود. بنابراین نادیده گرفتن از نیروی محوری در جهت اطمینان بوده و تأثیر نیروی محوری، باعث افزایش ظرفیت خمشی خواهد شد.

ر: میگردهای حرارتی

علاوه بر میگردهای محاسباتی، لازم است میگردهایی به منظور کنترل آثار ناشی از حرارت و افت (جمع شدگی) بتن تعبیه شود.

I - میگردهای افقی تیغه

طبق آیین‌نامه ACI میگردهای افقی مساوی 0.25 درصد سطح مقطع دیوار در نظر گرفته می‌شوند.

اگر مبنای محاسبات، ضخامت متوسط تیغه در نظر گرفته شود، به دست می آید:

$$\text{ضخامت متوسط} = \frac{30 + 60}{2} = 45 \text{ cm}^{\circ}$$

$$A_s = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 45 = 11.25 \text{ cm}^2$$

با توجه به اینکه سمت جلوی تیغه بیشتر در معرض تغییرات دما قرار دارد، $\frac{2}{3}$ میلگردهای فوق در سمت جلو و $\frac{1}{3}$ باقیمانده در سمت پشت (مجاور خاک) قرار می گیرند:

$$\frac{2}{3} A_s = \frac{2}{3} \times 11.25 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (}\Phi 16 \text{ at } 25 \text{ cm, } A_s = 8.04 \text{ cm}^2/\text{m)}$$

$$\frac{1}{3} A_s = \frac{1}{3} \times 11.25 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (}\Phi 12 \text{ at } 25 \text{ cm, } A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m)}$$

علاوه بر میلگردهای فوق، به منظور کنترل ترکهای حرارتی، در امتداد طولی دیوار، در هر ۷ متر از یک درز انقباضی و در هر ۳۵ متر از یک درز انبساطی استفاده می شود.

II - میلگردهای حرارتی قائم تیغه

به طور کلی با توجه به انتهای آزاد تیغه، آثار حرارتی در امتداد قائم دیوار، به شدت امتداد طولی آن نیست. به همین دلیل، آیین نامه ACI مقدار میلگردهای حرارتی را برای امتداد قائم مساوی 0.15 درصد سطح مقطع مقرر می دارد. (در محاسبه میلگردهای حرارتی در صورتی که ضخامت دیوار از 50 cm کمتر باشد، ضخامت مؤثر برای محاسبه میلگردهای هر طرف مساوی نصف ضخامت دیوار، و در صورتی که ضخامت متوسط از 50 cm بیشتر باشد، ضخامت مؤثر برای محاسبه میلگردهای هر طرف، حداکثر مساوی 25 cm منظور می شود - آیین نامه BS 5337 طراحی دیوارهای حایل در مخازن آب)

$$\text{میلگرد حداقل قائم برای ناحیه فوقانی تیغه} = \frac{0.15}{100} \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{میلگرد حداقل قائم برای ناحیه تحتانی تیغه} = \frac{0.15}{100} \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

به طور متوسط از $\Phi 12$ at 30 cm c/c با $A_s = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}$ در سمت جلوی تیغه استفاده می شود. سمت مجاور خاک تیغه دارای میلگردهای محاسباتی قابل توجه است.

* در صورتی که ضخامت متوسط دیوار از 50 cm تجاوز کند، ضخامت مؤثر برای محاسبه میلگردهای حرارتی دو طرف دیوار، حداکثر مساوی 50 cm در نظر گرفته می شود. (آیین نامه BS 5337 - طراحی دیوارهای حایل در مخازن آب)

III - میلگردهای حرارتی طولی پایه

ضخامت مؤثر برای محاسبه میلگردهای حداقل فوقانی، در صورتی که ضخامت پایه کمتر از ۵۰ سانتیمتر باشد، مساوی نصف ضخامت، و در صورتی که ضخامت پایه بزرگتر از ۵۰ سانتیمتر باشد، مساوی ۲۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود. برای میلگردهای سمت تحتانی که در تماس با خاک قرار دارد، ضخامت مؤثر مساوی ۱۰ سانتیمتر می‌باشد (آیین‌نامه BS 5337)

$$\text{سطح مقطع میلگردهای حرارتی فوقانی} = \frac{0.25}{100} \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

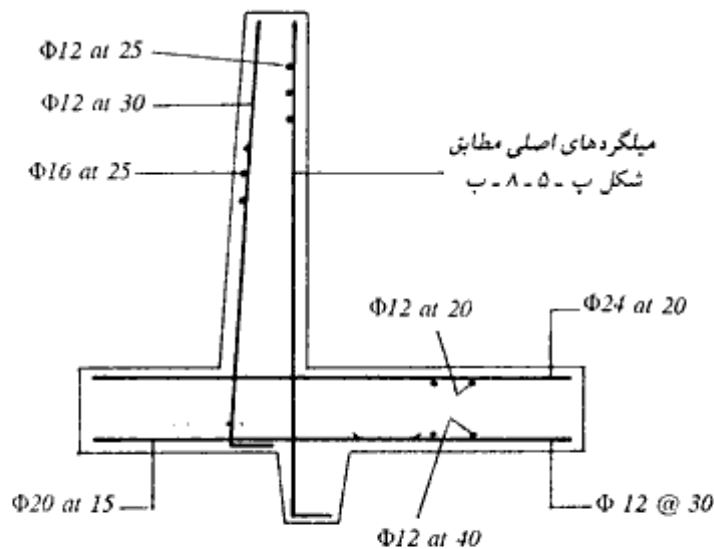
$$\Phi 12 \text{ at } 20, A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{سطح مقطع میلگردهای حرارتی تحتانی} = \frac{0.25}{100} \times 10 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi 12 \text{ at } 40, A_s = 2.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ز: زهکشی

برای زهکشی آبهای نفوذی پشت دیوار، در فواصل ۳ متر، لوله‌های زهکش به قطر 15cm در پای دیوار تعبیه نموده و پشت آن مصالح زهکش قرار می‌دهیم.



شکل ب - ۵ - ۹ - آرماتوربندی نهایی دیوار

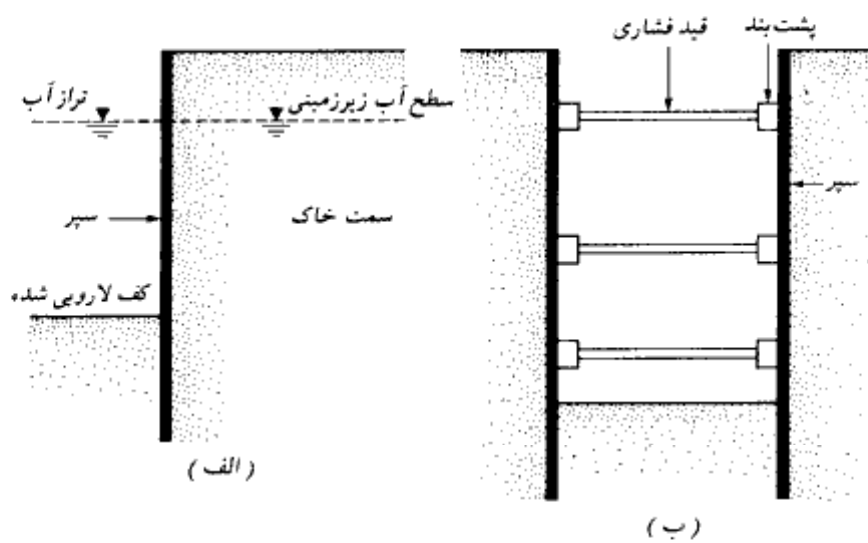


فصل ششم

سپرها

۱-۶ مقدمه

سپرها نوعی دیوار حایل هستند که اغلب برای احداث دیوارهای ساحلی (شکل ۱-۶ الف) و یا سازه‌های موقت (نظیر مهاربندی ترانشه‌ها - شکل ۱-۶ ب) مورد استفاده قرار می‌گیرند. مزیت

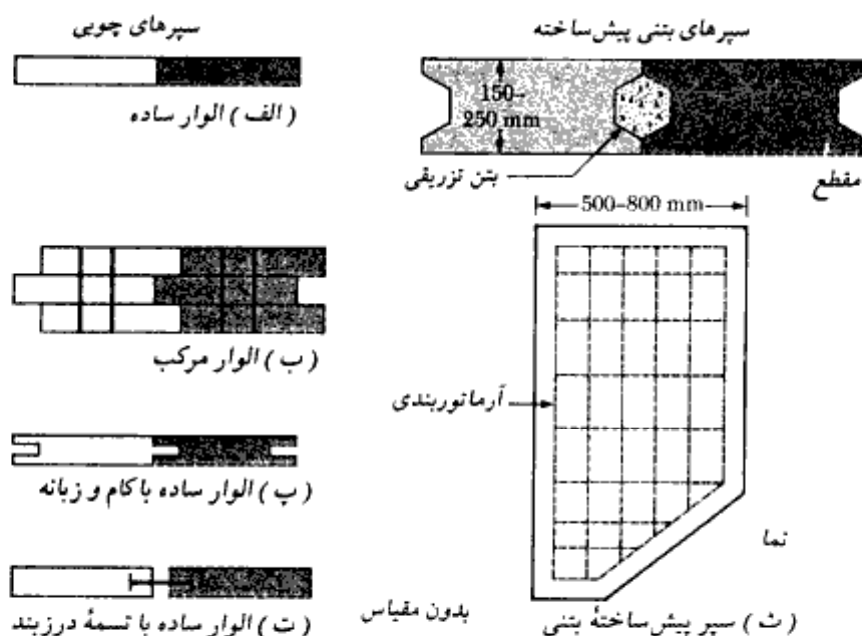


شکل ۱-۶ - مثالهایی از موارد کاربرد سپرها. (الف) دیوارهای ساحلی، (ب) سازه نگهبان ترانشه با جدار قائم (مهاربندی ترانشه)

سپر بر دیوارهای حایل مورد بحث در فصل پنجم، عدم نیاز به تمهیدات خاص در محل اجراست و سپرها حتی در داخل آب هم قابل اجرا هستند.

در این فصل اصول طراحی سپرها به عنوان دیوارهای ساحلی و در فصل بعد، اصول طراحی سپرها به عنوان جزئی از سازه مهاربند خاکبرداریهای عمیق مورد بحث قرار می‌گیرد.

سپرها دارای انواع مختلف هستند که عبارتند از (الف) سپرهای چوبی، (ب) سپرهای بتنی پیش ساخته و (پ) سپرهای فولادی. سپرهای آلومینیومی نیز برای حالات خاص ساخته می‌شوند. از سپرهای چوبی فقط در مورد سازه‌های موقت سبک که در بالای سطح آب قرار دارند، استفاده می‌شود. دو نوع سپر چوبی وجود دارد. الوارهای چوبی ساده^۱ و الوارهای چوبی مرکب^۲. الوارهای چوبی دارای ابعاد ۵۰×۳۰۰ میلی‌متر در مقطع می‌باشند و به صورت لبه‌های مماس بر هم در داخل زمین کوبیده می‌شوند (شکل ۶-۲-الف). الوارهای چوبی مرکب، از میخ کردن سه الوار ساده به دست می‌آیند که الوار وسطی نسبت به دو الوار دیگر در حدود ۵۰ تا ۷۵ میلی‌متر جابه‌جا شده است (شکل ۶-۲-ب). الوارهای چوبی ساده را می‌توان مطابق شکل ۶-۲-پ در لبه‌ها



1- plank

2- wake field pile

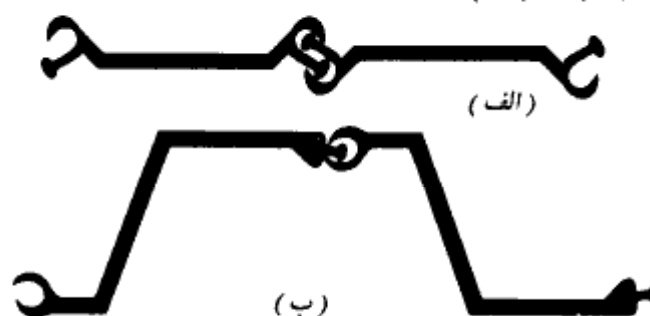
به صورت کام و زبانه درآورد. در شکل ۶-۲، ث، جزئیات دیگری از الوارهای چوبی نشان داده شده که در آن در لبه‌های الوار شیارهایی ایجاد شده که پس از کوبیدن الوارها در زمین، یک قطعه فولادی در درز بین دو الوار کوبیده می‌شود و درز آنها را می‌بندد.

سپرهای بتنی پیش‌ساخته بسیار سنگین هستند و به منظور مقابله با نیروهای ایجاد شده در آنها در حین حمل و نقل، کوبیدن، و بهره‌برداری، داخل آنها آرماتوربندی (میلگردگذاری) می‌شود. این سپرها دارای عرض ۵۰۰ تا ۸۰۰ میلیمتر و ضخامت ۱۵۰ تا ۲۵۰ میلیمتر در مقطع می‌باشند. در شکل ۶-۲، ث مقطع و نمای این سپرها نشان داده شده است.

سپرهای فولادی آمریکایی دارای ضخامت ۱۰ تا ۱۳ میلیمتر می‌باشند. سپرهای اروپایی، نازکتر و عریضتر هستند. نیمرخ سپرهای فولادی ممکن است به صورت Z، عمیق^۱، کم‌عمق^۲ و تخت^۳ باشند. برای درزبندی و یکپارچگی، لبه‌های نیمرخهای فولادی به نحو خاصی به صورت کام و زبانه در می‌آیند. در شکل ۶-۳، الف، اتصال کام و زبانه انگشتی^۴ و در شکل ۶-۳، ب، کام و زبانه توپی^۵ نشان داده شده است.

در جدول ۶-۱ مشخصات هندسی سپرهای تولید شده در آمریکا ارائه شده است. تنش مجاز خمشی برای این سپرهای فولادی به قرار زیر می‌باشد:

نوع فولاد	تنش مجاز خمشی (نیوتن بر میلیمتر مربع)
ASTM A-328	170 ($\approx 25,000 \text{ lb/in.}^2$)
ASTM A-572	210 ($\approx 30,000 \text{ lb/in.}^2$)
ASTM A-690	210 ($\approx 30,000 \text{ lb/in.}^2$)



شکل ۶-۳- اتصال سپرهای فولادی در لبه‌ها. (الف) کام و زبانه انگشتی، (ب) کام و زبانه توپی

1- deep arch

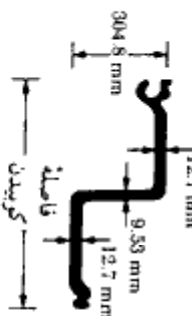
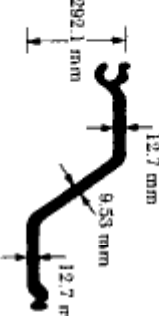
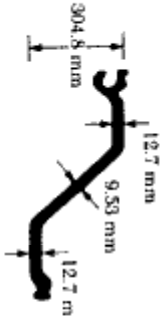

2- low arch

3- straight web




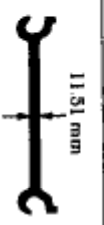


4- thumb and finger

5- ball and socket

جدول ۶-۱ مشخصات سیرهای آمریکایی

نام سیر	مهندسه	فاصله کوپیدن		اساس مقطع		مساحت ابریس		توضیحات
		(mm)	mm ² /m	in. ² /ft	m ² /m	in. ² /ft		
PZ-38		457.2	251.32 × 10 ⁴	46.8	383.29 × 10 ⁶	280.8	قابل قفل و بست با خوردش و نینمردشهای PSA-23 or PSA-28	
PZ-32		533.4	205.67 × 10 ⁴	38.3	300.85 × 10 ⁶	220.4	قابل قفل و بست با خوردش و نینمردشهای PSA-23 or PSA-28	
PZ-27		457.2	162.17 × 10 ⁴	30.2	251.43 × 10 ⁶	184.2	قابل قفل و بست با خوردش و نینمردشهای PSA-23 or PSA-28	
PDA-27		406.4	57.46 × 10 ⁴	10.7	54.33 × 10 ⁶	39.8	قابل قفل و بست با خوردش	

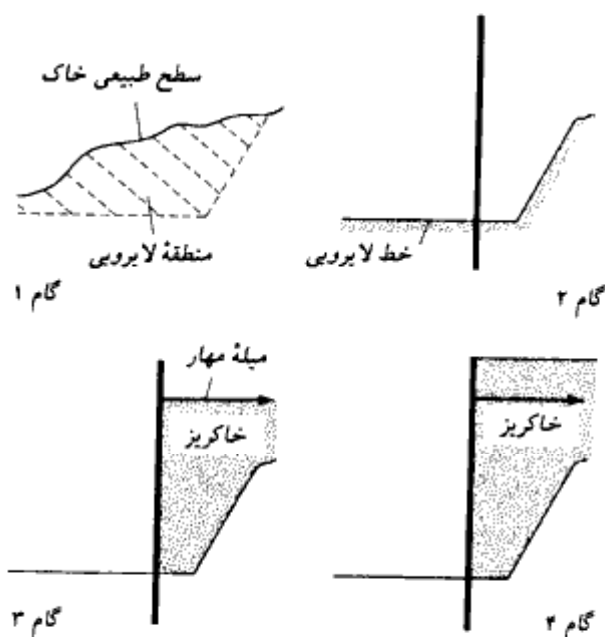
جدول ۱

نام نبرش	مختصه	نام سله كورپدين (mm)	اساس مقطع		مساح انبرس		توضيحات
			m ² /m	in. ² /ft	m ² /m	in. ² /ft	
PMA-22		498.48	29.00×10 ⁴	5.4	18.70×10 ⁶	13.7	قابل نقل و بست با خوردش
PSA-28		406.4	13.43×10 ⁴	2.5	6.14×10 ⁶	4.5	قابل نقل و بست با خوردش
PSA-23		406.4	12.89×10 ⁴	2.4	5.6×10 ⁶	4.1	قابل نقل و بست با خوردش
PSX-32		419.1	12.89×10 ⁴	2.4	5.05×10 ⁶	3.7	قابل نقل و بست با خوردش
PS-32		381	10.20×10 ⁴	1.9	3.96×10 ⁶	2.9	قابل نقل و بست با خوردش
PS-28		381	10.20×10 ⁴	1.9	3.82×10 ⁶	2.8	قابل نقل و بست با خوردش

کاربرد سپرهای فولادی راحت است، زیرا قادر به مقاومت در مقابل تنشهای قابل توجهی در حین کوبیدن می‌باشند. وزن آنها نیز سبک بوده و قابل استفاده مجدد هستند. در این فصل عمدتاً کاربرد سپرها در احداث دیوارهای ساحلی مورد بحث قرار می‌گیرد.

۲-۶ احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی

دیوارهای حایل احداث شده با سپرکوبی به دو دسته اصلی، (الف) سپرهای طره‌ای^۱، (ب) سپرهای مهار شده^۲ تقسیم می‌شوند. سپرهای طره‌ای در این بخش و بخشهای بعدی و سپرهای مهار شده در بخش ۶-۱۲ مورد بررسی قرار می‌گیرند. احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی به دو طریق می‌تواند انجام شود. در روش اول سپرها در سمت آب کوبیده شده و پشت آن خاکریز می‌شود و در روش دوم، سپرها در سمت خاک کوبیده شده و جلوی آن لایروبی می‌شود. در هر حال، خاک مورد استفاده برای خاکریز پشت دیوار، معمولاً دانه‌ای است. خاکی که ریشه سپر در آن



شکل ۶-۴ - مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده

1- cantilever sheet pile wall

2- anchored sheet pile wall

کوبیده شده، ممکن است ماسه‌ای و یا رسی باشد. تراز زمین در جلوی دیوار (سمت آب)، به تراز یا خط لایروبی^۱ معروف است. با توجه به مطالب ارائه شده، دو روش برای احداث دیوارهای سپرکوبی شده وجود دارد:

۱- دیوار خاکریزی شده

۲- دیوار لایروبی شده

مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده به‌قرار زیر است (شکل ۶-۴):

گام ۱- لایروبی خاک موجود در جلو و پشت دیوار پیشنهادی

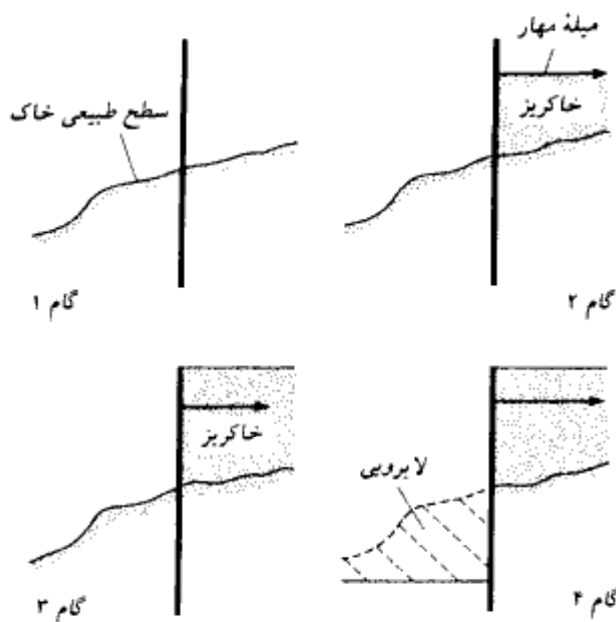
گام ۲- کوبیدن سپرها

گام ۳- خاکریزی تا تراز مهار دیوار و نصب سیستم مهار

گام ۴- تکمیل خاکریزی تا بالای دیوار

برای سپرهای طره‌ای فقط گامهای ۱، ۲ و ۴ مورد استفاده قرار می‌گیرند.

مراحل اجرای دیوارهای لایروبی شده به‌قرار زیر است (شکل ۶-۵):



شکل ۶-۵- مراحل اجرای دیوار لایروبی شده

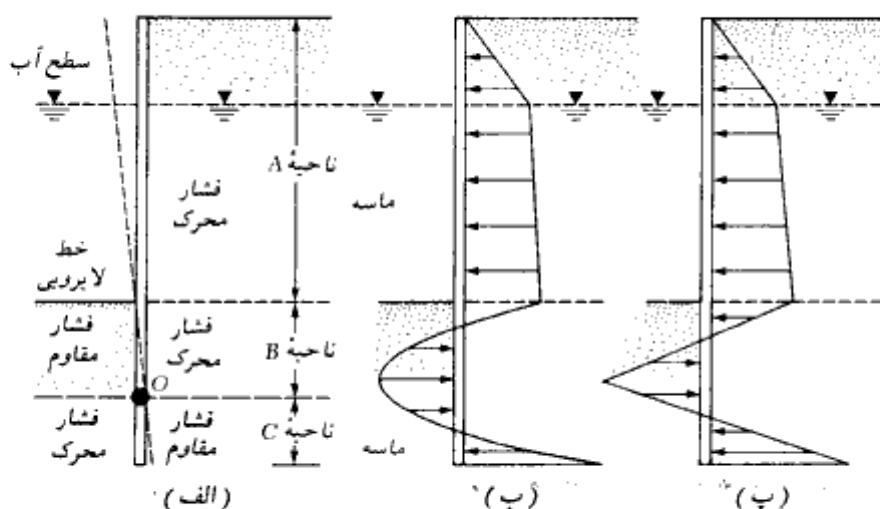
1- mud or dredge line

- گام ۱ - کوبیدن سپرها
 گام ۲ - خاکریزی تا تراز مهار و نصب سیستم مهار
 گام ۳ - خاکریزی تا بالای دیوار
 گام ۴ - لایروبی جلوی دیوار
 برای دیوار طره‌ای گام ۲ لازم نیست.

سپره‌های طره‌ای

سپره‌های طره‌ای برای ارتفاعات متوسط، حدود ۶ متر یا کمتر از خط لایروبی، قابل توصیه هستند. در این حالت رفتار دیوار به صورت یک تیر طره‌ای است.

شکل ۶-۶ نشان‌دهنده رفتار و تغییر شکل جانبی یک سپر کوبیده شده به لایه ماسه‌ای در زیر خط لایروبی است. به کمک این شکل می‌توان توزیع فشار جانبی خالص خاک را به روی سپره‌های طره‌ای شرح داد. دیوار در حول نقطه O دوران می‌نماید. از آنجایی که در تمام ارتفاع سپر، فشارهای هیدرواستاتیک از دو طرف یکدیگر را خنثی می‌کنند، فقط فشار مؤثر خاک مورد توجه قرار خواهد گرفت. در ناحیه A ، تنها فشار جانبی موجود، فشار محرک سمت خاکریز است. در ناحیه B به علت تغییر شکل جانبی سپر، از سمت خاک فشار محرک، و از خاک سمت آب، فشار مقاوم وجود خواهد داشت. در ناحیه C که در زیر نقطه دوران قرار دارد، شرایط عکس می‌شود. توزیع و فشار خالص



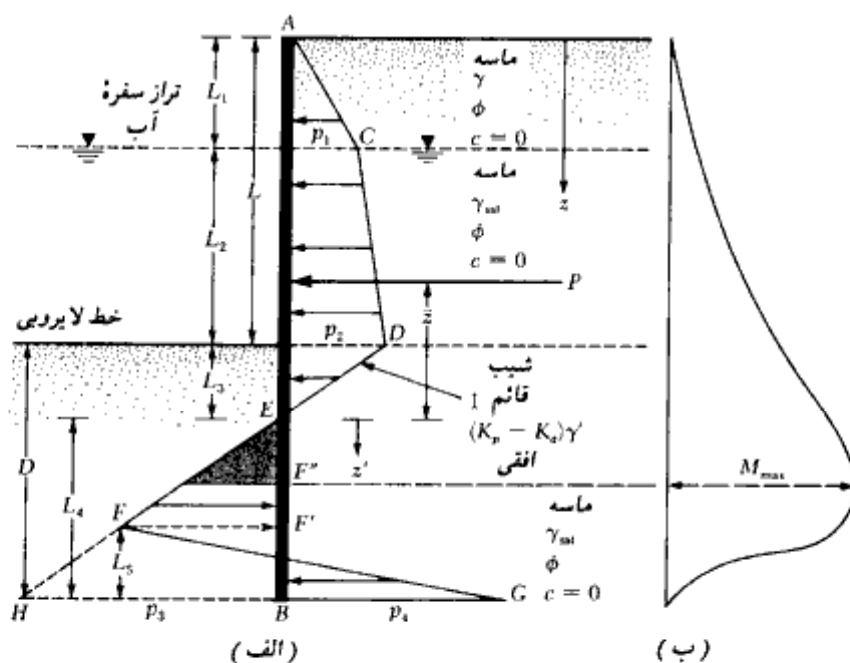
شکل ۶-۶ - سپر طره‌ای کوبیده شده در ماسه

واقعی در روی سپر مشابه شکل ۶-۶-۶-ب است، لیکن برای مقاصد طراحی، این توزیع فشار به صورت شکل ۶-۶-۶-پ ساده می‌شود.

در بخشها بعدهای (۶-۶-۳ تا ۶-۶-۶) رابطه سازی ریاضی برای تحلیل سپرهای طره‌ای شرح داده می‌شود. توجه به این نکته لازم است که در بعضی دیوارهای ساحلی، به علت جزر و مد، تراز آب در جلوی سپر دارای نوسان است که در چنین حالتی زمان کافی برای زهکشی و به تعادل رسیدن آب زیرزمینی سمت خاک وجود ندارد. در نتیجه در تعیین تراز آب که در روی نمودار فشار مؤثر تأثیر می‌گذارد، باید دقت کافی به عمل آید.

۶-۳ سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاکهای ماسه‌ای (خاکهای دانه‌ای)

برای حصول روابطی برای تعیین عمق نفوذ سپر کوبیده شده به خاکهای دانه‌ای، شکل ۶-۷-الف را در نظر بگیرید. خاک نگهداری شده توسط سپر در بالای خط لایروبی نیز ماسه‌ای است. تراز سفره آب در عمق L_1 از بالای دیوار قرار دارد. زاویه اصطکاک ماسه را ϕ فرض کنید. شدت فشار محرک در



شکل ۶-۷-سپر طره‌ای کوبیده شده در ماسه. (الف) نمودار تغییرات فشار خالص، (ب) تغییرات لنگر

عمق $z = L_1$ را می‌توان طبق رابطه زیر نشان داد:

$$p_1 = \gamma L_1 K_a \quad (۱-۶)$$

که در آن:

$$K_a = \text{ضریب فشار محرک رانکین} = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک واقع در بالای سفره آب}$$

به‌طور مشابه، شدت فشار محرک در عمق $z = L_1 + L_2$ (تراز خط لایروبی) برابر است با:

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \quad (۲-۶)$$

که در آن γ' وزن مخصوص مؤثر خاک یعنی $\gamma_{sat} - \gamma_w$ می‌باشد.

توجه شود که در تراز خط لایروبی، فشارهای هیدرواستاتیک از دو طرف با هم مساوی بوده و یکدیگر را خنثی می‌نمایند.

به‌منظور تعیین فشار جانبی خالص در زیر خط لایروبی تا نقطه دوران O (شکل ۶-۶ الف)، می‌بایست فشار مقاوم خاک سمت آب (با جهتی از چپ به راست) و فشار محرک سمت خاک (با جهتی از راست به چپ) در نظر گرفته شود. برای چنین حالتی، با صرفنظر کردن از فشار هیدرواستاتیک از دو طرف دیوار، فشار محرک در عمق z از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] K_a \quad (۳-۶)$$

همچنین فشار مقاوم در عمق z برابر است با:

$$p_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p \quad (۴-۶)$$

که در آن $K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$ ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد.

با ترکیب روابط ۳-۶ و ۴-۶، فشار جانبی خالص به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} p &= p_a - p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2)(K_p - K_a) \\ &= p_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) \end{aligned} \quad (۵-۶)$$

$$L = L_1 + L_2 \quad \text{که در آن:}$$

حال عمق L_3 که به‌ازای آن فشار خالص مساوی صفر می‌شود، به دست می‌آید:

$$p_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) = 0$$

$$(z - L) = L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (۶-۶)$$

با استفاده از معادله قبل، آشکار است که شیب نمودار فشار خالص DEF مساوی ۱ قائم به $\gamma'(K_p - K_a)$ افقی می‌باشد. بنابراین در نمودار فشار داریم:

$$\overline{HB} = p_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \quad (۷-۶)$$

در پایین سپر، فشار مقاوم p_p از راست به چپ و فشار محرک از چپ به راست عمل می‌کند. در عمق $z = L + D$ داریم:

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D)K_p \quad (۸-۶)$$

در همان عمق:

$$p_a = \gamma' D K_a \quad (۹-۶)$$

بنابراین فشار جانبی خالص در ته سپر برابر است با:

$$\begin{aligned} p_p - p_a = p_4 &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' D(K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) + \gamma' L_4(K_p - K_a) \\ &= p_5 + \gamma' L_4(K_p - K_a) \end{aligned} \quad (۱۰-۶)$$

$$p_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) \quad \text{که در آن:} \quad (۱۱-۶)$$

$$D = L_3 + L_4 \quad (۱۲-۶)$$

برای پایداری دیوار، حال می‌توان معادلات تعادل ایستایی را نوشت:

$$\sum (\text{نیروهای افقی برای واحد طول دیوار}) = 0$$

و

$$\sum (\text{لنگر نیروهای وارد بر واحد طول دیوار نسبت به نقطه } B) = 0$$

برای جمع زدن نیروهای افقی داریم:

$$ACDE \text{ مساحت} + FHBG \text{ مساحت} - EFHB \text{ مساحت} - \text{نمودار فشار } ACDE = 0$$

یا:

$$p - \frac{1}{2} p_3 L_4 + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) = 0 \quad (۱۳-۶)$$

که در آن P مساحت زیر نمودار فشار $ACDE$ می‌باشد.

با گرفتن لنگر تمام نیروها در حول نقطه B به دست می‌آید:

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2} L_4 p_3\right) \left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) \left(\frac{L_5}{3}\right) = 0 \quad (۱۴-۶)$$

از رابطه ۶-۱۳ نتیجه می‌شود:

$$L_3 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} \quad (15-6)$$

با ترکیب روابط ۶-۷، ۶-۱۰، ۶-۱۴ و ۶-۱۵ و ساده کردن آنها معادله درجه چهارم زیر به دست می‌آید:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (16-6)$$

که در آن:

$$A_1 = \frac{p_5}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (17-6)$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (18-6)$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (19-6)$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (20-6)$$

روش گام به گام برای تعیین نمودار فشار بر پایه تئوری قبل، روش گام به گام تعیین نمودار فشار برای یک سپر قائم که در خاک دانه‌ای کوبیده شده، به شرح زیر می‌باشد:

- گام ۱. مقادیر K_p و K_a را محاسبه نمایید.
- گام ۲. از رابطه ۶-۱ مقدار p_1 ، از رابطه ۶-۲ مقدار p_2 را محاسبه نمایید. توجه شود که مقادیر L_1 و L_2 معلوم است.
- گام ۳. از رابطه ۶-۶ مقدار L_3 را محاسبه نمایید.
- گام ۴. P را محاسبه نمایید (شکل ۶-۷)
- گام ۵. با لنگرگیری حول نقطه E ، مقدار \bar{z} یعنی مرکز فشار سطح $ACDE$ را محاسبه نمایید.
- گام ۶. از رابطه ۶-۱۱ مقدار p_5 را محاسبه کنید.

- گام ۷ - از روابط ۶-۱۷ تا ۶-۲۰، مقادیر A_1 ، A_2 ، A_3 ، و A_4 را محاسبه کنید.
- گام ۸ - با استفاده از آزمون و خطا، رابطه ۶-۱۶ را برای تعیین L_4 حل نمایید.
- گام ۹ - با استفاده از رابطه ۶-۱۰، مقدار p_4 را محاسبه کنید.
- گام ۱۰ - با استفاده از رابطه ۶-۷، مقدار p_3 را محاسبه نمایید.
- گام ۱۱ - از رابطه ۶-۱۵، L_5 را تعیین نمایید.
- گام ۱۲ - حال می توان مطابق شکل ۶-۷ الف نمودار فشار را رسم نمود.
- گام ۱۳ - عمق نفوذ تئوریک یعنی حاصل جمعی $L_3 + L_4$ را محاسبه نمایید. عمق واقعی نفوذ، حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک منظور می شود.
- توجه: بعضی طراحان ترجیح می دهند که در شروع کار، ضریب اطمینانی برضریب فشار مقاوم خاک اعمال نمایند. در چنین حالتی در گام ۱ می توان نوشت:

$$K_{p(\text{design})} = \frac{K_p}{FS}$$

که در آن FS ضریب اطمینان بین ۱/۵ تا ۲ می باشد.

در این حالت گامهای ۱ تا ۱۲ با $K_0 = \tan^2(45 - \phi/2)$ و $K_{p(\text{design})}$ (به جای K_p) دنبال می شود. طول واقعی نفوذ را می توان با جمع کردن L_3 از گام ۳ و L_4 از گام ۸ تعیین نمود.

محاسبه لنگر خمشی حداکثر

نمودار تغییرات لنگر خمشی سپر طره ای در شکل ۶-۷ ب نشان داده شده است. حداکثر لنگر بین نقاط E و F رخ می دهد. برای تعیین لنگر حداکثر (M_{\max}) بر واحد طول دیوار، باید نقطه برش صفر به دست آید. با انتخاب محور z' با مبدأ E ، برای نقطه برش صفر داریم:

$$P = \frac{1}{2}(z')^2(K_p - K_0)\gamma'$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_0)\gamma'}} \quad (۶-۲۱)$$

با تعیین نقطه برش صفر (نقطه F در شکل ۶-۷ الف)، مقدار لنگر خمشی حداکثر را می توان به صورت زیر تعیین نمود:

$$M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma' z'^2 (K_p - K_0) \right] \left(\frac{1}{3} z' \right) \quad (۶-۲۲)$$

با داشتن لنگر خمشی حداکثر و انتخاب تنش مجاز مناسب، اساس مقطع لازم برای سپر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}} \quad (۲۳-۶)$$

که در آن:

S = اساس مقطع لازم برای سپر در واحد طول

σ_{all} = تنش مجاز خمشی سپر

مثال ۶-۱

مطابق شکل ۶-۷، یک سپر طره‌ای در خاک دانه‌ای کوبیده شده است. داریم:

$$L_1 = 2 \text{ m}, L_2 = 3 \text{ m}$$

همچنین مشخصات خاک دانه‌ای به‌قرار زیر است:

$$\phi = 32^\circ$$

$$c = 0$$

$$\gamma = 15.9 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19.33 \text{ kN/m}^3$$

با انجام محاسبات لازم، عمق نفوذ تئوریک و عملی این سپر را تعیین نمایید. همچنین حداقل اساس مقطع سپر را نیز به دست آورید.

حل:

با استفاده از روش گام به گام ارائه شده در بخش ۶-۳ داریم:

گام ۱

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 3.25$$

۴۵۷

سپرها

۲ گام

$$p_1 = \gamma L_1 K_a = (15.9)(2)(0.307) = 9.763 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) K_a = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3]0.307$$

$$= 18.53 \text{ kN/m}^2$$

۳ گام

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{18.53}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 0.66 \text{ m}$$

۴ گام

$$P = \frac{1}{2} p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2} (p_2 - p_1) L_2 + \frac{1}{2} p_2 L_3$$

$$= \frac{1}{2} (9.763)(2) + (9.763)(3) + \frac{1}{2} (18.53 - 9.763)3 + \frac{1}{2} (18.53)(0.66)$$

$$= 9.763 + 29.289 + 13.151 + 6.115 = 58.32 \text{ kN/m}$$

گام ۵ - با لنگرگیری حول E داریم:

$$\bar{z} = \frac{1}{58.32} \left[9.763 \left(0.66 + 3 + \frac{2}{3} \right) + 29.289 \left(0.66 + \frac{3}{2} \right) \right. \\ \left. + 13.151 \left(0.66 + \frac{3}{3} \right) + 6.115 \left(0.66 \times \frac{2}{3} \right) \right] = 2.23 \text{ m}$$

۶ گام

$$p_3 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a)$$

$$= [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3]3.25 + (19.33 - 9.81)(0.66)(3.25 - 0.307)$$

$$= 196.17 + 18.49 = 214.66 \text{ kN/m}^2$$

۷ گام

$$A_1 = \frac{p_3}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{214.66}{(9.52)(2.943)} = 7.66$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(8)(58.32)}{(9.52)(2.943)} = 16.65$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + p_3]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$

$$= \frac{(6)(58.32)[(2)(2.23)(9.52)(2.943) + 214.66]}{(9.52)^2(2.943)^2} = 151.93$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}p_3 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$

$$= \frac{58.32[(6)(2.23)(214.66) + (4)(58.32)]}{(9.52)^2(2.943)^2} = 230.72$$

گام ۸ - با توجه به رابطه ۶ - ۱۶ داریم:

$$L_4^2 + 7.66L_4^2 - 16.65L_4^2 - 151.39L_4 - 230.72 = 0$$

معادله درجه چهارم فوق را به کمک آزمون و خطا حل می‌نماییم:

مقدار فرضی L_4 (متر)	سمت چپ رابطه ۶-۱۶
4	-356.44
5	+178.58
4.8	+36.96

$$L_4 \approx 4.8 \text{ m}$$

در نتیجه:

گام ۹

$$p_4 = p_5 + \gamma L_4 (K_p - K_a) = 214.66 + (9.52)(4.8)(2.943) = 349.14 \text{ kN/m}^2$$

گام ۱۰

$$p_3 = \gamma (K_p - K_a) L_4 = (9.52)(2.943)(4.8) = 134.48 \text{ kN/m}^2$$

گام ۱۱

$$L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} = \frac{(134.48)(4.8) - 2(58.32)}{134.48 + 349.14} = 1.09 \text{ m}$$

گام ۱۲ - حال می‌توان نمودار فشار خالص را مطابق شکل ۶-۷ الف رسم نمود.

گام ۱۳ - عمق نفوذ واقعی سپر برابر است با:

$$1.3(L_3 + L_4) = 1.3(0.66 + 4.8) = 7.1 \text{ m}.$$

عمق تثوریک نفوذ برابر است با:

$$0.66 + 4.8 = 5.46 \text{ m}.$$

تعیین لنگر حداکثر و اساس مقطع لازم برای سپر

با استفاده از رابطه ۶-۲۱، محل لنگر خمشی حداکثر به دست می‌آید:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{2(58.32)}{9.52(2.943)}} = 2.04 \text{ m}$$

برای تعیین لنگر خمشی حداکثر از رابطه ۶-۲۲ داریم:

$$M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2} \gamma z'^2 (K_p - K_a) \right] \left(\frac{z'}{3} \right)$$

$$= (58.32)(2.23 + 2.04) - \frac{1}{2} (9.52)(2.04)^2 (2.943) \left(\frac{2.04}{3} \right)$$

$$= 249.03 - 39.64 = 209.39 \text{ kN-m}$$

اساس مقطع لازم برای سپر برابر است با:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}}$$

$$\sigma_{all} = 172.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$S = \frac{209.39 \times 10^6}{172.5} = 1.214 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m}$$

۴-۶ حالات خاصی از سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاکهای ماسه‌ای

در این بخش دو حالت خاص از رابطه‌سازیه‌های بخش ۳-۶ ارائه می‌شود.

حالت ۱- سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای در غیاب سفره آب

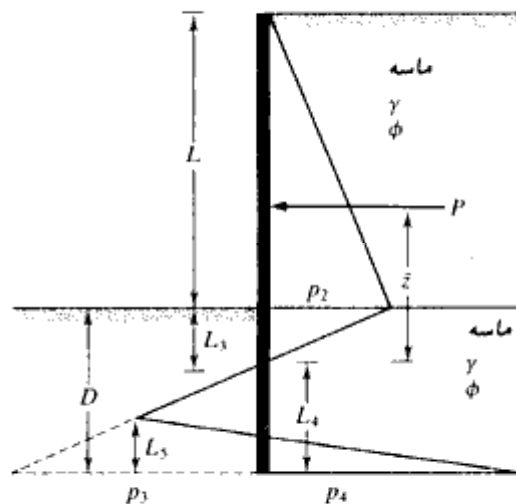
در غیاب سفره آب، نمودار فشار خالص وارد بر سپر طره‌ای مطابق شکل ۶-۸ خواهد بود که حالت

اصلاح‌شده‌ای از شکل ۶-۷ است. برای این شکل داریم:

$$p_2 = \gamma L K_a \quad (۲۴-۶)$$

$$p_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma \quad (۲۵-۶)$$

$$p_4 = p_3 + \gamma L_4(K_p - K_a) \quad (۲۶-۶)$$



شکل ۶-۸- سپر طره‌ای کوبیده شده در زمین ماسه‌ای بدون وجود سفره آب

$$p_5 = \gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a) \quad (۲۷-۶)$$

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{L K_a}{(K_p - K_a)} \quad (۲۸-۶)$$

$$P = \frac{1}{2} p_2 L + \frac{1}{2} p_2 L_3 \quad (۲۹-۶)$$

$$\bar{z} = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{L K_a}{K_p - K_a} + \frac{L}{3} = \frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} \quad (۳۰-۶)$$

برای این حالت خاص، رابطه ۶-۱۶ به شکل زیر در می آید:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (۳۱-۶)$$

که در آن:

$$A_1 = \frac{p_5}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (۳۲-۶)$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \quad (۳۳-۶)$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (۳۴-۶)$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \quad (۳۵-۶)$$

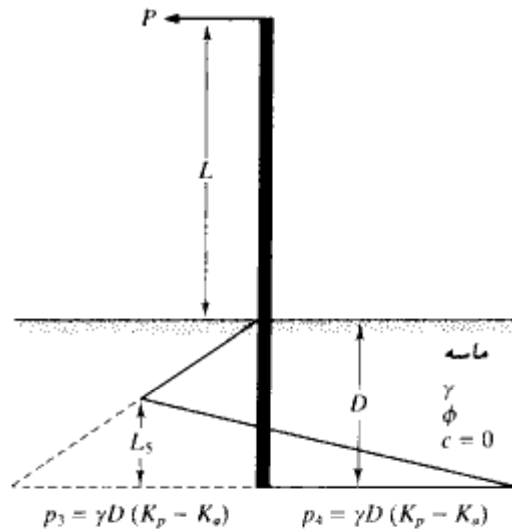
حالت ۲ - سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای با نیروی خطی در بالا
شکل ۶-۹ یک سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که در خاک ماسه‌ای کوبیده شده و یک بار خطی
به شدت P بر واحد طول در بالای آن قرار دارد. برای این حالت داریم:

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} \right]^2 = 0 \quad (۳۶-۶)$$

$$L_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \quad (۳۷-۶)$$

و

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3(K_p - K_a)}{6} \quad (۳۸-۶)$$



شکل ۶-۹ - سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای با پار خطی در بالای دیوار

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}}$$

(۳۹-۶)

مثال ۶-۲

در شکل ۶-۹ اطلاعات زیر در دست است:

$L = 4.5\text{m}$

$\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$

$\phi = 30^\circ$

$P = 30 \text{ kN/m}$

مطلوبست تعیین:

الف: عمق نفوذ تئوریک D

ب: حداکثر لنگر خمشی در سپر

حل:
داریم:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$K_p - K_a = 3 - 0.333 = 2.667$$

قسمت الف:

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} \right]^2 = 0$$

$$\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{8 \times 30}{17.6 \times 2.667} = 5.11$$

$$\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{12 \times 30 \times 4.5}{17.6 \times 2.667} = 34.51$$

$$\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{2 \times 30}{17.6 \times 2.667} = 1.28$$

$$D^4 - 5.11 D^2 - 34.51 D - 1.64 = 0$$

$$D = 3.78 \text{ m}$$

قسمت ب:

از رابطه ۶-۳۹ داریم:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{2 \times 30}{17.6 \times 2.667}} = 1.13 \text{ m}$$

در نتیجه از رابطه ۶-۳۸ به دست می‌آید:

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3 (K_p - K_a)}{6}$$

$$= 30 (4.5 + 1.13) - \frac{17.6 \times 1.13^2 (2.667)}{6} = 157.61 \text{ kN.m/m}$$

۵-۶ سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاکهای رسی

در عمل موارد متعددی پیش می‌آید که در آن سپرها لازمست به یک لایه رسی که دارای چسبندگی

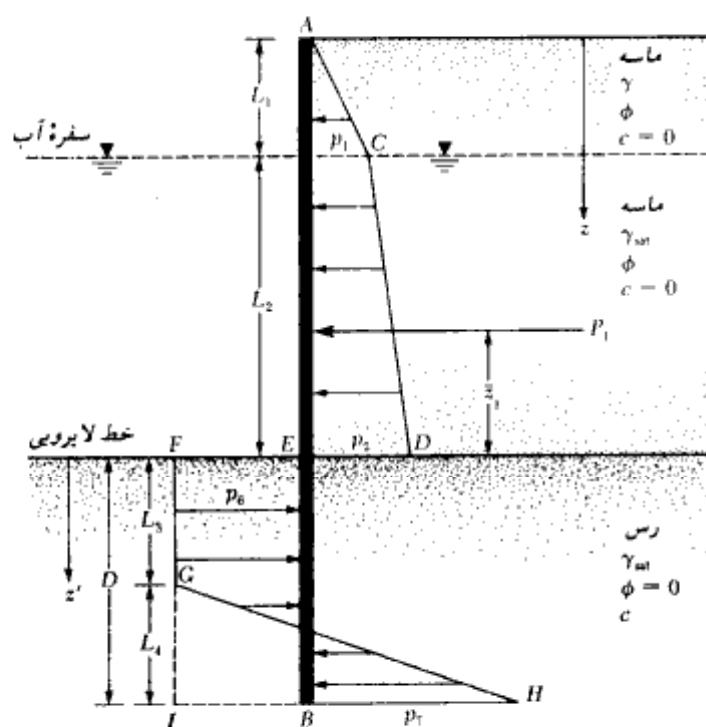
زهکشی نشده c (مفهوم $\phi = 0$) می باشد، کوبیده شود. در این حالت نمودار فشار خالص، مقداری با نمودار نشان داده شده در شکل ۶-۷-الف متفاوت خواهد بود. شکل ۶-۱۰ یک سپر طره‌ای را نشان می دهد که به یک لایه رسی کوبیده شده و خاکریز پشت آن در بالای خط لایروبی، دانه‌ای است. تراز سفره آب نیز در عمق L_1 از بالای دیوار قرار دارد. همانند گذشته با استفاده از روابط ۶-۱ و ۶-۲، می توان فشارهای خالص p_1 و p_2 و در نتیجه نمودار توزیع فشار را در بالای خط لایروبی تعیین نمود.

نمودار فشار خالص در پایین خط لایروبی به صورت زیر رسم می شود:

در عمق دلخواه z که بزرگتر از $L_1 + L_2$ بوده و در بالای نقطه دوران O (نقطه O در شکل ۶-۶-الف دیده می شود) قرار دارد، فشار محرک p_0 که از راست به چپ عمل می نماید، برابر است با:

$$p = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)]K_0 - 2c\sqrt{K_0} \quad (۶-۴۰)$$

که در آن K_0 ضریب فشار محرک رانکین می باشد و با $\phi = 0$ مقدار آن مساوی واحد می شود.



شکل ۶-۱۰- سپر طره‌ای که در خاک رسی کوبیده شده است.

به‌طور مشابه، فشار مقاوم p_p که از چپ به‌راست عمل می‌نماید، برابر است با:

$$p_p = \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (۴۱-۶)$$

که در آن K_p ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد که با $\phi = 0$ مقدار K_p مساوی واحد می‌شود. بنابراین فشار خالص برابر است با:

$$\begin{aligned} p_6 = p_p - p_a &= [\gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2) + 2c] \\ &\quad - [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)] + 2c \\ &= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \end{aligned} \quad (۴۲-۶)$$

در پایین سپر، فشار مقاوم از راست به‌چپ برابر است با:

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}} D) + 2c \quad (۴۳-۶)$$

به‌طور مشابه، فشار محرک از چپ به‌راست برابر است با:

$$p_a = \gamma_{\text{sat}} D - 2c \quad (۴۴-۶)$$

بنابراین فشار خالص برابر می‌شود با:

$$p_7 = p_p - p_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (۴۵-۶)$$

تعداد نیروهای افقی یعنی $\sum F_H = 0$ ایجاب می‌کند که در نمودار فشار، مساحت $ACDE$ منهای مساحت $EFIB$ ، به‌علاوه مساحت GIH مساوی صفر باشد. یا:

$$\begin{aligned} P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]D + \frac{1}{2}L_4[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \\ + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0 \end{aligned}$$

که در آن P_1 مساحت سطح $ACDE$ می‌باشد.

با ساده کردن رابطه فوق به‌دست می‌آید:

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \quad (۴۶-۶)$$

با نوشتن معادل تعادل لنگر $\sum M_B = 0$ به‌دست می‌آید:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] \frac{D^2}{2} + \frac{1}{2}L_4(8c) \left(\frac{L_4}{3} \right) = 0 \quad (۴۷-۶)$$

که در آن \bar{z}_1 فاصله مرکز فشار سطح $ACDE$ از تراز خط لایروبی می‌باشد.

با ترکیب روابط ۴۶-۶ و ۴۷-۶ به‌دست می‌آید:

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \quad (۴۸-۶)$$

با حل رابطه فوق برای D ، عمق نفوذ ثوریک در لایه رسی برای سپر به دست می آید.

روش گام به گام برای تعیین نمودار فشار

گام ۱ - محاسبه ضریب فشار جانبی $K_0 = \tan^2(45 - \phi/2)$ برای خاکریز دانه‌ای

گام ۲ - محاسبه فشارهای p_1 و p_2 از روابط ۱-۶ و ۲-۶

گام ۳ - محاسبه P_1 و \bar{z}_1

گام ۴ - محاسبه مقدار ثوریک D از رابطه ۴۸-۶

گام ۵ - محاسبه L_4 با استفاده از رابطه ۴۶-۶

گام ۶ - محاسبه مقادیر p_6 و p_7 از روابط ۴۲-۶ و ۴۵-۶

گام ۷ - رسم نمودار توزیع فشار خالص مطابق شکل ۱۰-۶

گام ۸ - تعیین عمق نفوذ واقعی

$$D(\text{ثوریک}) = 1.4 \text{ تا } 1.6 D(\text{واقعی})$$

لنگر خمشی حداکثر

مطابق شکل ۱۰-۶، نقطه برش صفر یا حداکثر لنگر خمشی، در ناحیه زیر قرار دارد:

$$L_1 + L_2 < z < L_1 + L_2 + L_3$$

با استفاده از مختصات جدید z' ($z' = 0$ در تراز لایروبی)، شرط صفر بودن برش را می توان

به صورت زیر نوشت:

$$P_1 - p_6 z' = 0$$

یا:

$$z' = \frac{P_1}{p_6} \quad (۴۹-۶)$$

حال می توان مقدار لنگر خمشی حداکثر را تعیین نمود:

$$M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2} \quad (۵۰-۶)$$

با داشتن لنگر خمشی حداکثر، اساس مقطع لازم را می‌توان از رابطه ۶-۲۳ تعیین نمود.

مثال ۶-۳

مثال ۶-۱ را تکرار کنید. فرض نمایید که مشخصات مصالح خاکریز همانند قبل می‌باشد لیکن، خاک واقع در زیر خط لایروبی رسی است. مقاومت برشی زهکشی نشده تحکیم‌نیافته لایه رسی، ۴۷ کیلونیوتن بر متر مربع است.

حل:

برای حل مسئله، روش گام به گام بخش ۶-۵ دنبال می‌شود.

گام ۱

$$K_s = 0.307$$

گام ۲

$$p_1 = 9.763 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 18.53 \text{ kN/m}^2$$

گام ۳ - با مراجعه به نمودار توزیع فشار خالص شکل ۶-۱۰ داریم:

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2} (p_2 - p_1) L_2 \\ &= 9.763 + 29.289 + 13.151 = 52.2 \text{ kN/m} \\ \bar{z}_1 &= \frac{1}{52.2} \left[9.763 \left(3 + \frac{2}{3} \right) + 29.289 \left(\frac{3}{2} \right) + 13.151 \left(\frac{3}{3} \right) \right] \\ &= 1.78 \text{ m} \end{aligned}$$

گام ۴ - با استفاده از رابطه ۶-۴۸ می‌توان نوشت:

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma L_2) + 2c} = 0$$

با قرار دادن مقادیر عددی به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} D^2\{(4)(47) - [(2)(15.9) + (19.33 - 9.81)3]\} - 2D(52.2) \\ - \frac{52.2[52.2 + (12)(47)(1.78)]}{[(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] + (2)(47)} = 0 \end{aligned}$$

یا:

$$127.64D^2 - 104.4D - 357.15 = 0$$

$$D = 2.13 \text{ m.}$$

گام ۵ - از رابطه ۶ - ۴۶ داریم:

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - P_1}{4c}$$

$$4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2) = (4)(47) - [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] \\ = 127.64 \text{ kN/m}^2$$

$$L_4 = \frac{2.13(127.64) - 52.2}{(4)(47)} = 1.17 \text{ m}$$

گام ۶

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2) = 127.64 \text{ kN/m}^2$$

$$p_7 = 4c + (\gamma L_1 + \gamma L_2) = 248.36 \text{ kN/m}^2$$

گام ۷ - حال می توان نمودار توزیع فشار را مطابق شکل ۶ - ۱۰ رسم کرد.

گام - برای تعیین عمق نفوذ واقعی داریم:

$$D_{\text{actual}} \approx 1.5D_{\text{theoretical}} = 1.5(2.13) \approx 3.2 \text{ m}$$

محاسبه لنگر خمشی حداکثر

از رابطه ۶ - ۴۹ داریم:

$$z' = \frac{P_1}{p_6} = \frac{52.2}{127.64} \approx 0.41 \text{ m}$$

با استفاده از رابطه ۶ - ۵۰ می توان نوشت:

$$M_{\text{max}} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2}$$

بنابراین:

$$M_{\text{max}} = 52.2(0.41 + 1.78) - \frac{127.64(0.41)^2}{2} \\ = 114.32 - 10.73 = 103.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

با تنش مجاز $\sigma_{\text{all}} = 172.5 \text{ N/mm}^2$ ، اساس مقطع لازم برابر می شود با:

$$S = \frac{103.59 \times 10^6}{172.5} = 6.01 \times 10^5 \text{ mm}^3/\text{m}$$

۶-۶ حالات خاص برای سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاکهای رسی

حالت ۱ - سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه رسی در غیاب سفره آب

با مراجعه به شکل ۱۱-۶ داریم:

$$p_2 = \gamma L K_a \quad (51-6)$$

$$p_6 = 4c - \gamma L \quad (52-6)$$

$$p_7 = 4c + \gamma L \quad (53-6)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} L p_2 = \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a \quad (54-6)$$

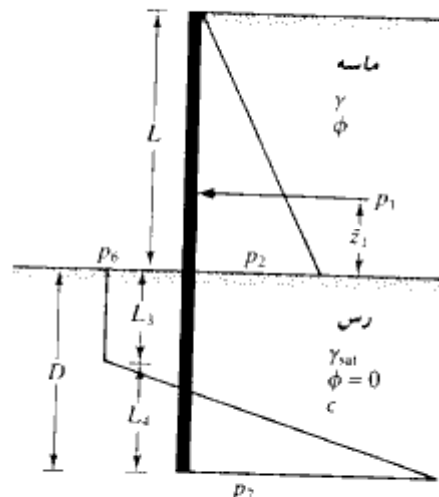
$$L_4 = \frac{D(4c - \gamma L) - \frac{1}{2} \gamma L^2 K_a}{4c} \quad (55-6)$$

عمق نفوذ ثوریک D را می‌توان از حل معادله درجه دوم تعیین کرد:

$$D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0 \quad (56-6)$$

که در آن:

$$\bar{z}_1 = \frac{L}{3} \quad (57-6)$$



شکل ۱۱-۶ - سپر طره‌ای کوبیده شده در رس در غیاب سفره آب

مقدار لنگر خمشی حداکثر برابر است با:

$$M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_0 z'^2}{2} \quad (58-6)$$

که در آن:

$$z' = \frac{P_1}{p_0} = \frac{1/2 \gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L} \quad (59-6)$$

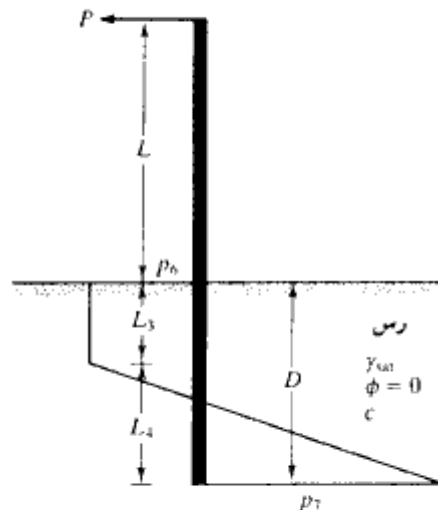
حالت ۲ - سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه رسی با بار خطی در بالای سپر
 شکل ۶-۱۲، یک سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که در لایه رسی کوبیده شده و در بالای آن بار خطی با
 شدت P بر واحد طول تأثیر می‌نماید. برای این حالت داریم:

$$p_0 = p_1 = 4c \quad (60-6)$$

عمق نفوذ D از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0 \quad (61-6)$$

همچنین برای رسم نمودار فشار:



شکل ۶-۱۲ - سپر طره‌ای کوبیده شده در خاک رسی با بار خطی در بالای سپر

فصل ششم

۴۷۰

$$L_d = \frac{4cD - P}{4c} \quad (۶۲-۶)$$

حداکثر لنگر در سپر برابر است با:

$$M_{\max} = P(L + z') - \frac{4cz'^2}{2} \quad (۶۳-۶)$$

که در آن:

$$z' = \frac{P}{4c} \quad (۶۴-۶)$$

مثال ۶-۶

در شکل ۱۲-۶ اطلاعات زیر در دست است:

$$P = 33 \text{ kN/m} \text{ و } L = 3 \text{ m} \text{ و } c = 10 \text{ kN/m}^2$$

حل:

از رابطه ۶-۶ داریم:

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0$$

$$40 D^2 - 66 D - \frac{33(33 + 12 \times 10 \times 3)}{2 \times 10} = 0$$

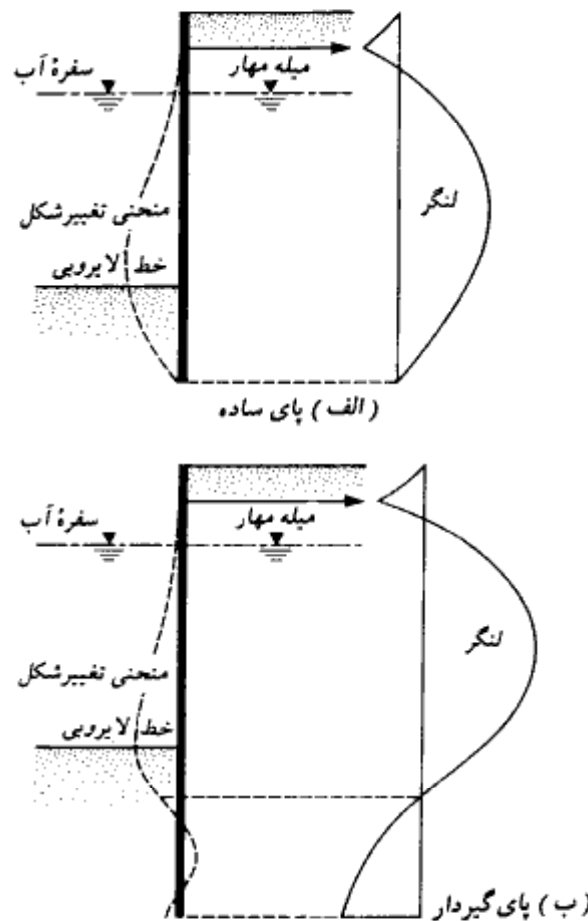
$$40 D^2 - 66 D - 648.45 = 0$$

$$D = 4.93 \text{ m}$$

سپرهای مهار شده

وقتی که ارتفاع سپر (از تراز لایروبی) از حدود ۶ متر تجاوز نماید، اقتصادی‌تر است که سپر در

نزدیکی بالای آن مهار شود. این حالت سپر مهار شده^۱ نامیده می شود. مهار سپر، باعث کاهش عمق نفوذ و کاهش لنگر خمشی سپر می گردد، لیکن در طرح و اجرای مهار باید دقیق بود. دو روش اصلی برای طرح و اجرای سپرهای مهار شده وجود دارد (الف) پای مفصلی^۲ (ب) پای گیردار^۳. در شکل ۶-۱۳ منحنی تغییر شکل و نمودار لنگر خمشی برای هر یک از دو حالت فوق ارائه شده است.



شکل ۶-۱۳- نمودار تغییر شکل و لنگر خمشی برای سپرهای مهار شده. (الف) پای ساده، (ب) پای گیردار

1- anchored sheet pile

2- free earth support

3- fixed earth support

در سپر مهارشده با پای مفصلی، طول نفوذ سپر حداقل است و سیستم سازه‌ای آن معین می‌باشد.

۷-۶ سپر مهار شده با پای مفصلی در زمین ماسه‌ای

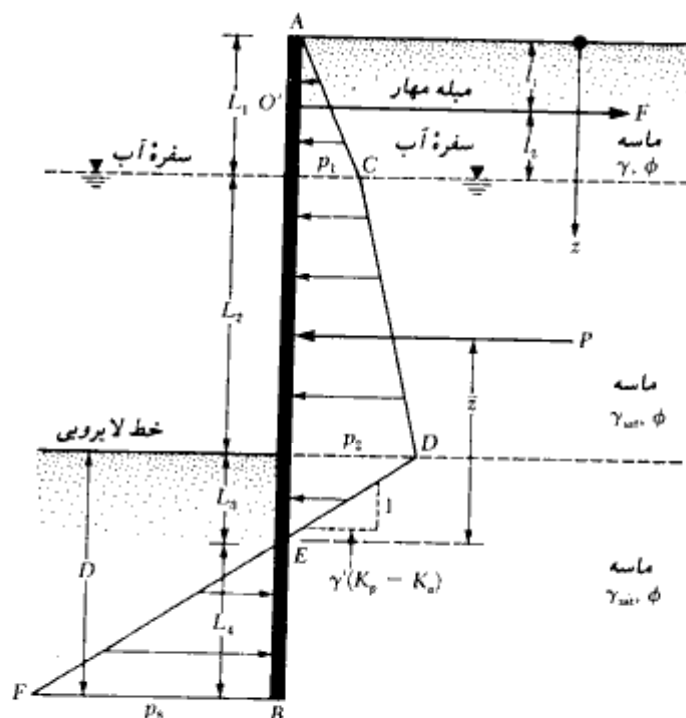
شکل ۶-۱۴ یک سپر مهار شده را نشان می‌دهد که در خاک ماسه‌ای کوبیده شده است. میله مهار در عمق l_1 از بالای سپر، سپر را به یک نقطه مناسب (مثلاً یک شمع کوبیده شده در زمین) مهار کرده است.

نمودار توزیع فشار خالص در بالای خط لایروبی، مشابه شکل ۶-۷ خواهد بود. در عمق

$z = L_1$ مقدار $p_1 = \gamma L_1 K_o$ بوده و در عمق $z = L_1 + L_2$ داریم:

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_o$$

در پایین خط لایروبی در عمق $z = L_1 + L_2 + L_3$ ، فشار خالص مساوی صفر می‌باشد. مقدار L_3



شکل ۶-۱۴ - سپر مهار شده که در لایه ماسه‌ای کوبیده شده است.

را می‌توان از رابطه ۶-۶ تعیین نمود. داریم:

$$L_3 = \frac{P_2}{\gamma(K_p - K_a)}$$

در عمق $(L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = \bar{z}$ فشار خالص را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$p_8 = \gamma(K_p - K_a)L_4 \quad (65-6)$$

توجه شود که شیب خط DEF مساوی ۱ قائم به $\gamma(K_p - K_a)$ افقی می‌باشد. برای تعادل سپره، مجموع نیروهای افقی و مجموع لنگرها در حول نقطه O' مساوی صفر قرار داده می‌شود (O' در تراز میله مهار قرار دارد).

با جمع زدن نیروها در امتداد افقی (برای واحد طول دیوار) خواهیم داشت:

$$F = 0 - \text{مساحت سطح } EBF - \text{مساحت سطح } ACDE$$

که در آن F کشش میله مهار برای واحد طول دیوار می‌باشد:

$$P - \frac{1}{2}p_8 L_4 - F = 0$$

یا:

$$F = P - \frac{1}{2}[\gamma(K_p - K_a)]L_4^2 \quad (66-6)$$

که در آن P مساحت نمودار فشار $ACDE$ می‌باشد.

با نوشتن لنگر نیروها در حول نقطه O' به دست می‌آید:

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)] + \frac{1}{2}[\gamma(K_p - K_a)] \cdot L_4^2 \cdot \left(l_2 + L_2 + L_3 + \frac{2}{3}L_4 \right) = 0$$

یا:

$$L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma(K_p - K_a)} = 0$$

(67-6)

رابطه فوق را می‌توان با آزمون و خطا برای محاسبه L_4 حل کرد. با تعیین این مقدار، عمق نفوذ

تئوریک به صورت زیر به دست می آید:

$$D_{\text{theoretical}} = L_3 + L_4 \quad (\text{تئوریک})$$

عمق نفوذ واقعی ۳۰ تا ۴۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک در نظر گرفته می شود:

$$D = 1.3 \text{ تا } 1.4 D \quad (\text{تئوریک}) \quad (۶-۶۸)$$

در روش گام به گام بخش ۶-۳ اشاره شد که به جای اعمال ضریب اطمینان در آخر مسئله به عمق نفوذ، می توان در ابتدای کار، ضریب اطمینان را به ضریب فشار مقاوم K_p اعمال کرد.

$$K_p (\text{طرح}) = K_p / FS$$

اگر این کار انجام شود، دیگر لازم نیست ضریب اطمینان دیگری به عمق نفوذ در انتهای کار اعمال گردد. روش اعمال ضریب اطمینان به K_p نتایج محافظه کارانه تری به دست می دهد.

حداکثر لنگر خمشی سپر، در حد فاصل L_1 تا $z = L_1 + L_2$ قرار خواهد داشت. عمق z که در آن برش صفر و لنگر خمشی حداکثر می شود، می تواند از حل رابطه زیر تعیین شود:

$$\frac{1}{2} p_1 L_1 - F + p_1 (z - L_1) + \frac{1}{2} K_o \gamma (z - L_1)^2 = 0 \quad (۶-۶۹)$$

با تعیین عمق z ، مقدار حداکثر لنگر خمشی را می توان به آسانی تعیین نمود. روشهای تعیین ظرفیت باربری مهار در بخش ۶-۱۲ مورد بحث قرار می گیرد.

مثال ۶ = ۵

مثال ۶-۱ را برای سپر مهار شده تکرار نمایید. تعیین خواسته های زیر مورد توجه می باشد:

الف: عمق نفوذ تئوریک و عمق نفوذ واقعی

ب: نیروی مهار وارد بر واحد طول دیوار

پ: تعیین M_{\max}

مهار دیوار در عمق ۱ متری از بالای دیوار قرار دارد.

حل:

برای دیدن نمودار تغییرات فشار خالص به شکل ۶-۱۴ مراجعه نمایید. از مثال ۶-۱ مقادیر زیر

۲۲۵

سپرها

قابل نقل است:

$$p_1 = 9.763 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 18.53 \text{ kN/m}^2$$

$$L_3 = 0.66 \text{ m}$$

$$P = 58.32 \text{ kN/m}$$

$$\bar{z} = 2.23 \text{ m}$$

قسمت الف: عمق نفوذ

از معادله ۶-۶۷ داریم:

$$L_4^4 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma(K_p - K_a)} = 0$$

با قرار دادن مقادیر عددی به دست می آید:

$$l_1 = 1 \text{ m} \quad K_p = 3.25$$

$$l_2 = 1 \text{ m} \quad K_a = 0.307$$

$$L_4^4 + 1.5L_4^2(1 + 3 + 0.66) - \frac{3(58.32)[(2 + 3 + 0.66) - (2.33 + 1)]}{9.52(3.25 - 0.307)} = 0$$

$$L_4^4 + 6.99L_4^2 - 14.55 = 0$$

(الف)

مقدار L_4 را می توان به کمک آزمون و خطا تعیین نمود:

مقدار فرضی L_4 (متر)	سمت چپ رابطه الف
2.0	+21.41
1.5	+3.55
1.4	+2.89
1.3	-0.54

جدول فوق نشان می دهد که مقدار L_4 در حدود ۱/۴ متر می باشد. بنابراین:

$$D_{\text{theoretical}} = L_3 + L_4 = 0.66 + 1.4 = 2.06 \text{ m}$$

$$D_{\text{actual}} \approx 1.4D_{\text{theory}} = (1.4)(2.06) = 2.88 \text{ m}$$

مقدار فوق به ۲/۹ متر گرد می شود.

قسمت ب: نیروی مهار

از رابطه ۶-۶۶ داریم:

فصل ششم

$$F = P - \frac{1}{2}[\gamma(K_p - K_a)]L_1^2$$

$$= 58.32 - \frac{1}{2}[9.52(3.25 - 0.307)](1.4)^2 = 30.86 \text{ kN/m}$$

قسمت پ: حداکثر لنگر خمشی (M_{max})

با مراجعه به رابطه ۶-۶۹ نقطه برش صفر به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\frac{1}{2}p_1L_1 - F + p_1(z - L_1) + \frac{1}{2}K_a\gamma(z - L_1)^2 = 0$$

$$(\frac{1}{2})(9.763)(2) - 30.86 + (9.763)(z - 2) + \frac{1}{2}(0.307)(9.52)(z - 2)^2 = 0$$

با تغییر و متغیر $x = z - 2$ داریم:

$$9.763 - 30.86 + 9.763x + 1.461x^2 = 0$$

$$x^2 + 6.682x - 14.44 = 0$$

$$x = 1.72 \text{ m}$$

در نتیجه:

$$z = x + 2 = 1.72 + 2 = 3.72 \text{ m}$$

$$(L_1 + L_2 < z < L_1 - \text{کنترل})$$

با گرفتن لنگر در حول نقطه برش صفر (یعنی $z = 3.72 \text{ m}$ یا $x = 1.72 \text{ m}$) به دست می آید:

$$M_{max} = -\left(\frac{1}{2}p_1L_1\right)\left[x + \left(\frac{1}{3}\right)(2)\right] + F(x + 1) - (p_1x)\left(\frac{x}{2}\right) - \frac{1}{2}K_a\gamma(x)^2\left(\frac{x}{3}\right)$$

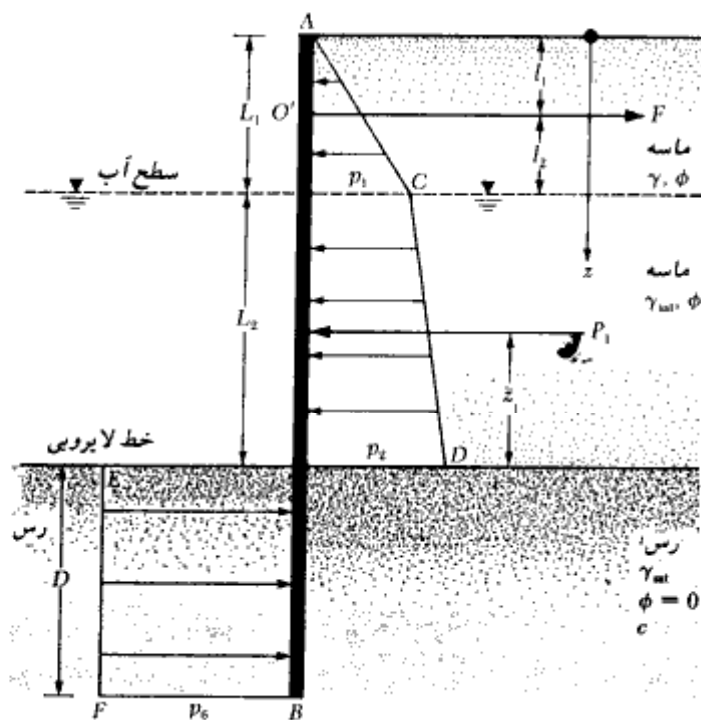
$$M_{max} = -(9.763)(2.387) + (30.86)(2.72) - \frac{9.763(1.72)^2}{2} - \frac{(0.307)(9.52)(1.72)^3}{6}$$

$$= -23.3 + 83.94 - 14.44 - 2.48 = 43.72 \text{ kN-m/m}$$

۶-۸ سپر مهار شده با پای مفصلی در زمین رسی

شکل ۶-۱۵ یک سپر مهار شده را نشان می دهد که در یک لایه رسی کوبیده شده و دارای خاکریز دانه ای می باشد. نمودار فشار در بالای خط لایروبی مشابه شکل ۶-۱۰ می باشد. توزیع فشار خالص در زیر خط لایروبی (از $z = L_1 + L_2$ تا $z = L_1 + L_2 + D$) می تواند به صورت زیر نشان داده شود (رابطه ۶-۴۲):

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$



شکل ۶-۱۵ - سپر مهار شده با پای مفصلی که در لایه رسی کوبیده شده است.

برای تعادل استاتیکی، مجموع نیروها در امتداد افق باید مساوی صفر باشد. داریم:

$$P_1 - p_6 D = F \quad (۷۰-۶)$$

که در آن:

P_1 = مساحت سطح ACD در نمودار توزیع فشار

F = نیروی مهار برای واحد طول دیوار

با نوشتن لنگر در حول نقطه O' به دست می آید:

$$P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) - p_6 D \left(l_2 + L_2 + \frac{D}{2} \right) = 0$$

با ساده سازی رابطه فوق، نتیجه می شود:

$$p_6 D^2 + 2p_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0 \quad (۷۱-۶)$$

با استفاده از رابطه فوق می‌توان عمق نفوذ تئوریک D را تعیین کرد.

همانند بخش ۶-۷، حداکثر لنگر در این حالت در عمقی در حدفاصل $L_1 < z < L_1 + L_2$

رخ می‌دهد. عمق نقطه برش صفر یا حداکثر لنگر را می‌توان از رابطه ۶-۶۹ تعیین کرد.

مثال ۶-۶

برای شکل ۶-۱۵ اطلاعات زیر در دست است:

$$L_1 = 3.24 \text{ m و } L_2 = 6.50 \text{ m و } l_1 = 1.62 \text{ m و } \gamma = 17.3 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 20.35 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 35^\circ \text{ و } c = 42.5 \text{ kN/m}^2$$

الف: مطلوبست تعیین عمق نفوذ تئوریک

ب: نیروی مهار برای واحد طول دیوار

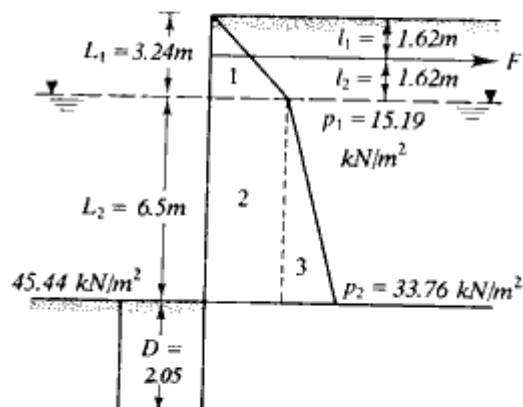
حل:

قسمت الف: داریم:

$$\phi = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.271$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 3.69$$



شکل ۶-۱۵

با توجه به نمودار فشار شکل ۶-۱۶ می‌توان نوشت:

$$p_1 = \gamma L_1 K_a = 17.3 \times 3.24 \times 0.271 = 15.19 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \\ = (17.3 \times 3.24 + (20.35 - 9.81) 6.5) 0.271 = 33.76 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 = \text{مجموع سطوح ۱ تا ۳} = 0.5 \times 3.24 \times 15.19 + 15.19 \times 6.5 + 0.5 \times 6.5 \times 18.57 \\ = 24.61 + 98.74 + 60.35 = 183.70 \text{ kN/m}$$

$$\bar{Z}_1 = \frac{24.61 \times 7.58 + 98.74 \times 3.25 + 60.35 \times 2.17}{183.70} = 3.48 \text{ m}$$

از رابطه ۶-۷۱ داریم:

$$p_0 D^2 + 2p_0 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0$$

$$p_0 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

$$= 4 \times 42.5 - (17.3 \times 3.24 + 10.54 \times 6.5) = 45.44 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$45.44 D^2 + 2 \times 45.44 D(3.24 + 6.5 - 1.62) - 2 \times 183.70(3.24 + 6.5 - 1.62 - 3.48) = 0$$

$$45.44 D^2 + 737.95 D - 1704.74 = 0$$

$$D = 2.05 \text{ m}$$

قسمت ب: با توجه به رابطه ۶-۷۰ می‌توان نوشت:

$$F = P_1 - p_0 D = 183.70 - 45.44 \times 2.05 = 90.55 \text{ kN/m}$$

۶-۹ کاهش لنگر برای سپرهای مهارشده

سپرهای انعطاف‌پذیر هستند. به علت این انعطاف‌پذیری، دارای تغییرمکان جانبی می‌باشند. این تغییرمکان جانبی باعث باز توزیع فشار جانبی می‌شود که نتیجه آن کاهش لنگر خمشی حداکثر M_{max} نسبت به نتایج محاسباتی ارائه شده در قسمت‌های قبل می‌باشد. راو^۱ (۱۹۵۲ و ۱۹۵۷) روشی برای کاهش لنگر حداکثر طرح در سپرهای مهارشده با پای مفصلی ارائه نمود. در این قسمت اصول

کاهش لنگر واو مورد بررسی قرار می‌گیرد.

سپرهای کوبیده شده در ماسه

در شکل ۶-۱۷ که برای سپرهای کوبیده شده در ماسه معتبر است، از علائم زیر استفاده شده است:

۱. H' = ارتفاع کل سپر (یعنی مجموع $L_1 + L_2 + D_{actual}$).

۲. انعطاف پذیری نسبی سپر

$$\rho = 10.91 \times 10^{-7} \left(\frac{H'^4}{EI} \right) \quad (۶-۷۲)$$

= انعطاف‌پذیری نسبی سپر

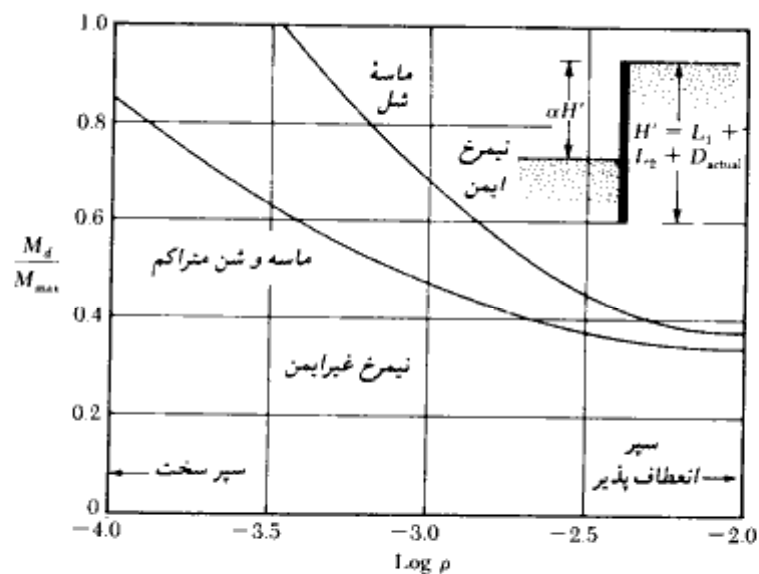
که در آن H' بر حسب متر می‌باشد.

E = ضریب الاستیسیته مصالح سپر (MN/m^2 - مگانیوتن بر متر مربع)

I = ممان اینرسی واحد طول سپر (m^3/m)

۳. M_d = لنگر طرح

۴. M_{max} = لنگر تئوریک حداکثر



شکل ۶-۱۷ - نمودار $\log \rho$ در مقابل M_d/M_{max} برای سپرهای کوبیده شده در ماسه

در سیستم آحاد انگلیسی، رابطه ۶-۷۰ شکل زیر را به خود می‌گیرد:

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (۶-۷۳)$$

که در آن H برحسب فوت، E برحسب پاند بر اینچ مربع و I برحسب توان چهارم اینچ برای یک فوت طول دیوار

روش استفاده از نمودار کاهش لنگر (شکل ۶-۱۷) به شرح زیر می‌باشد:

گام ۱. یک نیمرخ برای سپر مورد طراحی انتخاب نمایید (جدول ۶-۱).

گام ۲. اساس مقطع نیمرخ انتخابی در گام ۱ را برای واحد طول سپر تعیین نمایید.

گام ۳. ممان اینرسی نیمرخ انتخابی در گام ۱ را برای واحد طول سپر تعیین نمایید.

گام ۴. مقدار H را به دست آورده و ρ را از روابط ۶-۷۲ یا ۶-۷۳ محاسبه نمایید.

گام ۵. $\log \rho$ را تعیین کنید.

گام ۶. از رابطه $M_d = \sigma_{all} \cdot S$ ، ظرفیت خمشی نیمرخ انتخابی در گام ۱ را تعیین نمایید.

گام ۷. نسبت M_d/M_{max} را محاسبه نمایید. M_{max} لنگر خمشی حداکثر تئوریک می‌باشد که

در محاسبات قبل به دست آمده است.

گام ۸. نقاط $\log \rho$ (گام پنج) و M_d/M_{max} را روی شکل ۶-۱۷ بپسارید.

گام ۹. گامهای ۱ تا ۸ را برای نیمرخهای مختلف تکرار نمایید. نقاطی که در بالای منحنی قرار

می‌گیرند (برحسب مورد، منحنی ماسه شل، و یا منحنی ماسه متراکم و شن)، مربوط به نیمرخهای

ایمن هستند. نقاطی که در زیر منحنی قرار می‌گیرند، نیمرخهای غیرایمن می‌باشند. از میان

نیمرخهایی که نقاط مربوطه آن در بالای منحنی قرار دارد، می‌توان سبکترین نیمرخ را انتخاب نمود.

توجه شود که نیمرخ انتخابی دارای $M_d < M_{max}$ خواهد بود.

سپرهای کوبیده شده در رس

برای سپرهای کوبیده شده در رس، علائم به کار رفته در شکل ۶-۱۸ به قرار زیر می‌باشند:

۱- عدد پایداری

$$S_n = 1.25 \frac{c}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)} \quad (۶-۷۴)$$

که در آن c چسبندگی زهکشی نشده می‌باشد (شرایط $\phi = 0$)

برای تعریف γ ، γ' ، L_1 ، و L_2 به شکل ۶-۱۵ مراجعه شود.

۲- ضریب آلفا

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{\text{actual}}} \quad (۷۵-۶)$$

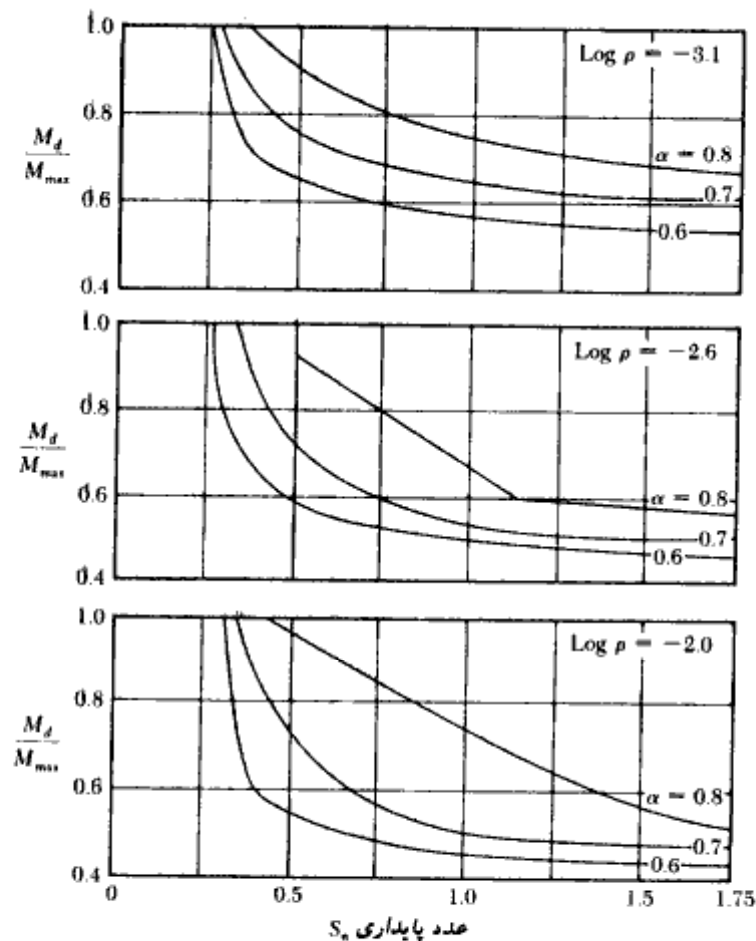
۳- عدد انعطاف پذیری ρ (به روابط ۶-۷۲ و ۶-۷۳ مراجعه شود).

۴- لنگرهای طرح و حداکثر

M_d = لنگر طرح

M_{max} = لنگر تئوریک حداکثر

روش کاهش لنگر با استفاده از شکل ۶-۱۸ به قرار زیر می باشد:



شکل ۶-۱۸- نمودار M_d/M_{max} در مقابل عدد پایداری برای سپرهای کوبیده شده در رس (راو ۱۹۷۵)

- گام ۱. تعیین H
- گام ۲. تعیین $\alpha = (L_1 + L_2)/H$
- گام ۳. تعیین S_n (رابطه ۶-۷۴)
- گام ۴. برای یک مقدار مشخص α و S_n (گامهای ۲ و ۳)، مقدار M_d/M_{max} را برای مقادیر مختلف $\log \rho$ از شکل ۶-۱۸ تعیین نمایید و نمودار M_d/M_{max} را در مقابل $\log \rho$ رسم کنید.
- گام ۵. گامهای ۱ تا ۹ ارائه شده برای سپرهای کوبیده شده در ماسه را دنبال نمایید.

مثال ۶-۷

مثال ۶-۵ راکه در آن $L_1 = 2\text{ m}$ ، $L_2 = 3\text{ m}$ و $D_{actual} = 2.9\text{ m}$ می باشد، در نظر بگیرید. از روش کاهش لنگر راو (شکل ۶-۱۷) استفاده نموده و اقتصادی ترین نیمرخ را برای انتخاب نمایید.

حل:

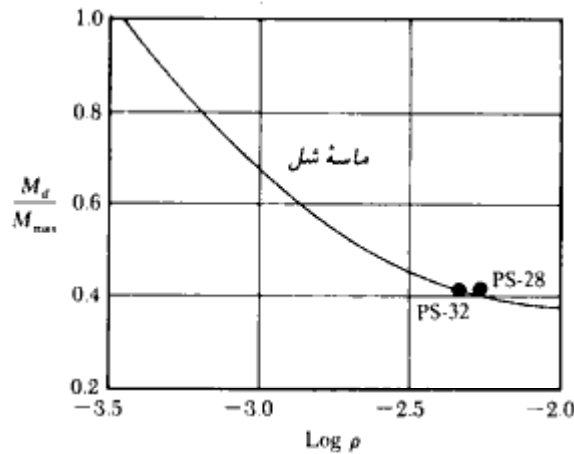
$$H = L_1 + L_2 + D_{actual} = 2 + 3 + 2.9 = 7.9\text{ m}$$

برای کاهش لنگر، جدول زیر را می توان تهیه نمود:

نیمرخ (1)	I (m^4/m) (2)	H (m) (3)	$\rho = \frac{10.91 \times 10^{-3} H^4}{EI}$ (4)	$\log \rho$ (5)	S (m^3/m) (6)	$\frac{M_d}{S \cdot \sigma_{all}}$ (kN-m) (7)	$\frac{M_d}{M_{max}}$ (8)
PDA-27	54.33×10^{-6}	7.9	0.000378	-3.42	57×10^{-5}	98.32	2.250
PMA-22	18.7×10^{-6}	7.9	0.001098	-2.96	29×10^{-5}	50.02	1.140
PS-32	3.96×10^{-6}	7.9	0.005184	-2.29	10.20×10^{-5}	17.60	0.403
PS-28	3.82×10^{-6}	7.9	0.005370	-2.27	10.2×10^{-5}	17.60	0.403

- (1), (2), (6) از جدول ۶-۱
 (4) رابطه ۶-۷۴ $E = 207 \times 10^3\text{ MN/m}^2$
 (7) $\sigma_{all} = 172,500\text{ kN/m}^2$
 (8) $M_{max} = 43.72\text{ kN-m/m}$

شکل ۶-۱۹ نشان دهنده مقادیر محاسبه شده $\log \rho$ و مقادیر نظیر M_d/M_{max} می باشد (فرض شده است که رفتار خاک مشابه ماسه شل می باشد). در این شکل نمودار $\log \rho$ در مقابل M_d/M_{max} نیز با توجه به شکل ۶-۱۷ رسم شده است. توجه شود که تمام نقاط در بالای منحنی



شکل ۶-۱۹

قرار دارند، بنابراین همه آنها ایمن می‌باشند. نقطه مربوط به نیمرخ PS-28 نزدیکترین نقطه به منحنی است و به عنوان اقتصادی‌ترین نیمرخ انتخاب می‌شود.

۶-۱۰ روش نمودار فشار محاسباتی برای سپرهای کوبیده شده در خاک ماسه‌ای
روش نمودار فشار محاسباتی (روش CPD^۱) برای سپرهای مهارشده کوبیده شده در خاکهای
ماسه‌ای یک روش ساده و جایگزین برای روش پای مفصلی می‌باشد که در بخشهای ۶-۷ و ۶-۹
شرح داده شد (ناتاراج، و هادلی ۱۹۸۴). در این روش نمودار فشار خالص نشان داده شده در شکل
۶-۱۴ با یک نمودار فشار مستطیلی مطابق شکل ۶-۲۰ جایگزین می‌شود.

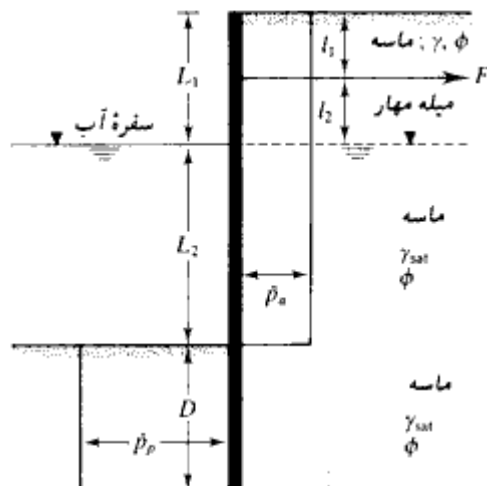
توجه شود که \bar{p}_o عرض نمودار فشار محرک خالص در بالای خط لایروبی و \bar{p}_p عرض نمودار
فشار مقاوم در زیر خط لایروبی است. مقادیر \bar{p}_o و \bar{p}_p را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\bar{p}_o = CK_a \gamma_{av} L \quad (۷۶-۶)$$

$$\bar{p}_p = RCK_a \gamma_{av} L = R\bar{p}_o \quad (۷۷-۶)$$

$$(L = L_1 + L_2)$$

1- Computational Pressure Diagram



شکل ۶-۲۰- روش نمودار فشار محاسباتی (توجه: $L_1 + L_2 = L$)

که در آن:

γ_{av} = وزن مخصوص مؤثر متوسط ماسه که برابر است با:

$$\approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \quad (۷۸-۶)$$

C = ضریب

$$R = \text{ضریب} = \frac{L(L - 2l_1)}{D(2L + D - 2l_1)} \quad (۷۹-۶)$$

دامنه تغییرات C و R در جدول ۶-۲ ارائه شده‌اند.

جدول ۶-۲- دامنه تغییرات C و R (روابط ۶-۷۶ و ۶-۷۷)

نوع خاک	C^*	R
ماسه نخل	0.8-0.85	0.3-0.5
ماسه متوسط	0.7-0.75	0.55-0.65
ماسه متراکم	0.55-0.65	0.60-0.75

a - برای حالتی معین است که هیچگونه سربار در روی خاکریز وجود ندارد.

عمق نفوذ D و نیروی مهاری برای واحد طول دیوار و حداکثر لنگر M_{max} را می‌توان از روابط زیر تعیین نمود:

عمق نفوذ

$$D^2 + 2DL \left[1 - \left(\frac{l_1}{L} \right) \right] - \left(\frac{L^2}{R} \right) \left[1 - 2 \left(\frac{l_1}{L} \right) \right] = 0 \quad (۸۰-۶)$$

نیروی مهاری

$$F = \bar{p}_o(L - RD) \quad (۸۱-۶)$$

حداکثر لنگر

$$M_{max} = 0.5 \bar{p}_o L^2 \left[\left(1 - \frac{R}{D} \right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L} \right) \left(1 - \frac{RD}{L} \right) \right] \quad (۸۲-۶)$$

لازم به تذکر است که:

- ۱- مقدار D به دست آمده از رابطه ۶-۸۰ در حدود $1/25$ تا $1/5$ برابر مقدار D تئوریک به دست آمده در روش پای مفصلی می‌باشد که در بخش ۶-۷ مورد بحث قرار گرفت. در نتیجه:

$$D \approx D \text{ (دانی)}$$

↑	↑
رابطه ۶-۸۰	رابطه ۶-۶۸

- ۲- مقدار F به دست آمده از رابطه ۶-۸۱ در حدود $1/2$ تا $1/6$ برابر مقدار به دست آمده از رابطه ۶-۶۶ است. بنابراین اعمال ضریب اطمینان اضافی لزومی ندارد.
- ۳- مقدار M_{max} به دست آمده از اعمال رابطه ۶-۸۲ در حدود $0/6$ تا $0/75$ مقدار M_{max} به دست آمده از روش معمول پای مفصلی است. بنابراین بدون استفاده از روش کاهش راو، این مقدار می‌تواند به عنوان لنگر کاهش یافته تلقی شود.

مثال ۶ - ۸

در شکل ۶ - ۲۰ اطلاعات زیر در دست است:

$$L_1 = 2.7 \text{ m و } L_2 = 7.80 \text{ m و } l_1 = 1.5 \text{ m و } \gamma = 17.36 \text{ kN/m}^3 \text{ و}$$

$$\gamma_{sat} = 20.56 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 35^\circ$$

با استفاده از روش نمودار فشار محاسباتی (CPD)، مقادیر F ، D و M_{max} را محاسبه نمایید.

حل:

قسمت الف:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20.56 - 9.81 = 10.75 \text{ kN/m}^3$$

از رابطه ۶ - ۷۸ داریم:

$$\gamma_{av} = \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} = \frac{17.36 \times 2.7 + 10.75 \times 7.80}{2.7 + 7.8} = 12.45 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 (45 - 35/2) = 0.271$$

$$\bar{p}_a = CK_a \gamma_{av} L = (0.65) (0.271) (12.45) (2.7 + 7.8) = 23.03 \text{ kN/m}^2$$

(با فرض مابینه متوسط، مقدار C از جدول ۶ - ۲ مساوی ۰/۶۵ در نظر گرفته شده است)

$$\bar{p}_p = R \bar{p}_a$$

با استفاده از جدول ۶ - ۲ مقدار $R = 0.6$ منظور می‌شود.

$$\bar{p}_p = 0.6 \times 23.03 = 13.82 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه ۶ - ۸۰ داریم:

$$D^2 + 2DL \left[1 - \left(\frac{l_1}{L} \right) \right] - \frac{L^2}{R} \left[1 - 2 \left(\frac{l_1}{L} \right) \right] = 0 \text{ و } L = 2.7 + 7.8 = 10.5 \text{ m}$$

$$D^2 + 2 \times 10.5 D \left[1 - \frac{1.5}{10.5} \right] - \frac{10.5^2}{0.6} \left[1 - 2 \times \frac{1.5}{10.5} \right] = 0$$

$$D^2 + 18 D - 131.25 = 0$$

$$D = 5.57 \text{ m}$$

کنترل برای مقدار فرضی R

$$R = \frac{L(L - 2l_1)}{D(2L + D - 2l_1)} = \frac{10.5 (10.5 - 2 \times 1.5)}{5.57 (2 \times 10.5 + 5.57 - 2 \times 1.5)} = 0.6$$

که مساوی مقدار فرضی می‌باشد.

قسمت ب:

از رابطه ۶-۸۱ داریم:

$$F = \bar{p}_0(L - RD) = 23.03 (10.5 - .6 \times 5.57) = 164.85 \text{ kN/m}$$

قسمت پ:

از رابطه ۶-۸۲ داریم:

$$M_{\max} = 0.5\bar{p}_0 L^2 \left[\left(1 - \frac{RD}{L}\right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L}\right) \left(1 - \frac{RD}{L}\right) \right]$$

$$1 - \frac{RD}{L} = 1 - \frac{.6 \times 5.57}{10.5} = 0.682$$

$$M_{\max} = 0.5 \times 23.03 \times 10.5^2 \left[0.682^2 - \frac{2 \times 1.5}{10.5} \times 0.682 \right] = 343 \text{ kN.m/m}$$

در جدول زیر مقایسه‌ای بین روش CPD و روش سنتی پای مفصلی نشان داده شده است.

موضوع	روش CPD	روش سنتی پای مفصلی	
D	5.57 m	3.37 m	$\frac{D_{(CPD)}}{D_{\text{actual free earth}}} = 1.66$
F	164.85 kN/m	120.2 kN/m	$\frac{F_{(CPD)}}{F_{\text{actual free earth}}} = 1.37$
M_{\max}	343 kN.m/m	421 kN.m/m	$\frac{M_{\max(CPD)}}{M_{\max \text{ free earth}}} = 0.81$

۶-۱۱ سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای

در طراحی سپرها به روش پای گیردار، فرض می‌شود که پای ستون در مقابل دوران گیردار است (شکل ۶-۲۱ الف). در این شکل، نمودار توزیع فشار خالص جانبی نیز نشان داده شده است. در تحلیل پای گیردار، قسمت پایینی نمودار توزیع فشار، یعنی $HFHGB$ ، با نیروی متمرکز P

جایگزین می‌شود. برای محاسبه L_4 ، معمولاً یک حل ساده که روش تیر معادل^۱ نامیده می‌شود، مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای درک روش تیر معادل، نقطه I که نقطه عطف منحنی تغییر شکل سپر است، مورد توجه قرار می‌گیرد. در این نقطه، می‌توان فرض کرد که سپر لولا شده و لنگر خمشی مساوی صفر است (شکل ۶-۲۱-ب). فاصله قائم بین نقطه I و خط لایروبی مساوی L_5 در نظر گرفته می‌شود. بلوم (۱۹۳۱) یک راه حل ریاضی برای تعیین L_5 و $L_1 + L_2$ ارائه داد. در شکل ۶-۲۱-ت تغییرات $L_5/(L_1 + L_2)$ در مقابل زاویه اصطکاک ϕ رسم شده است. حال با دانستن ϕ و $L_1 + L_2$ ، مقدار L_5 را می‌توان به دست آورد. قسمتی از سپر که در بالای نقطه I قرار داشته (شکل ۶-۲۱-پ) و تحت فشار جانبی خالص می‌باشد، با نیروی مهار F و برش P' متعادل می‌شود. نیروی برشی P' را می‌توان با لنگرگیری حول نقطه O' (نقطه مهار سپر) تعیین نمود. بعد از تعیین P' ، طول L_4 را می‌توان با لنگرگیری حول نقطه H به دست آورد (به قسمت پایین نمودار ۶-۲۱-پ مراجعه شود). عمق نفوذ D نیز چیزی در حدود $1.4(L_3 + L_4)$ تا 1.2 در نظر گرفته می‌شود.

روش گام به گام برای تعیین D

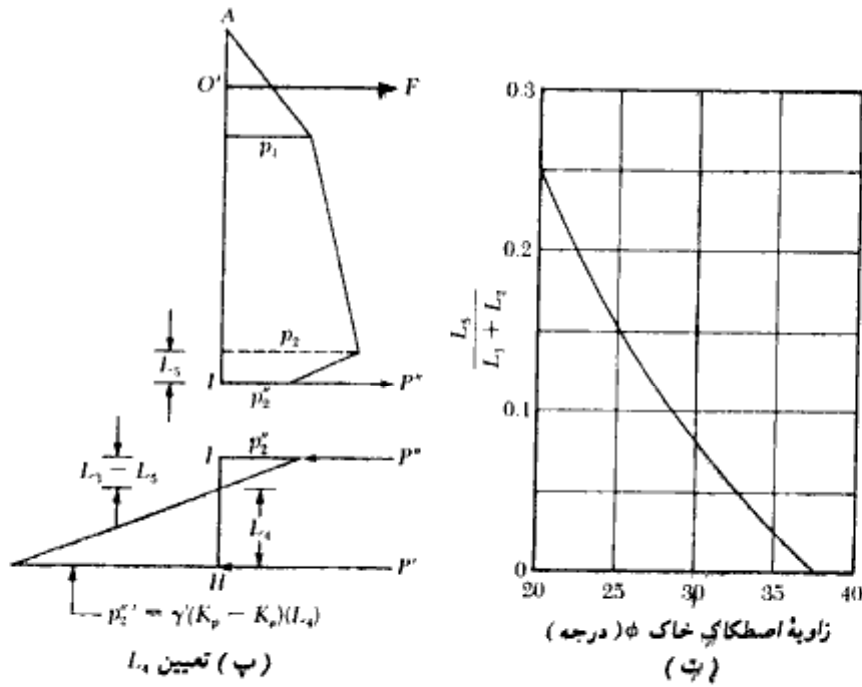
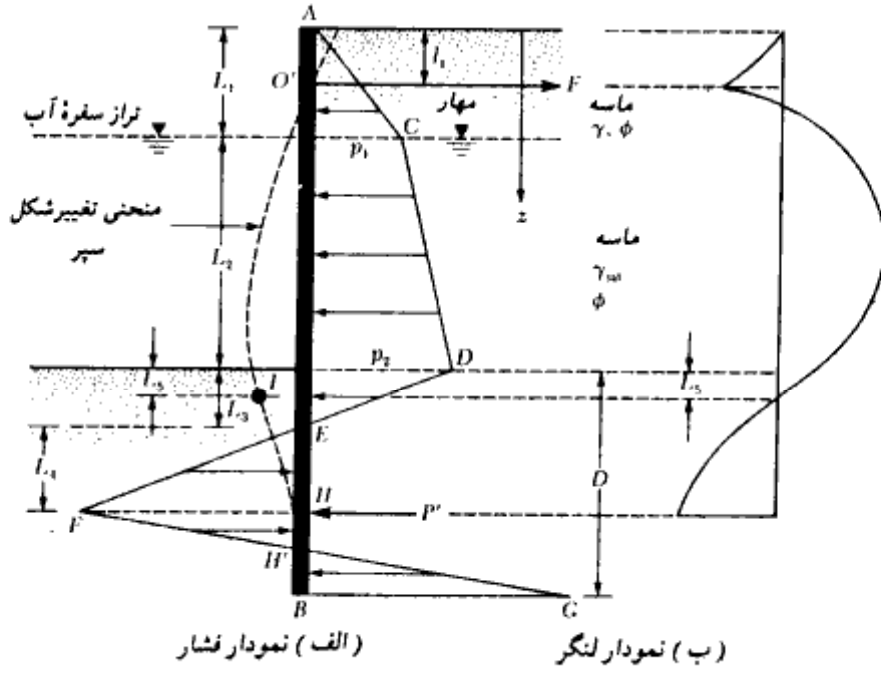
بر مبنای مطالب فوق‌الذکر، روش گام به گام تعیین عمق نفوذ در سپر مهار شده با پای گیردار در زمین ماسه‌ای به شرح زیر می‌باشد:

- گام ۱. مقادیر K_m و K_s را تعیین نمایید.
- گام ۲. با استفاده از روابط ۶-۱ و ۶-۲ مقادیر p_1 و p_2 را محاسبه نمایید.
- گام ۳. با استفاده از رابطه ۶-۶ مقدار L_3 را محاسبه نمایید.
- گام ۴. مقدار L_5 را از شکل ۶-۲۱-ت محاسبه نمایید.
- گام ۵. مقدار p_2' را محاسبه نمایید (شکل ۶-۲۱-پ)

$$p_2' = \frac{p_2(L_3 - L_5)}{L_3} \quad (۶-۸۳)$$

گام ۶. مطابق شکل ۶-۲۱-پ، نمودار توزیع فشار را بر آن قسمت از سپر که در بالای نقطه I قرار دارد، رسم نمایید.

گام ۷. برای نمودار رسم شده در گام ۶، تعادل لنگر نیروها را نسبت به نقطه O' بنویسید تا P'



شکل ۶-۲۱- روش پای گیردار برای سپر کوبیده شده در ماسه

محاسبه شود.

گام ۸. با معلوم شدن P^3 ، مطابق شکل ۶-۲۱-پ، نمودار توزیع فشار را برای قسمتی از سپر که بین نقاط I و H قرار دارد، رسم نمایید. توجه شود که در این نمودار P^3 مساوی $\gamma(K_p - K_o)(L_4)$ می‌باشد.

گام ۹. برای نمودار رسم شده در گام ۸، تعادل لنگر نیروها را نسبت به نقطه H بنویسید تا L_4 محاسبه شود.

گام ۱۰. مقدار $D = 1.2$ تا $1.4(L_3 + L_4)$ را محاسبه نمایید.

۶-۱۲ مهارها

در بخشهای ۶-۷ تا ۶-۱۱، تحلیل سپرهای مهار شده ارائه گردید. در این بخشها روش محاسبه نیروی مهار لازم برای واحد طول دیوار نیز مورد بحث قرار گرفت. در این قسمت، جزئیات بیشتری در مورد انواع مختلف مهار و روش محاسبه ظرفیت باربری نهایی آنها ارائه می‌شود. انواع مختلف مهارهایی که در سپرهای مهار شده مورد استفاده قرار می‌گیرند، به شرح زیر می‌باشند:

۱. تیرها و صفحات مهار^۱

۲. میله مهارها با انتهای تزریق شده^۲ (میله مهار کور شده)

۳. شمعهای مهار قائم^۳

۴. تیرهای مهار با شمعهای مایل^۴

برای صفحات یا تیرهای مهار معمولاً از قطعات پیش ساخته بتنی استفاده می‌شود (شکل ۶-۲۲-الف). مهارها توسط میله مهار^۵ به سپر وصل می‌شوند. برای اتصال میله مهارها به سپر، یک پشت بند افقی^۶ در جلو و یا پشت سپر قرار داده می‌شود تا تکیه گاه مناسب و صلبی برای سپر تأمین گردد. برای محافظت میله مهار در مقابل خوردگی، معمولاً روی آن توسط رنگ یا اپوکسی اندود می‌شود.

در مهار با انتهای تزریق شده (شکل ۶-۲۲-ب)، ابتدا یک سوراخ در زمین حفر شده و در

1- anchor plates and beams (leadman)

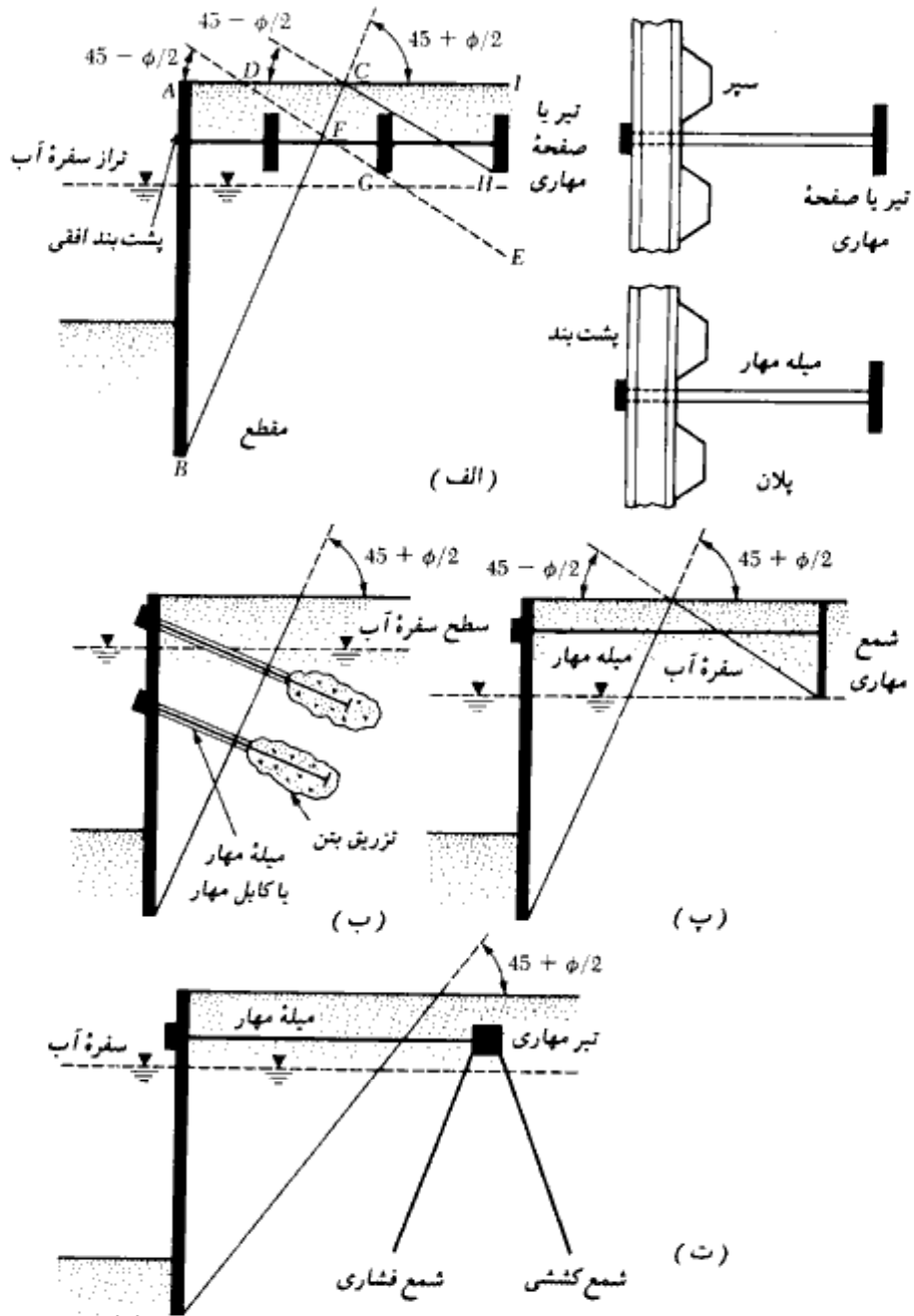
2- Tie back

3- Vertical anchor pile

4- Anchor beams supported by batter

5- tie rods

6- wale



شکل ۶-۲۲. انواع مختلف مهار سپرها. (الف) تیر یا صفحه مهاری، (ب) مهار با انتهای تزریق شده، (پ) شمع مهاری قائم، (ت) تیر مهاری با شمعهای مایل

داخل آن میله یا کابل مهاری قرار داده شده و انتهای آن تزریق می شود (کابلها از نوع فولاد پرمقاومت که در کارهای پیش تنیده از آنها استفاده می شود، می باشند).

در اشکال ۶-۲۲، پ و ۶-۲۲، ت، استفاده از شمعهای قائم و شمعهای مایل برای مهار سپر نشان داده شده است.

نصب مهارها

نیروی مقاوم صفحات یا تیرهای مهاری، ناشی از فشار مقاوم خاک موجود در جلوی آنها می باشد. برای تعیین بهترین محل برای یک صفحه مهاری (برای حداکثر کارایی)، شکل ۶-۲۲، الف که در آن AB سپر مورد نظر برای مهار می باشد، در نظر گرفته می شود. اگر صفحه مهاری در داخل گره ABC (ناحیه محرک رانکین) قرار گیرد، هیچگونه مقاومتی در مقابل خرابی دیوار نخواهد داشت. به عنوان روش دیگر، می توان مهار را در ناحیه $GFEH$ قرار داد. توجه شود که خط DFG ، خط لغزش برای فشار مقاوم رانکین در مقابل صفحه یا تیر مهاری است. اگر قسمتی از گره مقاوم در داخل گره محرک ABC قرار گیرد، فشار مقاوم کامل در هنگام خرابی دیوار، در جلوی صفحه مهار به وجود نمی آید. حال اگر تیر یا صفحه مهاری در ناحیه ABC قرار گیرد، ناحیه فشار مقاوم در جلوی صفحه یا تیر مهاری کاملاً خارج از ناحیه فشار محرک قرار گرفته و مقاومت مهاری کامل در جلوی صفحه یا تیر مهاری به وجود می آید.

اشکال ۶-۲۲، ب، ۶-۲۲، پ و ۶-۲۲، ت نیز نشان دهنده محل قرارگیری صحیح میله مهار با انتهای تزریق شده (کور شده)، شمع مهاری قائم و تیر مهاری با شمعهای مایل می باشند.

محاسبه مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری

تنگ^۱ (۱۹۶۲)، رابطه زیر را برای تعیین مقاومت نهایی مهاری صفحات یا تیرهای مهاری در خاکهای دانه ای که در نزدیکی سطح زمین قرار دارند (2 تا $H/h \leq 1.5$ در شکل ۶-۲۲)، ارائه داد.

$$P_0 = B(P_p - P_0) \quad (B|h \approx \infty \text{ یعنی پیوسته - } ۶-۸۴)$$

که در آن:

$$P_0 = \text{ظرفیت مقاومت نهایی مهار}$$

B = طول مهار در امتداد قائم بر مقطع نشان داده شده در شکل (در امتداد طول دیوار)
 P_p و P_a = نیروی محرک و مقاوم رانکین برای واحد طول مهار
 توجه شود که مطابق شکل ۶-۲۳، P_p در جلوی صفحه مهار عمل می نماید، همچنین داریم:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (۸۵-۶)$$

و

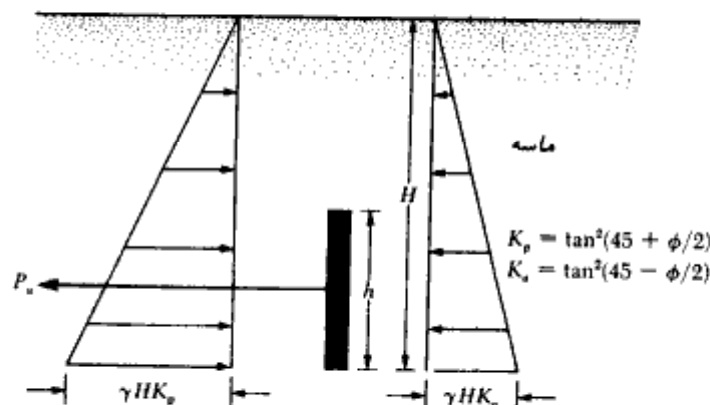
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (۸۶-۶)$$

رابطه ۶-۸۴ برای شرایط کرنش صفحه ای معتبر است. برای تمام حالات عملی $B/h > 5$ است و با تقریب خوب شرایط کرنش صفحه ای برآورده می شود. برای B/h کوچکتر از حدود ۵، باید سطح گسیختگی سه بعدی در نظر گرفته شود. تنگ (۱۹۶۲) رابطه زیر را برای تعیین مقاومت نهایی صفحه مهار ارائه کرد:

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_o \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \tan \phi \quad (۸۷-۶)$$

(برای $\frac{H}{h} \leq 2$ تا 1.5)

در رابطه فوق K_o ضریب فشار خاک در حالت سکون می باشد که مقدار تقریبی آن حدود 0.4 می باشد.



شکل ۶-۲۳ - ظرفیت مقاوم نهایی صفحات یا تیرهای مهاری در ماسه - روابط ۶-۸۴ و ۶-۸۷

اوسن، و استرمن^۱ (۱۹۷۲) روشی برای تعیین مقاومت نهایی مهار در ماسه ارائه کرده‌اند که منطقی‌تر از روش تنگ است و استفاده از آن توصیه می‌شود. گامهای اساسی در این روش به‌قوار زیر می‌باشند:

گام ۱ - حالت پایه: طول مدفون H را تعیین نمایید. فرض کنید که صفحه مهار دارای ارتفاع H بوده و طول B آن در امتداد عمود بر صفحه کاغذ بی‌نهایت است (شکل ۶ - ۲۴). این وضعیت، حالت پایه نامیده می‌شود. در شکل ۶ - ۲۴ از علائم زیر استفاده شده است:

P_p = نیروی مقاوم برای واحد طول مهار

P_a = نیروی محرک برای واحد طول مهار

ϕ = زاویه اصطکاک خاک

δ = زاویه اصطکاک بین صفحه مهار و خاک

P'_a = مقاومت نهایی برای واحد طول مهار

W = وزن واحد طول صفحه مهار

مقدار P'_a را می‌توان به‌صورت زیر تعریف کرد:

$$P'_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos \delta - P_a \cos \phi = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos \delta - \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \cos \phi$$

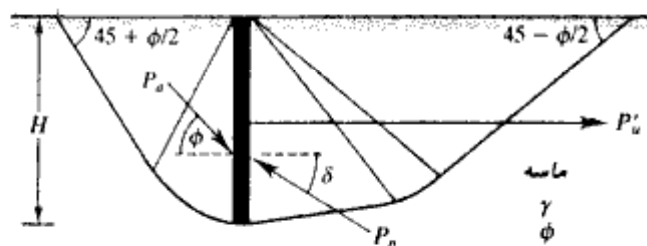
$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 (K_p \cos \delta - K_a \cos \phi)$$

(۶ - ۸۸)

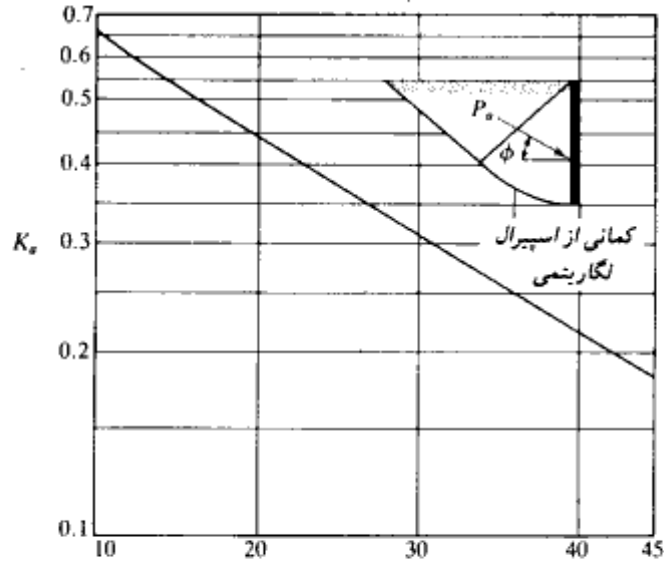
که در آن:

K_a = ضریب فشار فعال با $\delta = \phi$ (به شکل ۶ - ۲۵ - الف مراجعه شود)

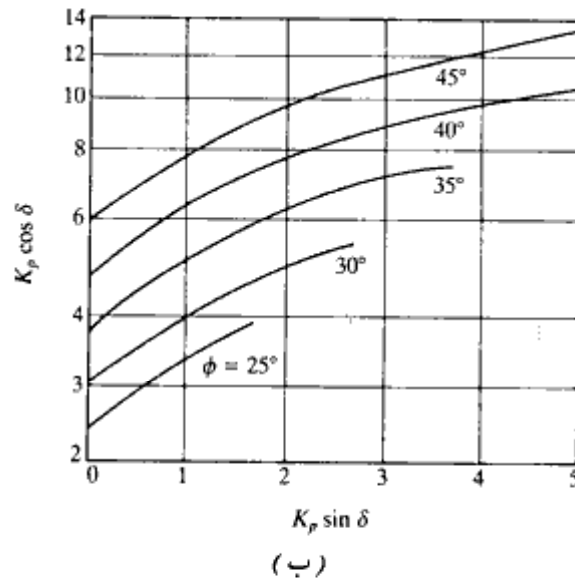
K_p = ضریب فشار مقاوم



شکل ۶ - ۲۴ - حالت پایه - صفحه مهار قائم در خاک دانه‌ای



زاویه اصطکاک خاک، ϕ (درجه)
(الف)



(ب)

شکل ۶-۲۵. (الف) تغییرات K_p (برای $\delta = \phi$)، (ب) تغییرات $K_p \cos \delta$ با $K_p \sin \delta$ بر پایه تحلیل اوسن، و استرومن

برای محاسبه $K_p \sin \delta$ ، ابتدا $K_p \cos \delta$ را از رابطه زیر محاسبه نمایید:

$$K_p \sin \delta = \frac{W + P_o \sin \phi}{\frac{1}{2}\gamma H^2} = \frac{W + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_o \sin \phi}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \quad (۸۹-۶)$$

با استفاده از $K_p \sin \delta$ به دست آمده از رابطه ۸۹-۶، مقدار $K_p \cos \delta$ را می توان از نمودار ارائه شده در شکل ۶-۲۵-ب تعیین کرد.

گام ۲- حالت نواری: طول واقعی h مهار را که لازم است ساخته شود، تعیین نمایید. اگر یک مهار پیوسته (با $B = \infty$) به ارتفاع h در عمق H قرار داده شود (شکل ۶-۲۶)، مقاومت نهایی آن در واحد طول از رابطه زیر به دست می آید:

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h}\right)} \right] P'_u \quad \text{رابطه ۶-۸۸} \quad (۹۰-۶)$$

که در آن:

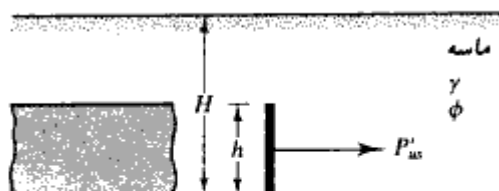
P'_{us} = مقاومت نهایی برای حالت نواری

C_{ov} = ضریبی مساوی ۱۹ برای ماسه متراکم و ۱۴ برای ماسه شل

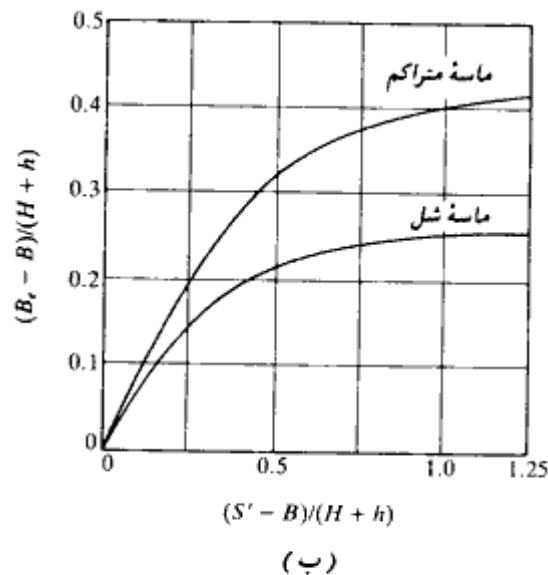
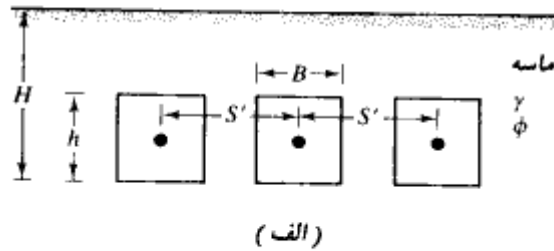
گام ۳- حالت واقعی: در عمل صفحات مهاری مطابق شکل ۶-۲۷-الف به صورت صفحات جدا از هم در یک ردیف به فواصل S قرار داده می شوند. برای این حالت که به حالت واقعی موسوم است، مقاومت نهایی هر مهار، P'_u ، از رابطه زیر به دست می آید:

$$P_u = P'_{us} B_e \quad (۹۱-۶)$$

که در آن B_e طول معادل می باشد.



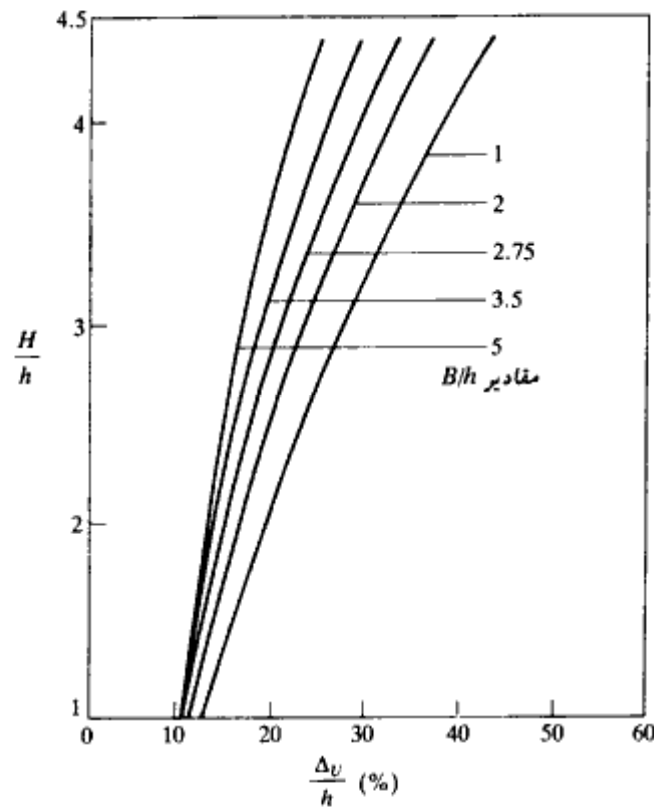
شکل ۶-۲۶- حالت نواری برای مهار صفحه‌ای قائم



شکل ۶-۲۷. (الف) حالت واقعی نصب مهارها، (ب) تغییرات $(B_e - B)/(H + h)$ در مقابل $(S' - B)/(H + h)$ بر پایه تحلیل اوسن و استرومن

طول معادل تسایعی از S' ، B ، H ، و h می‌باشد. شکل ۶-۲۷. ب نمودار $(B_e - B)/(H + h)$ را در مقابل $(S' - B)/(H + h)$ برای حالت ماسه شل و متراکم نشان می‌دهد. برای مقادیر معلوم S' ، B ، H ، و h می‌توان مقدار B_e را برای استفاده در رابطه ۶-۹۱ محاسبه نمود.

مطالعات انجام شده در مورد رابطه بار-تغییر مکان مهارها نسبتاً محدود می‌باشد. شکل ۶-۲۸ نشان‌دهنده تغییر مکان بدون بعد مهارها در بار نهایی برای مقادیر مختلف B/h و H/h می‌باشد که



شکل ۶-۲۸ - تغییر مکان افقی صفحات یا تیرهای مهاري در بار نهایی (نیلی، استوارت، و گراهام - ۱۹۷۳)

به طور تجربی توسط نیلی، استوارت، و گراهام^۱ در ماسه متراکم و متوسط به دست آمده است. دس (۱۹۷۵)، و دس، و سیلی (۱۹۷۵) به کمک آزمایش روابط مشابهی برای مهارها در ماسه شل به دست آوردند. بر پایه نتایج تجربی، دس، و سیلی^۲ (۱۹۷۵)، رابطه بار تغییر مکان زیر را برای مهارها ارائه دادند:

$$\bar{P} = \frac{\bar{\Delta}}{0.15 + 0.85\bar{\Delta}} \quad (۹۲-۶)$$

که در آن:

1- Neeley, Stuart, and Graham

2- Das and seeley

$$\bar{p} = \frac{\Delta \text{ بار مهار در تغییر مکان افقی}}{\Delta_u \text{ بار نهایی در تغییر مکان افقی}} \quad (۹۳-۶)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_u} \quad (۹۴-۶)$$

رابطه ۶-۹۲ برای مقادیر B/h بین ۱ تا ۵ و H/h بین ۱ تا ۵ معتبر می‌باشد.

مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری در رس (شرایط $\phi = 0$)

آزمایشهای نسبتاً کمی در روی تخمین مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری در خاکهای رسی (شرایط $\phi = 0$) انجام شده است.

مکنزی (۱۹۵۵) و چیوتاریف (۱۹۷۳) با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی، رابطه‌ای به شکل بی‌بعد برای مقاومت نهایی صفحات و تیرهای مهاری بر حسب H ، h ، c و ϕ (چسبندگی زهکشی نشده برای شرایط $\phi = 0$) تهیه کردند. دس، تارکوین، و مورنو^۱ (۱۹۸۵) روش زیر را برای تعیین مقاومت نهایی یک مهار مدفون در رس ارائه نمودند:

وقتی که یک صفحه مهار با ابعاد $h \times B$ در عمق H مدفون است، سطح گسیختگی خاک در بار نهایی مطابق شکل ۶-۲۹ الف تا سطح خاک توسعه می‌یابد. این وضعیت وقتی رخ می‌دهد که نسبت H/h نسبتاً کوچک باشد. لیکن برای مقادیر بزرگتر H/h ، در بار نهایی، گسیختگی برشی موضعی رخ می‌دهد (شکل ۶-۲۹ ب). مقدار بحرانی H/h که در آن گسیختگی برشی کلی به گسیختگی برشی موضعی تبدیل می‌شود، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3}c \leq 7 \quad (۹۵-۶)$$

(مهار مربع $B/h = 1$)

و

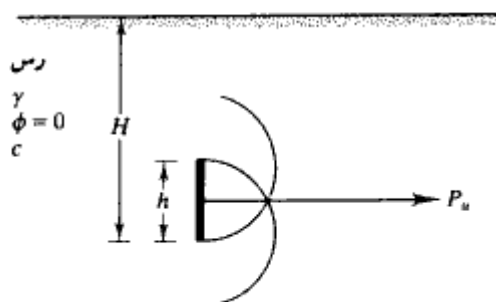
$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-R} = \left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \left[0.9 + 0.1\left(\frac{B}{h}\right)\right] \leq 1.3\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \quad (۹۶-۶)$$

(مهار مستطیل $B/h \geq 1$)

1- Das, Tarquin, and Moreno



(الف)



(ب)

شکل ۶-۲۹ - طبیعت گسیختگی برشی خاک در مقابل صفحه مهاری. (الف) نسبتاً کوچک، $H/h > (H/h)_{cr}$ (ب)

در روابط ۶-۹۵ و ۶-۹۶، واحد چسبندگی زهکشی نشده برحسب پاند بر فوت مربع lb/ft^2 می باشد.

مقاومت نهایی یک صفحه مهاری در شکل بی بعد به صورت زیر قابل بیان است:

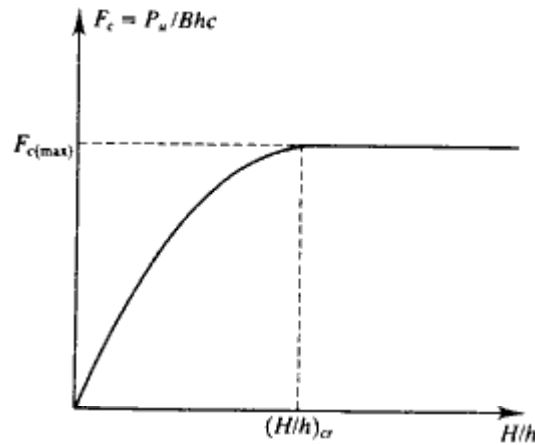
$$F_c = \frac{P_u}{Bhc} \quad (۶-۹۷)$$

که در آن:

$$F_c = \text{ضریب شکست}$$

$$P_u = \text{مقاومت نهایی}$$

در شکل ۶-۳۰ تغییرات F_c در مقابل H/h یک صفحه مهاری که در خاک رس مدفون است، نشان داده شده است. توجه شود که برای $H/h \geq (H/h)_{cr}$ مقدار F_c مساوی $F_{c(max)}$ است که مقدار ثابتی می باشد. برای صفحات مربع (با $B = h$) مقدار $F_{c(max)}$ مساوی ۹ می باشد. بنابراین با



شکل ۶-۳۰- تغییرات F_c با H/h برای صفحه مهارى در رس

داریم: $H/h \geq (H/h)_{cr-S}$

$$P_u = 9h^2c$$

(۹۸-۶) (برای مهار مربع)

برای مهار مستطیل با $H/h \geq (H/h)_{cr-R}$ ، مقاومت نهایی می تواند طبق روابط زیر تعریف شود:

$$P_u = 9Bhc \left[0.825 + 0.175 \left(\frac{h}{B} \right) \right]$$

یا:

$$P_u = Bch \left[7.425 + 1.575 \left(\frac{h}{B} \right) \right] \quad (۹۹-۶)$$

برای مهارهای مربع یا مستطیل با $H/h \leq (H/h)_{cr}$ ، مقاومت نهایی را می توان از رابطه تجربی زیر محاسبه کرد:

$$\frac{\left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right]}{\left[\frac{P_u/cBh}{7.425 + 1.575(h/B)} \right]} = 0.41 + 0.59 \left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}} \right] \quad (۱۰۰-۶)$$

ضریب اطمینان برای تیرها و صفحات مهارى

مقاومت مجاز هر صفحه مهارى، P_{all} ، را می توان به صورت زیر بیان نمود:

۵۰۳

سپرها

$$P_{all} = \frac{P_u}{FS} \quad (101-6)$$

که در آن FS ضریب اطمینان می باشد. معمولاً ضریب اطمینانی مساوی ۲ توصیه می شود.

فواصل صفحات مهاري

فواصل مرکز به مرکز صفحات مهاري، S' ، را می توان به صورت زیر تعیین کرد:

$$S' = \frac{P_{all}}{F} \quad (102-6)$$

که در آن F نیروی وارد بر واحد طول سپر می باشد.

مقاومت نهایی میله مهارها با انتهای تزریق شده^۱ (کور شده)

مطابق شکل ۶-۳۱، مقاومت نهایی یک میله مهار با انتهای تزریق شده را می توان به صورت زیر تعیین کرد:

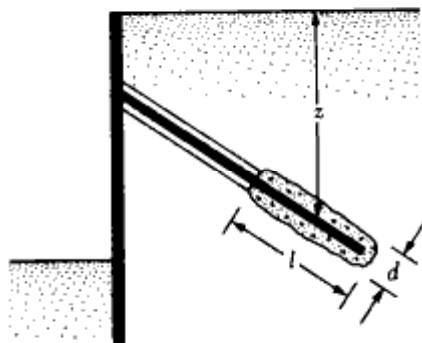
$$P_u = \pi dl \bar{\sigma}'_0 K \tan \phi \quad (103-6)$$

که در آن:

P_u = مقاومت نهایی

ϕ = زاویه اصطکاک خاک

$\bar{\sigma}'_0$ = تنش قائم مؤثر متوسط (مساوی γz در ماسه خشک)



شکل ۶-۳۱- پارامترهای لازم برای تعیین مقاومت نهایی میله مهارها با انتهای تزریق شده

$K =$ ضریب فشار خاک

اگر عمل تزریق تحت فشار انجام شود، K را می‌توان مساوی ضریب فشار خاک در حالت سکون (K_0) در نظر گرفت (لیتل جان - ۱۹۷۰). حد پایین K ، ضریب فشار محرک رانکین می‌باشد.

در رس، مقاومت نهایی میله مهار با انتهای تزریق شده را می‌توان به صورت زیر تقریب زد:

$$P_u = \pi d l c_e \quad (۱۰۴-۶)$$

که در آن c_e چسبندگی می‌باشد.

مقدار c_e را به طور تقریب می‌توان مساوی $c/3$ در نظر گرفت که در آن c چسبندگی

زهکشی نشده می‌باشد.

برای تعیین مقاومت مجاز میله مهار با انتهای تزریق شده، می‌توان ضریب اطمینانی مساوی

۱/۵ تا ۲ بر مقاومت نهایی اعمال کرد.

مثال ۶-۹

در شکل ۶-۲۷ الف، اطلاعات زیر در دست است:

$$B = b = 0.4 \text{ m}, S' = 1.2 \text{ m}, H = 1 \text{ m}, \gamma = 16.51 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 35^\circ$$

مطلوبست تعیین مقاومت نهایی برای هر یک از صفحات مهار. صفحات مهار از بتن ساخته شده‌اند و ضخامت هر یک ۰/۱۵ متر می‌باشد.

حل:

با استفاده از شکل ۶-۲۵ الف، برای $\phi = 35^\circ$ ، مقدار K_e در حدود ۰/۲۷ می‌باشد.

$$W = H \gamma_{\text{concrete}} = (1 \text{ m})(0.15 \text{ m})(23.5 \text{ kN/m}^3) \\ = 3.525 \text{ kN/m}$$

از رابطه ۶-۸۹ می‌توان نوشت:

$$K_p \sin \delta = \frac{W + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_e \sin \phi}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \\ = \frac{3.535 + (0.5)(16.51)(1)^2(0.26)(\sin 35)}{(0.5)(16.51)(1)^2} = 0.576$$

با استفاده از شکل ۶-۲۵ ب برای $\phi = 35^\circ$ و $K_p \sin \delta = 0.576$ ، مقدار $K_p \cos \delta$ در حدود ۴/۵

به دست می‌آید. با استفاده از رابطه ۶-۸۸ داریم:

سپرها

۵۰۵

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_p \cos \delta - K_a \cos \phi) \\ = \left(\frac{1}{2} \right) (16.51) (1)^2 [4.5 - (0.26)(\sin 35)] = 35.92 \text{ kN/m}$$

برای محاسبه P_w ، ماسه را شل در نظر می‌گیریم. بنابراین C_{sw} در رابطه ۶-۹۰ مساوی ۱۴ به دست می‌آید. در نتیجه:

$$P_w = \left[\frac{C_{sw} + 1}{C_{sw} + \left(\frac{H}{h} \right)} \right] P_w = \left[\frac{14 + 1}{14 + \left(\frac{1}{0.4} \right)} \right] = 32.65 \text{ kN/m}$$

$$\frac{S' - B}{H + h} = \frac{1.2 - 0.4}{1 + 0.4} = \frac{0.8}{1.4} = 0.571$$

برای $(S' - B)/(H + h) = 0.571$ و ماسه شل، از شکل ۶-۲۷ ب به دست می‌آید:

$$\frac{B_e - B}{H - h} = 0.229$$

$$B_e = (0.229)(H + h) + B = (0.229)(1 + 0.4) + 0.4 \\ = 0.72$$

در نتیجه از رابطه ۶-۹۱ خواهیم داشت:

$$P_w = P_w B_e = (32.65)(0.72) = 23.51 \text{ kN}$$

مثال ۶-۱۰

در مثال ۶-۹، مطلوبست تعیین مقاومت مهار برای تغییر مکان افقی حداکثر Δ مساوی ۴۰ میلیمتر.

حل:

با استفاده از شکل ۶-۲۸، برای $H/h = 2.5$ و $B/h = 1$ مقدار $\Delta_w/h = 0.24$ به دست می‌آید. در نتیجه در بار نهایی P_w ، تغییر مکان افقی مهار برابر خواهد شد با:

$$\Delta_w = 0.24h = 0.24 \times 0.4 = 0.096 \text{ m} = 96 \text{ mm}$$

با Δ مساوی ۴۰ میلیمتر داریم:

$$\bar{\Delta} = \Delta/\Delta_w = 40/96 = 0.417$$

با استفاده از رابطه ۶-۹۲ می توان نوشت:

$$\bar{P} = \frac{\bar{\Delta}}{0.15 + 0.85\bar{\Delta}}$$

$$\bar{P} = \frac{0.417}{0.15 + (0.85)(0.417)} = 0.827$$

در نتیجه:

$$P_{\Delta=40 \text{ mm}} = 0.827 \times P_u = (0.827)(23.51) = 19.44 \text{ kN}$$

مثال ۶-۱۱

برای یک صفحه مهارى در رس، اطلاعات زیر در دست است:

$$B = 5 \text{ ft} (= 1.5 \text{ m})$$

$$h = 2 \text{ ft} (= 0.6 \text{ m})$$

$$H = 6 \text{ ft} (= 1.8 \text{ m})$$

$$c = 500 \text{ lb/ft}^2 (= 25 \text{ kN/m}^2)$$

مطلوبست تعیین مقاومت نهایی مهار

حل:

با استفاده از رابطه ۶-۹۵ داریم:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3}c$$

$$= 4.7 + (2.9 \times 10^{-3})(500) = 6.15$$

با توجه به رابطه ۶-۹۶ می توان نوشت:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr-R} = \left(\frac{H}{h}\right)_{cr-S} \left[0.9 + 0.1 \left(\frac{B}{h}\right) \right]$$

$$= (6.15) \left[0.9 + (0.1) \left(\frac{5}{2}\right) \right] = 7.07$$

چون $H/h = 6/2 = 3$ کوچکتر از $(H/h)_{cr}$ می باشد، برای تعیین P_u از رابطه ۶-۱۰۰ استفاده می شود:

۵۰۷

سپرها

$$\left[\frac{\left(\frac{3}{7.07} \right)}{(P_u/cBh)} \right] = 0.41 + (0.59) \left(\frac{3}{7.07} \right)$$

$$\left[\frac{0.424}{(P_u/cBh)} \right] = 0.66$$

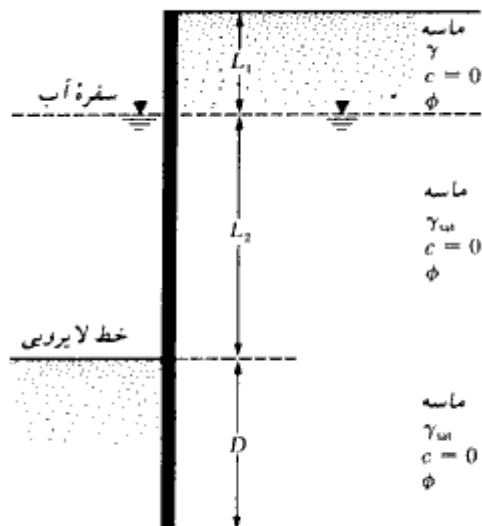
$$\frac{P_u}{cBh} = \left(\frac{0.424}{0.66} \right) (8.055) = 5.17$$

$$P_u = (5.17)cBh = (5.17)(500)(5)(2) = 25,850 \text{ lb } (= 117 \text{ kN })$$

مسائل فصل ششم

۶-۱ - شکل نشان‌دهنده یک سپر طره‌ای می‌باشد که در خاک دانه‌ای کوبیده شده است. داریم:

$$L_1 = 3 \text{ m و } L_2 = 6 \text{ m و } \gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma_{sat} = 20.7 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 40^\circ$$



شکل مسئله ۶-۱

مطلوبست تعیین:

الف: عمق نفوذ تئوریک

ب: نمودار توزیع فشار خالص

پ: با فرض ۳۰ درصد افزایش در D ، طول کل لازم برای سپر چقدر می‌باشد.

۲-۶ - با استفاده از قسمت ب مسئله ۱-۶، مطلوبست تعیین لنگر خمشی حداکثر در سپر. اساس مقطع لازم را نیز محاسبه نمایید.

۳-۶ - مسئله ۱-۶ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید.

$$L_1 = 3 \text{ m}, L_2 = 6 \text{ m}, \gamma = 17.3 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 19.4 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 30^\circ$$

۴-۶ - برای مسئله ۳-۶، لنگر خمشی حداکثر تئوریک، و اساس مقطع لازم را محاسبه و نیمرخ مناسب را انتخاب نمایید.

۵-۶ - مسئله ۱-۶ را با اطلاعات زیر مجدداً حل نمایید:

$$L_1 = 4 \text{ m}, L_2 = 8 \text{ m}, \gamma = 16.1 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 18.2 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 32^\circ$$

۶-۶ - در مسئله ۵-۶، مطلوبست تعیین لنگر خمشی حداکثر تئوریک سپر

۷-۶ - برای شکل ۸-۶ اطلاعات زیر در دست است:

$$L = 4.5 \text{ m و } \gamma = 17.28 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 35^\circ$$

مطلوبست محاسبه عمق نفوذ تئوریک D و لنگر خمشی حداکثر

۸-۶ - مسئله ۷-۶ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$L = 3 \text{ m}, \gamma = 16.7 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 30^\circ$$

۹-۶ - شکل ۹-۶ را که نشان‌دهنده یک سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه ماسه‌ای است، در نظر

بگیرید. مطلوبست تعیین عمق نفوذ تئوریک و حداکثر لنگر خمشی. داریم:
 $\gamma = 16.80 \text{ kN/m}^3$ و $\phi = 38^\circ$ و $L = 3 \text{ m}$ و $P = 14.9 \text{ kN/m}$

۱۰-۶ - مسئله ۹-۶ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \phi = 34^\circ, L = 2.8 \text{ m} \quad P = 12 \text{ kN/m}$$

۱۱-۶ - برای شکل نشان داده شده، اطلاعات زیر در دست است:

$$L_1 = 2.4 \text{ m}, L_2 = 4.6 \text{ m}, \gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 17.3 \text{ kN/m}^3, c = 29 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

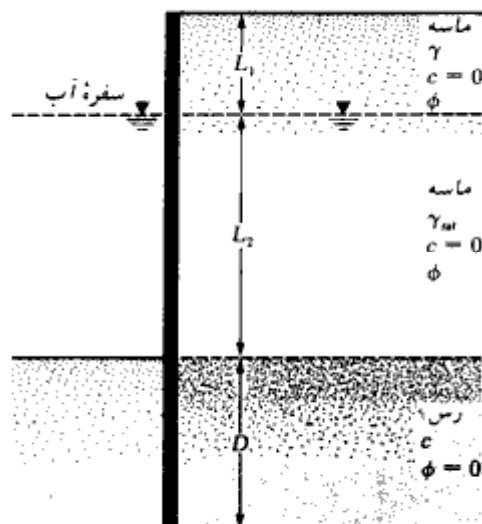
مطلوبست تعیین:

الف: عمق نفوذ تئوریک

ب: رسم نمودار توزیع فشار خالص

پ: اگر D به اندازه ۴۰ درصد افزایش یابد، طول لازم برای سپر چقدر است.

۱۲-۶ - در مسئله ۱۱-۶ لنگر خمشی حداکثر و اساس مقطع لازم را محاسبه کرده و نیمرخ مناسب را انتخاب نمایید.



شکل مسئله ۱۱-۶

۶-۱۳ - مسئله ۶-۱۱ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3 \text{ و } C = 60 \text{ kN/m}^2 \text{ و } L_2 = 3.6 \text{ m و } L_1 = 3 \text{ m}$$

$$\phi = 40^\circ \text{ و } \gamma_{sat} = 20.16 \text{ kN/m}^3$$

۶-۱۴ - در مسئله ۶-۱۳، لنگر خمشی حداکثر و اساس مقطع لازم را محاسبه و نیمرخ مناسب را برای آن محاسبه نمایید.

۶-۱۵ - برای شکل ۶-۱۱ اطلاعات زیر در دست است:

$$c = 40 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \phi = 36^\circ \text{ و } \gamma = 17.28 \text{ kN/m}^3 \text{ و } L_1 = 4.5 \text{ m}$$

مطلوبست تعیین عمق نفوذ تئوریک D و حداکثر لنگر خمشی

۶-۱۶ - برای شکل ۶-۱۲ اطلاعات زیر در دست است:

$$\gamma_{sat} = 19.2 \text{ kN/m}^3 \text{ و } c = 35 \text{ kN/m}^2 \text{ و } P = 6 \text{ kN/m} \text{ و } L = 3 \text{ m}$$

مطلوبست تعیین عمق نفوذ D و حداکثر لنگر خمشی

۶-۱۷ - در شکل، یک سپر مهار شده نشان داده شده است. برای این سپر داریم:

$$\phi = 32^\circ \text{ و } \gamma_{sat} = 18.5 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3 \text{ و } l_1 = 2 \text{ m} \text{ و } L_2 = 8 \text{ m} \text{ و } L_1 = 5 \text{ m}$$

مطلوبست تعیین:

الف: مقدار تئوریک عمق نفوذ D

ب: نمودار توزیع فشار خالص

پ: نیروی مهاری وارد بر واحد طول

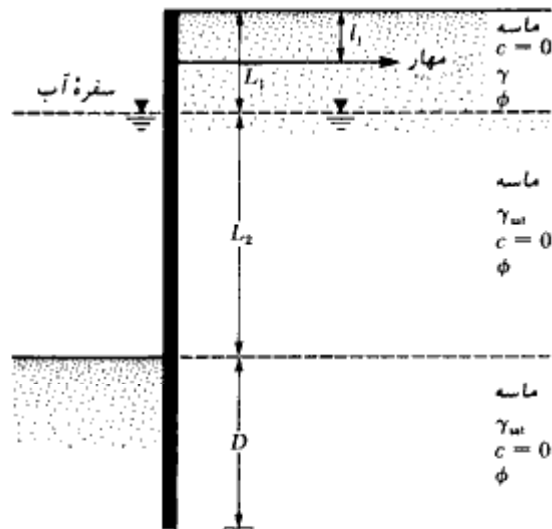
از روش پای مفصلی استفاده نمایید.

۶-۱۸ - در مسئله ۶-۱۷ فرض نمایید که (تئوریک) $1.25D = D$ (واقعی) می‌باشد.

مطلوبست تعیین:

الف: حداکثر لنگر خمشی تئوریک

ب: با استفاده از روش کاهش لنگر راو، اساس مقطع مناسب برای سپر را محاسبه نمایید.



شکل مسئله ۶-۱۷

۶-۱۹ - مسئله ۶-۱۷ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

و $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$ و $l_1 = 1.2 \text{ m}$ و $L_2 = 7.5 \text{ m}$ و $L_1 = 3 \text{ m}$

و $\phi = 40^\circ$ و $\gamma_{sat} = 20.70 \text{ kN/m}^3$

۶-۲۰ - در مسئله ۶-۱۹، فرض نمایید که (تئوریک) $1.3D$ (واقعی) D می‌باشد. با استفاده از

روش کاهش لنگر راو، یک نیمرخ مناسب برای سپر انتخاب نمایید.

۶-۲۱ - در شکل، یک سپر مهار شده مربوط به دیوار ساحلی نشان داده شده است. داریم:

و $\phi = 32^\circ$ ، $\gamma_{sat} = 18.86 \text{ kN/m}^3$ ، $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ، $l_1 = 1 \text{ m}$ ، $L_2 = 6 \text{ m}$ ، $L_1 = 2 \text{ m}$

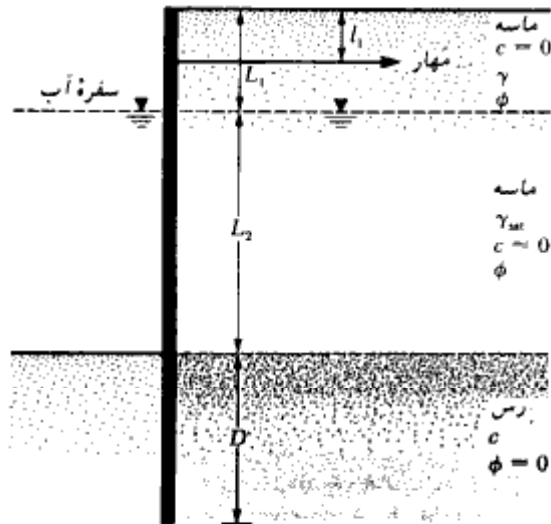
$c = 27 \text{ kN/m}^2$

مطلوبست تعیین:

الف: عمق نفوذ تئوریک D

ب: نیروی مهار برای واحد طول دیوار

از روش پای مفصلی استفاده نمایید:



شکل مسئله ۶-۲۱

۶-۲۲ - مسئله ۶-۲۱ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$L_1 = 2.4 \text{ m و } L_2 = 6 \text{ m و } l_1 = 1.2 \text{ m و } c = 75 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma = 18.4 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma_{sat} = 20.48 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 40^\circ$$

۶-۲۳ - برای شکل ۶-۱۶ اطلاعات زیر در دست است:

$$L_1 = 3 \text{ m و } L_2 = 6 \text{ m و } l_1 = 1.5 \text{ m و } \gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \gamma_{sat} = 19.58 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 35^\circ$$

با استفاده از روش نمودار محاسباتی (بخش ۶-۱۰)، مطلوبست تعیین M_{max} ، F ، D و مقدار $R = 0.6$ و $C = 0.68$ در نظر گرفته شود.

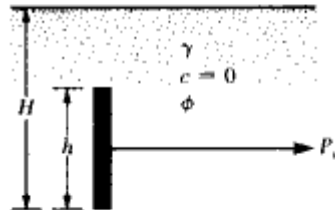
۶-۲۴ - مسئله ۶-۲۳ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید:

$$L_1 = 3.05 \text{ m, } L_2 = 6.1 \text{ m, } l_1 = 1.53 \text{ m, } \gamma = 16 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 18.5 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 30^\circ$$

مقدار $R = 0.5$ و $C = 0.8$ در نظر گرفته شود.

۶-۲۵ - شکل ۶-۲۷ الف را در نظر بگیرید. برای صفحه مهاري اطلاعات زیر موجود است:

$$H = 1.8 \text{ m و } h = .75 \text{ m و } B = 1.05 \text{ m و } S' = 2.4 \text{ m و } \phi = 30^\circ \text{ و } \gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3$$



شکل مسئله ۶-۲۶

مطلوبست محاسبه مقاومت نهایی هر یک از مهارها. صفحات مهار از بتن ساخته شده‌اند و ضخامت آنها ۷/۵ سانتیمتر می‌باشد.

۶-۲۶ - یک صفحه مهار تنها در شکل نشان داده شده است. داریم:

$$H = 0.9 \text{ m}, h = 0.3 \text{ m}, \gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 32^\circ$$

مطلوبست محاسبه مقاومت نهایی صفحه مهار برای سه عرض زیر:

$$B = 0.3 \text{ m و } B = 0.6 \text{ m و } B = 0.9 \text{ m}$$

(توجه: فاصله مرکز به مرکز $S = \infty$ در نظر گرفته شود.)

۶-۲۷ - در مسئله ۶-۲۶، مطلوبست محاسبه تغییر مکان افقی محتمل در بار نهایی. همچنین برای تغییر مکان مجاز ۲۰ میلیمتر، مقاومت مجاز هر مهار را محاسبه کنید.

۶-۲۸ - یک صفحه مهار در رس دارای ابعاد زیر است:

$$B = 0.9 \text{ m و } H = 1.65 \text{ m و } h = 0.9 \text{ m و } C = 32.5 \text{ kN/m}^2$$

مطلوبست محاسبه مقاومت نهایی مهار

مآخذ فصل ششم

- Blum, H. (1931). *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*, W. Ernst und Sohn, Berlin, Germany.
- Das, B. M. (1975). "Pullout Resistance of Vertical Anchors," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT1, pp. 87-91.
- Das, B. M., and Seeley, G. R. (1975). "Load-Displacement Relationships for Vertical Anchor Plates," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT7, pp. 711-715.
- Das, B. M., Tarquin, A. J., and Moreno, R. (1985). "Model Tests for Pullout Resistance of Vertical Anchor in Clay," *Journal of Civil Engineering for Practicing and Design Engineers*, Vol. 4, No. 22, pp. 191-209.
- Littlejohn, G. S. (1970). "Soil Anchors," *Proceedings*, Conference on Ground Engineering, Institute of Civil Engineers, London, pp. 33-44.
- Mackenzie, T. R. (1955). *Strength of Deadman Anchors in Clay*, M.S. Thesis, Princeton University, Princeton, N.J.
- Nataraj, M. S., and Hoadley, P. G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, No. GT4, pp. 505-515.
- Necley, W. J., Stuart, J. G., and Graham, J. (1973). "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM9, pp. 669-685.
- Ovesen, N. K., and Stromann, H. (1972). "Design Methods for Vertical Anchor Slabs in Sand," *Proceedings*, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, Vol. 2.1, pp. 1481-1500.
- Rowe, P. W. (1952). "Anchored Sheet Pile Walls," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, Vol. 1, Part 1, pp. 27-70.
- Rowe, P. W. (1957). "Sheet Pile Walls in Clay," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, Vol. 7, pp. 629-654.
- Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Tschebotarioff, G. P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.
- Tsinker, G. P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 109, No. GT8, pp. 1021-1038.

فصل هفتم

ترانشه‌های مهار شده^۱ (خاکبرداری در پناه سازه نگهبان)

۱-۷ مقدمه

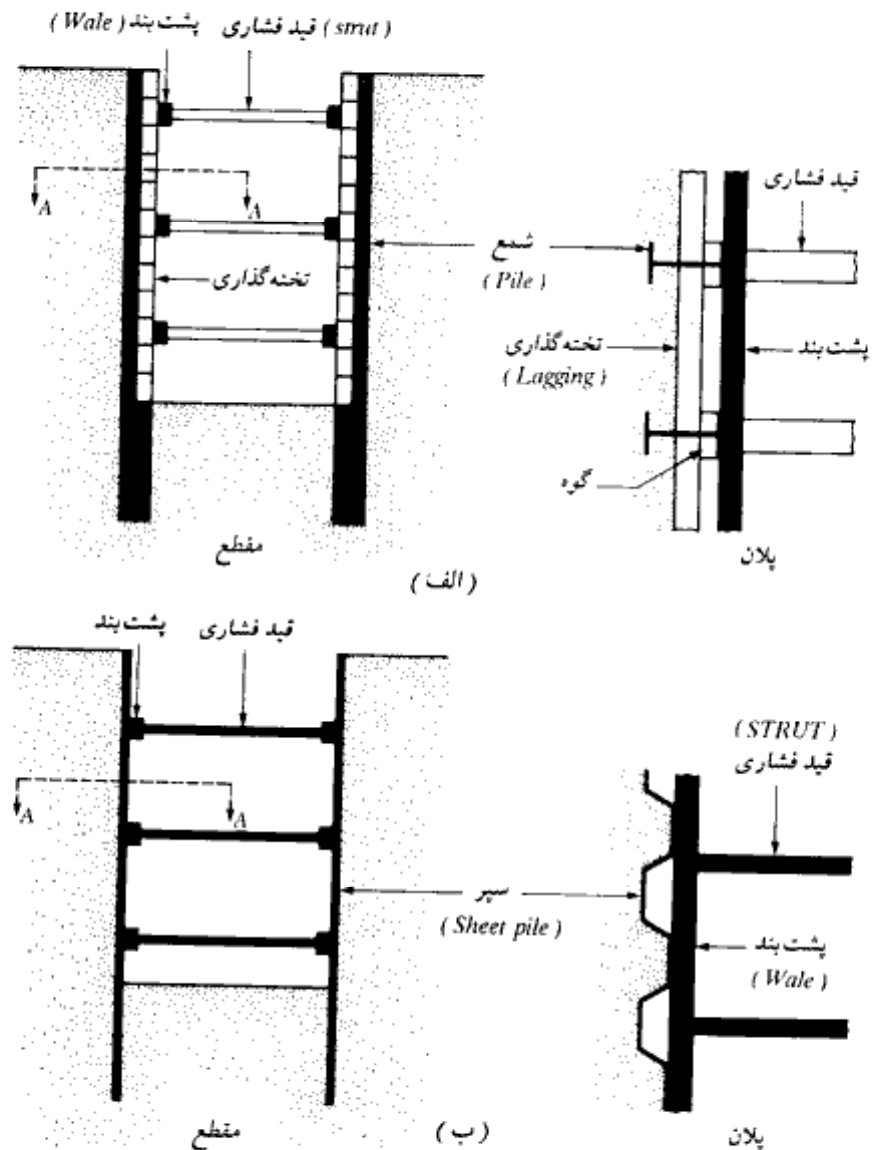
در بعضی کارهای ساختمانی احتیاج است که خاکبرداری زمین با جداره‌های قائم و یا نزدیک به قائم انجام شود، به عنوان مثال خاکبرداری زیرزمین یک ساختمان در یک منطقه پرتراکم و یا اجرای سازه‌های زیرزمینی در داخل شهر با روش ترانشه باز^۲ (مثل تونلها و ایستگاههای مترو). در چنین حالتی برای جلوگیری از ریزش جداره‌ها که علاوه بر فشار جانبی خاک، تحت فشار ساختمانهای مجاور نیز هستند، ترانشه را باید محافظت کرد. به چنین ترانشه‌ای، ترانشه مهار شده و به سازه‌ای که وظیفه مهار ترانشه را دارد، سازه نگهبان گفته می‌شود.

در شکل ۱-۷ دو نوع ترانشه مهار شده که در کارهای اجرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد، نشان داده شده است. شکل ۱-۷-الف استفاده از شمع^۳ را نشان می‌دهد. در این حالت قبل از خاکبرداری، شمعهای بتنی یا فولادی در فواصل منظم در طرفین منطقه مورد نظر، روبه‌روی یکدیگر اجرا می‌شوند. با پیشرفت خاکبرداری، درحد فاصل شمعها تخته‌گذاری^۴ می‌شود. تخته‌گذاری به منظور جلوگیری از ریزش خاک موجود درحد فاصل دو شمع است. پس از اینکه عمق خاکبرداری به حد کافی رسید، تیر پشت‌بند افقی^۵ در کمرکش شمعها قرار داده شده و بین دو شمع روبه‌رو، قید فشاری^۶ تعبیه می‌گردد. قرار دادن پشت‌بند افقی و قید فشاری در اعماق مختلف تا رسیدن به کف گود تکرار می‌گردد.

- 1- Braced cut
3- soldier pile
5- wale

- 2- cut and cover
4- Laggings
6- strut

در شکل ۷-۱-ب، نوع دوم سازه نگهبان برای مهار ترانشه نشان داده شده است. در این روش قبل از اجرای خاکبرداری، به جای شمع، سپرکوبی پیوسته در طرفین منطقه خاکبرداری اجرا می‌شود. بنابراین نیازی به تخته‌گذاری نیست، لیکن نصب پشت‌بندها و قیده‌های فشاری به همان روش قبل



شکل ۷-۱-انواع سازه نگهبان. (الف) استفاده از شمع، (ب) استفاده از سپر

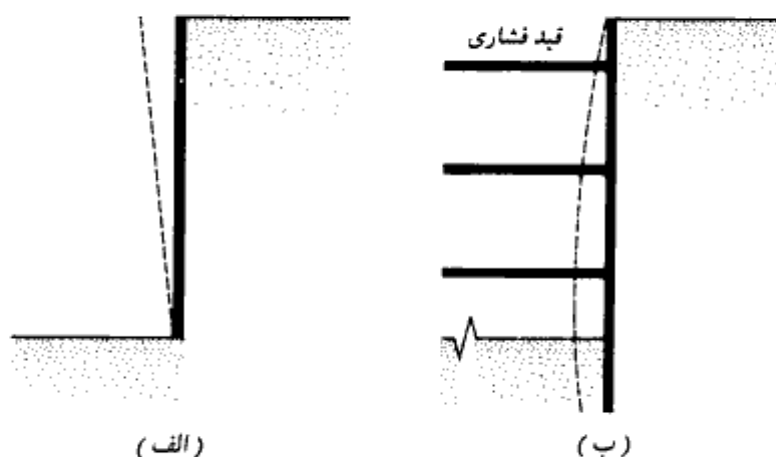
انجام می‌شود.

برای تحلیل و طراحی سازه نگهبان، ابتدا لازم است فشار وارد از طرف خاک بر سازه نگهبان تعیین شود. بحث در این خصوص در بخش ۷-۲ انجام می‌شود. در بخشهای بعدی نیز روش تحلیل و طراحی ارائه می‌گردد.

۷-۲ فشار جانبی در ترانسه‌های مهار شده

در فصل ۵ ملاحظه شده که به علت دوران و تغییر مکان جانبی دیوار حایل (شکل ۷-۲ الف)، حالت فشار محرک در پشت دیوار به وجود آمده و فشار ناشی از خاک با استفاده از نظریه‌های رانکین و کولمب قابل محاسبه هستند. لیکن همانطور که شکل ۷-۲ ب نشان می‌دهد، ترانسه‌های مهار شده تغییر شکل جانبی متفاوتی از خود نشان می‌دهند. در این حالت، تغییر شکل جانبی جدار، بتدریج با عمق خاکبرداری افزایش می‌یابد. تغییرات تغییر شکل جانبی در ارتفاع جدار، به عوامل متعددی نظیر نوع خاک، عمق خاکبرداری و نحوه اجرا دارد. لیکن به آسانی می‌توان از شکل ۷-۲ ب مشاهده نمود که در بالای دیوار به علت تغییر شکل جانبی ناچیز، فشار جانبی خیلی نزدیک به فشار در حالت سکون می‌باشد. در پایین دیوار به علت تغییر شکل جانبی بیشتر، فشار جانبی کمتر از فشار محرک رانکین خواهد بود. در نتیجه می‌توان انتظار داشت که توزیع فشار جانبی اساساً با توزیع خطی فشار جانبی در دیوارهای حایل متفاوت باشد.

برای تعیین نیروی جانبی کل P وارد بر دیوار می‌توان از تئوری عمومی گوه ترزاقی (۱۹۴۳)



شکل ۷-۲ - تغییر شکل جانبی دیوارها. (الف) دیوار حایل، (ب) ترانسه مهاربندی شده

استفاده نمود (شکل ۷-۳ الف)، که در آن سطح گسیختگی یک اسپیرال لگاریتمی با معادله زیر در نظر گرفته می‌شود:

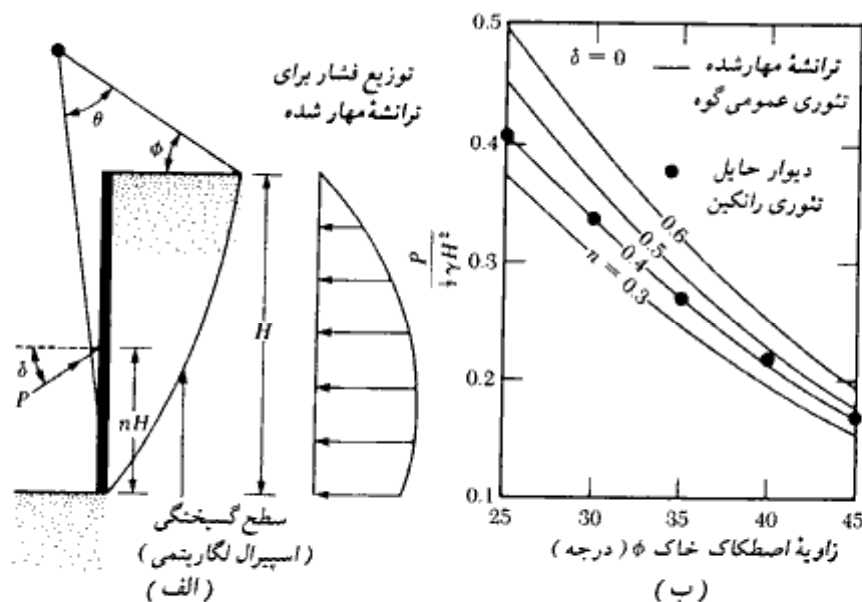
$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (۷-۱)$$

در معادله فوق ϕ زاویه اصطکاک خاک می‌باشد.

بحث دقیق در مورد روش تعیین نیروی برآیند P خارج از برنامه این کتاب بوده و علاقمندان به این موضوع می‌توانند به جلد اول کتاب مراجعه نمایند.

در شکل ۷-۳ ب مقایسه‌ای بین فشار جانبی در ترانشه مهار شده در ماسه (با زاویه اصطکاک دیوار $\delta = 0$) و فشار جانبی در دیوار حایل با $\delta = 0$ نشان داده شده است. برای $\delta = 0$ ، دیوار حایل با ارتفاع H تحت فشار جانبی حالت محرک رانکین قرار می‌گیرد که برآیند آن در ارتفاع nH از پای دیوار قرار دارد. برای این حالت n مساوی $\frac{1}{3}$ است. در مقابل مقدار n برای ترانشه مهار شده بین $\frac{1}{3}$ تا $\frac{1}{5}$ و حتی $\frac{1}{6}$ متغیر است. از تئوری عمومی گوه می‌توان برای تحلیل جدار مهار شده در رس اشباع نیز استفاده کرد. (دس، و سیلی ۱۹۷۵).

در هر صورت، در انتخاب توزیع فشار جانبی برای طراحی یک جدار مهار شده، باید به‌خاطر داشت که طبیعت گسیختگی خاک پشت جدار مهار شده با دیوار حایل تفاوت بسیار دارد.



شکل ۷-۳- مقایسه فشار جانبی برای ترانشه مهار شده و دیوار حایل در ماسه ($\delta = 0$)

پک (۱۹۶۹) بعد از بررسی تعدادی ترانشهٔ مهار شده، توزیع فشاری برای طراحی ترانشه‌های مهار شده در ماسه و رس پیشنهاد نمود. در اشکال ۴-۷، ۵-۷، ۶-۷ نمودارهای توزیع فشار پک نشان داده شده که در زیر به شرح آنها می‌پردازیم. به این نمودارها، پوش فشار طرح می‌گویند.

ترانشه در ماسه

شکل ۴-۷ نمودار پوش فشار را برای ترانشهٔ مهار شده در ماسه نشان می‌دهد. شدت این فشار از رابطهٔ زیر قابل محاسبه است:

$$p_a = 0.65\gamma HK_a$$

(۲-۷)

که در آن:

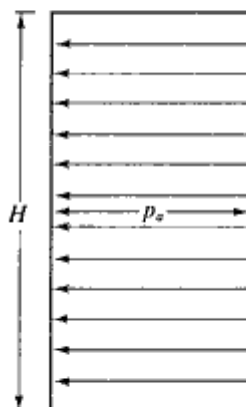
γ = وزن مخصوص

H = ارتفاع دیوار

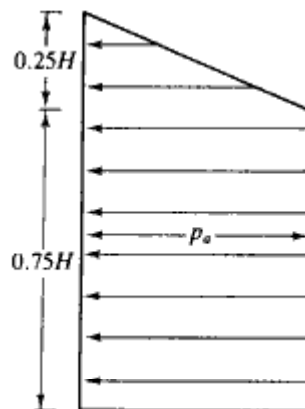
K_a = ضریب فشار محرک رانکین $= \tan^2(45 - \phi/2)$

ترانشه در رس نرم و متوسط

نمودار پوش فشار برای ترانشهٔ مهار شده در رس نرم یا متوسط در شکل ۵-۷ نشان داده شده است. این فشار قابل کاربرد برای شرایط زیر می‌باشد:



شکل ۴-۷ - نمودار پوش فشار پک برای ترانشهٔ مهار شده در ماسه



شکل ۵-۷ - نمودار پوش فشار یک برای ترائشه مهار شده در رس نرم تا متوسط

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

که در آن c چسبندگی زهکشی نشده (شرایط $\phi = 0$) می باشد. شدت فشار یکنواخت بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می شود:

$$p_o = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \quad (۳-۷)$$

یا

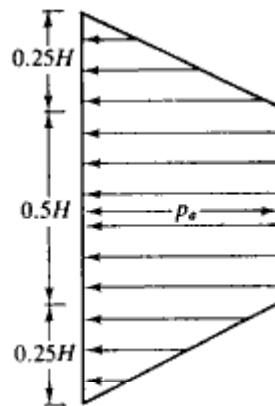
$$p = 0.3\gamma H$$

که در آن γ وزن مخصوص رس است.

ترائشه در رس سفت

این حالت برای شرایط $\gamma H/c \leq 4$ قابل استفاده می باشد. نمودار پوش فشار طراحی در شکل ۶-۷ نشان داده شده که در آن شدت فشار یکنواخت برابر است با:

$$p_o = 0.2\gamma H \text{ تا } 0.4\gamma H \quad (\text{مقدار متوسط} = 0.3\gamma H) \quad (۴-۷)$$



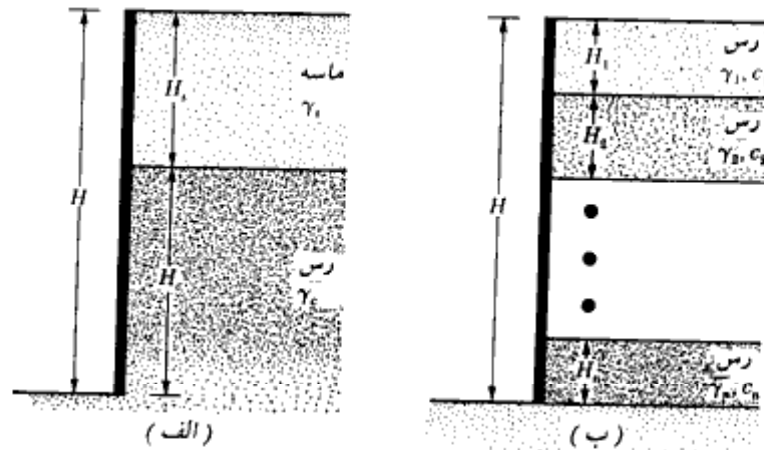
شکل ۷-۶- نمودار پوش فشار طرح برای ترانشه مهار شده در رس سفت

نمودارهای پوش فشار پک، نمودارهای فشار طرح و یا نمودارهای فشار ظاهری نامیده می‌شوند. نمودار توزیع فشار واقعی تابعی از توالی اجرا و انعطاف‌پذیری نسبی سپرها می‌باشد. در احداث ترانشه‌ها، گاهی مواقع با هر دو لایه رسی و ماسه‌ای برخورد می‌شود. در این حالت، پک (۱۹۴۳) پیشنهاد می‌کند که مقدار چسبندگی معادل (شرایط $\phi = 0$) به صورت زیر محاسبه شود (شکل ۷-۷- الف):

$$c_{av} = \frac{1}{2H} [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi_s + (H - H_s) n' q_u] \quad (5-7)$$

که در آن:

- H = ارتفاع کل ترانشه
- γ_s = وزن مخصوص ماسه
- H_s = ارتفاع لایه ماسه‌ای
- K_s = ضریبی برای فشار جانبی لایه ماسه‌ای (≈ 1)
- ϕ_s = زاویه اصطکاک ماسه
- q_u = مقاومت فشاری محدود نشده رس
- n' = ضریبی بین ۰ تا ۱ با مقدار متوسط ۰/۷۵



شکل ۷-۷. خاک لایه‌بندی شده در تراشه مهار شده

وزن مخصوص متوسط γ_a لایه‌ها نیز به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\gamma_a = \frac{1}{H} [\gamma_s H_s + (H - H_s) \gamma_w] \quad (6-7)$$

که در آن γ_a وزن مخصوص اشباع لایه رسی می‌باشد.

بعد از تعیین چسبندگی و وزن مخصوص معادل، می‌توان از نمودار توزیع فشار رسی برای طراحی مهاربندی تراشه استفاده کرد.

به روشی مشابه، وقتی که با چند لایه رسی برخورد شود (شکل ۷-۷ ب)، مقدار متوسط چسبندگی زهکشی نشده را می‌توان با رابطه زیر بیان نمود:

$$c_{sv} = \frac{1}{H} (c_1 H_1 + c_2 H_2 + \dots + c_n H_n) \quad (7-7)$$

که در آن:

c_1 و c_2 و ... و c_n = چسبندگی زهکشی نشده لایه‌های n و ... و ۲ و ۱

H_1 و H_2 و ... و H_n = ضخامت لایه‌های n و ... و ۳ و ۱

وزن مخصوص متوسط نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\gamma_a = \frac{1}{H} (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \dots + \gamma_n H_n) \quad (8-7)$$

۷-۳ نمودارهای پوش فشار چبوتاریف^۱

مشابه نمودار فشارهای توصیه شده توسط پک (اشکال ۷-۴، ۷-۵ و ۷-۶)، شکل دیگری از نمودارهای پوش فشار طراحی توسط چبوتاریف پیشنهاد شده است (۱۹۷۳). این نمودارها در شکل ۷-۸ نشان داده شده‌اند و گاهی مواقع به جای نمودارهای پک در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند. البته در این کتاب در حل مثالها فقط از نمودارهای توزیع فشار پک استفاده شده است.

۷-۴ طراحی اجزای مختلف سازه نگهدارنده

قیدهای فشاری

به‌خاطر مسائل اجرایی، حداقل فاصله قائم قیدهای فشاری در حدود ۲/۷۵ متر در نظر گرفته می‌شود. قیدها در واقع در درجه اول ستونهای افقی می‌باشند که تحت تأثیر خمش ناچیزی به علت وزن قرار دارند. همان‌طور که می‌دانیم، ظرفیت باربری ستونها بستگی به ضریب لاغری آنها دارد. اگر در حد فاصل دو انتهای قید فشاری، بتوان تکیه‌گاههای جانبی تعبیه نمود، می‌توان ضریب لاغری را کاهش داد.

در سازه‌های نگهدارنده احداث شده در ترانسه‌های رسی، عمق اولین قید از سطح زمین، باید کمتر از عمق ترک کششی z_c باشد. از رابطه ۵-۱۲ داریم:

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

که در آن K_a ضریب فشار محرک رانکین می‌باشد.

برای تعیین عمق ترک کششی داریم:

$$\sigma_a = 0 = \gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

یا

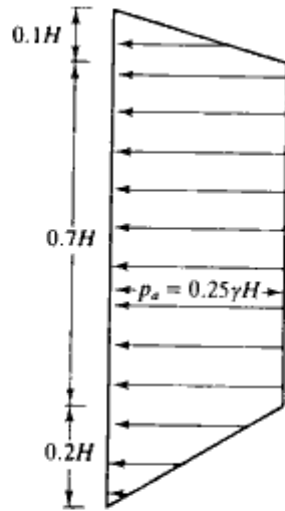
$$z_c = \frac{2c}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

با

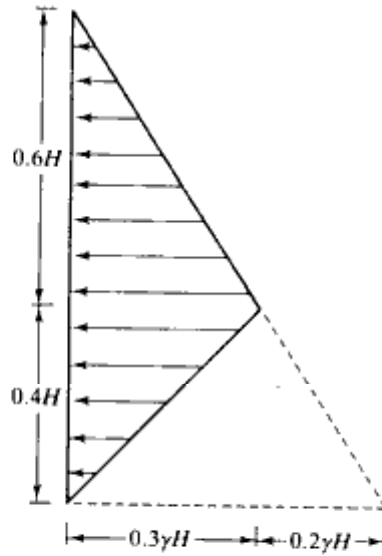
$$\phi = 0, K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1.$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

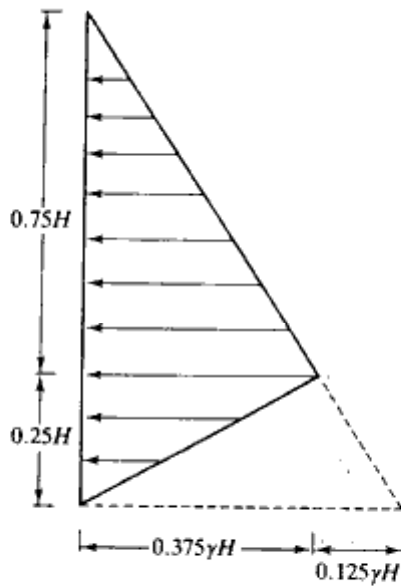
در نتیجه:



(الف) ماسه



(ب) مهار موقت در رس سفت

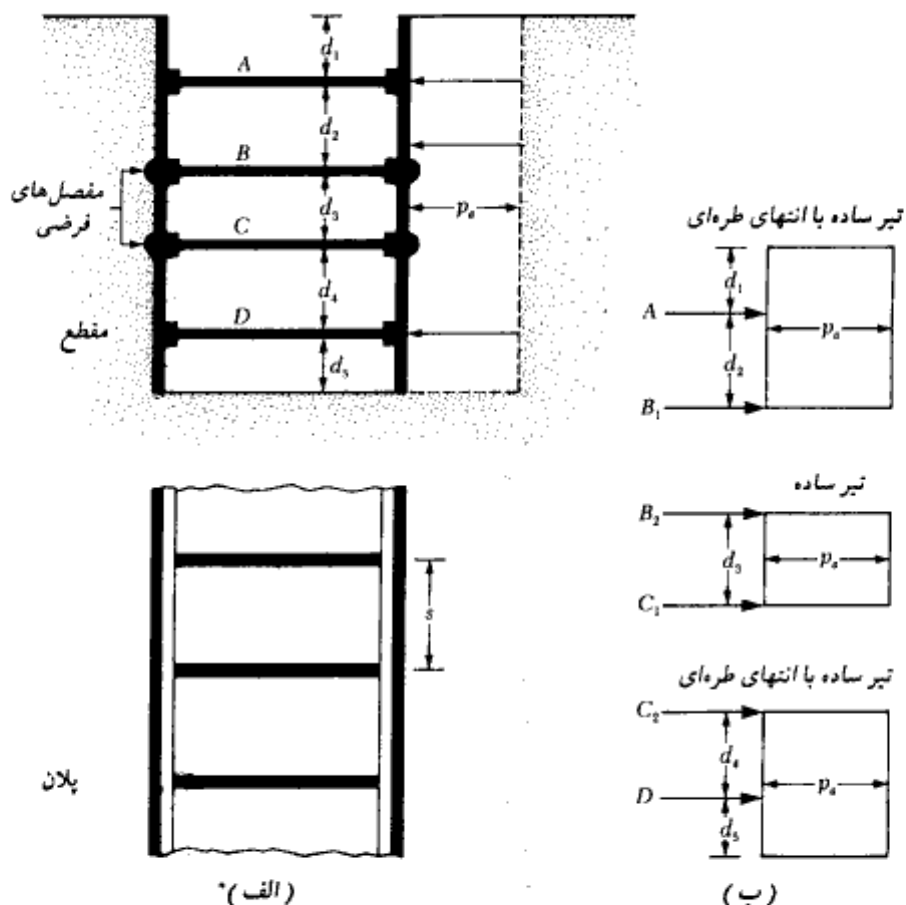


(ب) مهار دائمی در رس متوسط

شکل ۷-۸ - نمودارهای پوش فشار چبوتاریف

برای تعیین نیروهای فشاری قیدهای فشاری می‌توان از یک روش ساده شده استفاده نمود. با مراجعه به شکل ۷-۹ گامهای اساسی این روش به ترتیب زیر می‌باشند:

گام ۱. با استفاده از یکی از اشکال ۷-۴، ۷-۵، و ۷-۶، پوش فشار طرح را رسم نموده و ترازهای پیشنهادی برای قیدهای فشاری را نشان دهید. در شکل ۷-۹ الف پلان و مقطع تراشه به همراه توزیع فشار جانبی و فواصل قیدها نشان داده شده است. قیدها به ترتیب از بالا تا پایین با A ، B ، C ، D مشخص شده‌اند. برای تعیین نیروی فشاری قیدها، فرض می‌شود که سپر یا شمع در حد فاصل بین دو قید به صورت دهانه ساده عمل می‌نماید. البته دو تیر فوقانی و تحتانی ممکن است دارای طره باشند. در شکل ۷-۹ الف مفصلهای فرضی در ترازهای B و C نشان داده شده‌اند.



شکل ۷-۹- تعیین بار قیدهای فشاری. (الف) مقطع و پلان تراشه، (ب) روش تعیین نیروی قیدهای فشاری

گام ۲. در این مرحله نمودار آزاد دهانه‌های ساده فرض شده در گام ۱، مطابق شکل ۷-۹-ب رسم می‌شوند. واکنشهای تکیه‌گاهی این تیرها با A, B_1, B_2, C_1, C_2 ، و D نشان داده شده‌اند.

گام ۳. با توجه به شکل ۷-۹، نیروی قیدها به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\left. \begin{aligned} P_A &= (A)(s) \\ P_B &= (B_1 + B_2)(s) \\ P_C &= (C_1 + C_2)(s) \\ P_D &= (D)(s) \end{aligned} \right\} \quad (9-7)$$

که در آن:

$$P_A, P_B, P_C, P_D = \text{نیروهای قیدهای فشاری در ترازهای } A, B, C, D$$

A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = واکنشهای محاسبه شده در گام ۲ برای واحد طول جدار ترانشه

s = فاصله افقی قیدها (به پلان شکل ۷-۹-الف مراجعه شود).

گام ۴. با دانستن بار قیدها در ترازهای مختلف، می‌توان مقطع مناسبی برای قید از جنس فولاد و یا بتن مسلح انتخاب نمود.

سپرها یا شمع‌ها

برای تعیین نیروهای طراحی در سپر یا شمع، گامهای زیر دنبال می‌شود.

گام ۱. برای هر یک از نمودارهای آزاد شکل ۷-۹-ب، حداکثر لنگر خمشی را تعیین نمایید.

گام ۲. بزرگترین لنگر حداکثر به دست آمده در گام ۱ را مشخص نمایید. این لنگر برای واحد طول جدار ترانشه می‌باشد و به عنوان مثال برحسب کیلونیوتن متر بر متر تعریف می‌شود.

گام ۳. در صورت استفاده از سپر، اساس مقطع برای واحد طول به صورت زیر به دست می‌آید:

$$s^a_S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}} \quad (10-7)$$

که در آن σ_{all} تنش مجاز خمشی مصالح سپر می‌باشد (فصل ششم).

در صورت استفاده از شمع، لنگر به دست آمده در گام ۲، باید در فاصله طولی s ضرب شود تا

* بعضی از کتب در تعیین اساس مقطع لازم سپرها و همچنین پشت‌بندهای افقی، ضریب تقلیلی در حدود $\frac{2}{3}$ برای لنگر M پیشنهاد می‌کنند. این ضریب تقلیل در طراحی قیدهای فشاری نباید اعمال شود.

کل سطح بارگیر شمع در نظر گرفته شود. پس از این کار می‌توان اساس مقطع لازم شمع را از رابطه ۷-۱۰ محاسبه نمود.

پشت‌بندهای افقی^۱

گام ۱. در صورت استفاده از وصله‌های تمام ظرفیت، پشت‌بندها را می‌توان به صورت تیر افقی یکسره در نظر گرفت. در جهت محافظه کارانه آنها را می‌توان در حد فاصل دو قید فشاری (در پلان) به صورت دهانه ساده منظور کرد. برای ترانسه شکل ۷-۹ الف، حداکثر لنگر برای پشت‌بند (با فرض دهانه ساده) به‌قرار زیر می‌باشند:

$$A \text{ در تراز } M_{\max} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$B \text{ در تراز } M_{\max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$C \text{ در تراز } M_{\max} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$D \text{ در تراز } M_{\max} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

که در آن D و C_2 و C_1 و B_2 و B_1 و A واکنش قیده‌های فشاری برای واحد طول جدار ترانسه می‌باشند که در گام ۲ در طراحی قیدها به‌دست آمده‌اند.

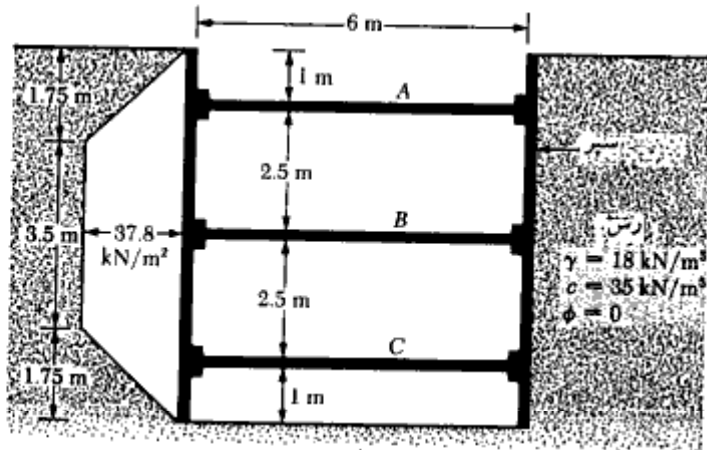
گام ۲. اساس مقطع لازم برای پشت‌بند را از رابطه زیر تعیین نمایید:

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}}$$

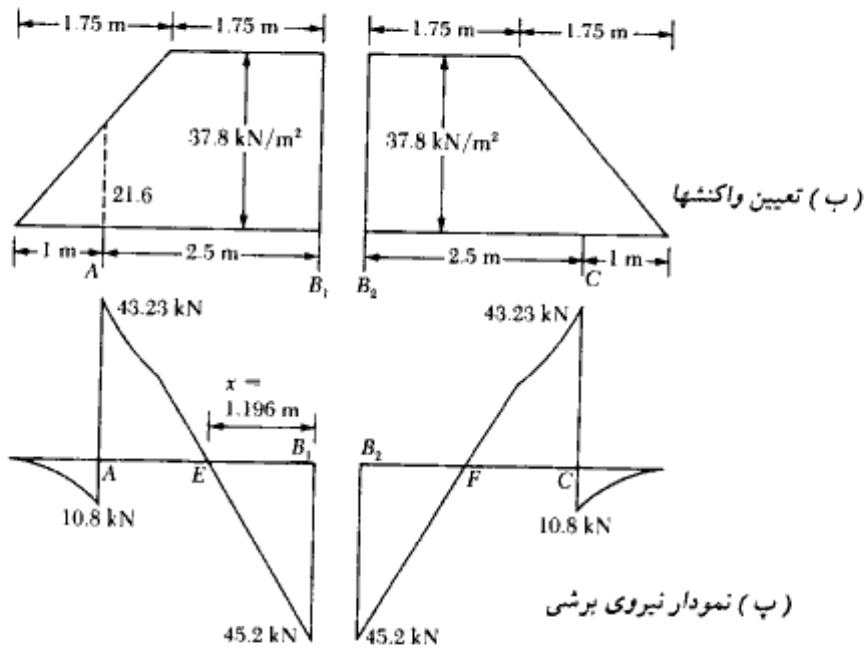
پشت‌بندها باید در نقاط لازم به‌سپرها متصل شوند.

مثال ۷-۱

مقطع یک ترانسه در شکل ۷-۱۰ الف نشان داده شده است. مطلوبست تعیین:
الف: نمودار پوش فشار طراحی خاک



(الف)



شکل ۷-۱۰

ب: تعیین بارهای قیده‌های فشاری در ترازهای A، B، و C
 پ: تعیین نیمرخ قید فشاری که تحت بزرگترین نیروی داخلی قرار دارد.

ت: تعیین اساس مقطع لازم برای سپر

ث: تعیین اساس مقطع لازم برای پشت‌بند در تراز B

توجه: فواصل مرکز به مرکز قیدها در پلان ۳ متر می‌باشد.

حل:

قسمت الف: داریم:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, c = 35 \text{ kN/m}^2, \text{ and } H = 6 \text{ m.}$$

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(18)(7)}{35} = 3.6 < 4$$

بنابراین نمودار پوش فشار طرح مشابه شکل ۷-۶ خواهد بود. این نمودار برای مسئله مورد طرح در شکل ۷-۱۰ الف رسم شده است. حداکثر فشار p_e برابر است با:

$$0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = 37.8$$

قسمت ب:

برای تعیین بار قید فشاری، شکل ۷-۱۰ ب مورد توجه قرار می‌گیرد. با نوشتن لنگر نیروها حول B_1 داریم:

$$\Sigma M_{B_1} = 0$$

$$A(2.5) - \left(\frac{1}{2}\right)(37.8)(1.75)\left(1.75 + \frac{1.75}{3}\right) - (1.75)(37.8)\left(\frac{1.75}{2}\right) = 0$$

$$A = 54.02 \text{ kN/m}$$

نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم نتیجه می‌دهد:

$$\frac{1}{2}(1.75)(37.8) + (37.8)(1.75) = A + B_1$$

$$33.08 + 66.15 - A = B_1$$

$$B_1 = 45.2 \text{ kN/m}$$

و برای سایر واکنشها داریم:

$$B_2 = 45.2 \text{ kN/m}$$

$$C = 54.02 \text{ kN/m}$$

در نتیجه بار قیدهای فشاری برابر است با:

$$P_A = 54.02 \times 3 = 162.06 \text{ kN}$$

$$P_B = (B_1 + B_2)3 = (45.2 + 45.2)3 = 271.2 \text{ kN}$$

$$P_C = 54.02 \times 3 = 162.06 \text{ kN}$$

قسمت پ:

قید فشاری تراز B تحت بزرگترین نیرو یعنی $P_B = 271.2 \text{ kN}$ قرار دارد. با انتخاب $IPB 180$ داریم:

$$A = 6530 \text{ mm}^2 \quad r_x = 76.6 \text{ mm} \quad r_y = 45.7 \text{ mm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 6000}{45.7} = 131 \rightarrow F_a = 61.3 \text{ Mpa}$$

$$P = 6530 \times 61.3 \times 10^{-3} = 400.29 \text{ kN} > 271.2 \text{ kN}$$

خوبست

قسمت ت:

برای تعیین لنگر خمشی حداکثر ابتدا باید محل نیروی برشی صفر تعیین گردد. برای تعیین محل نیروی برشی صفر، نمودارهای نیروی برشی مطابق شکل ۷ - ۱۰ - پ رسم می‌شوند. برای تعیین محل برش صفر داریم:

$$x = \frac{B_1 \text{ واکنش در}}{37.8} = \frac{45.2}{37.8} = 1.196 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{2} (1) \left(\frac{37.8}{1.75} \times 1 \right) \left(\frac{1}{3} \right)$$

یک متر طول دیوار $= 3.6 \text{ kN-m}$

$$E = (45.2 \times 1.196) - (37.8 \times 1.196) \left(\frac{1.196}{2} \right)$$

$= 54.06 - 27.03$
یک متر طول دیوار $= 27.03 \text{ kN-m}$

با توجه به یکسان بودن بارها و دهانه‌ها، مقادیر لنگر در نقاط F و C به ترتیب مساوی مقادیر لنگر در نقاط E و A می‌باشند (شکل ۷ - ۱۰ - پ). بنابراین حداکثر لنگر مساوی $۲۷/۰۳$

کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد. اساس مقطع لازم برای سپر برابر است با*:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{27.03 \text{ kN-m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = 15.9 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}$$

با توجه به جدول ۶-۱ از نیمرخ PMA-22 استفاده می‌شود.

قسمت ث:

مقدار واکنشها در تراز B در قسمت ب محاسبه شده است. بنابراین حداکثر لنگر تیر پشت‌بند برابر است با:

$$M_{max} = \frac{(B_1 + B_2)l^2}{8} = \frac{(45.2 + 45.2)3^2}{8} = 101.7 \text{ kN-m}$$

$$S_x = \frac{101.7}{\sigma_{all}} = \frac{101.7}{0.6F_y} = \frac{101.7}{0.6(248.4 \times 1000)}$$

$$= 0.682 \times 10^{-3} \text{ m}^3 = 682000 \text{ mm}^3$$

از IPB220 با اساس مقطع 736000 mm^3 استفاده می‌شود.

مثال ۷-۲

ترانسه شکل ۷-۱۱ را در نظر بگیرید. داریم:

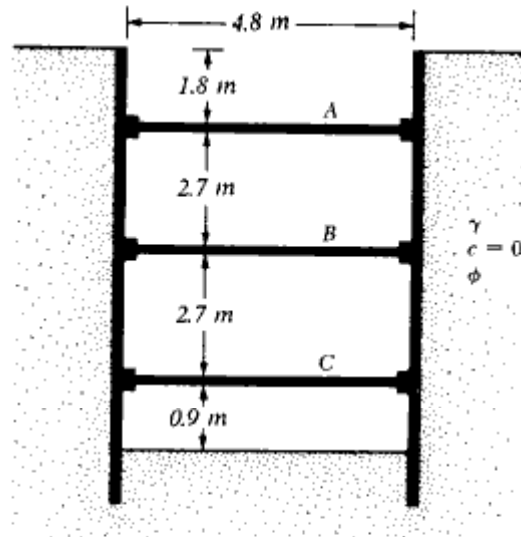
$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \text{ و } \phi = 32^\circ \text{ و } c = 0$$

فاصله قیدهای فشاری در پلان مساوی $3/6$ متر می‌باشد. مطلوبست رسم نمودار پوش فشار و تعیین بار قید فشاری در ترازهای A، B، و C.

حل:

برای این حالت از نمودار پوش فشار شکل ۷-۴ استفاده می‌شود. داریم:

* تنش خمشی مجاز سپرها در فصل ۶ برای انواع مختلف سپر ارائه شده است. مقدار تنش مجاز خمشی سپرها در حدود $0.75 F_y$ می‌باشد که F_y تنش جاری شدن مصالح سپر است.



شکل ۷-۱۱

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307$$

از رابطه ۷-۲ می‌توان نوشت:

$$p_a = 0.65 \gamma H K_a = 0.65 \times 18 \times 8.1 \times 0.307 = 29.09 \text{ kN/m}^2$$

نمودار پوش فشار در شکل ۷-۱۲ الف نشان داده شده است. حال با مراجعه به شکل ۷-۱۲ ب می‌توان نوشت:

$$\sum M_{B_1} = 0$$

$$A = \frac{29.09 \times 4.5^2 \times 0.5}{2.7} = 109.09 \text{ kN/m}$$

$$B_1 = 29.09 \times 4.5 - 109.09 = 21.82 \text{ kN/m}$$

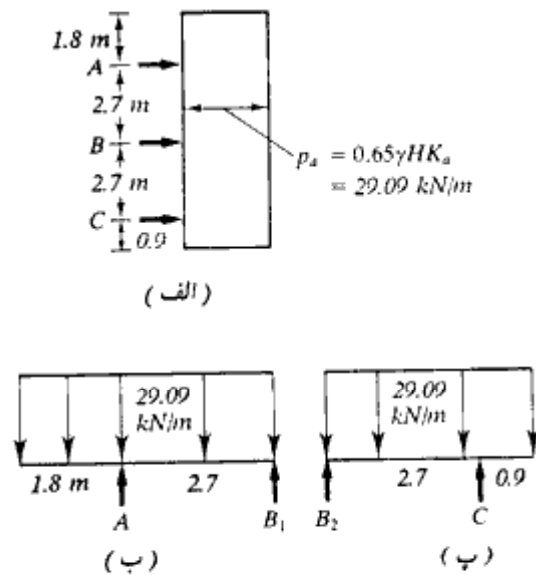
با توجه به شکل ۷-۱۲ ب داریم:

$$\sum M_{B_2} = 0$$

$$C = \frac{29.09 \times 3.6^2 \times 0.5}{2.7} = 69.82 \text{ kN/m}$$

$$B_2 = 29.09 \times 3.6 - 69.82 = 34.90 \text{ kN/m}$$

$$A \text{ نیروی قید فشاری} = 109.09 \times 3.6 = 392.72 \text{ kN}$$



شکل ۱۲-۷

$$B \text{ نیروی قید فشاری } = (21.82 + 34.90) 3.6 = 204.19 \text{ kN}$$

$$C \text{ نیروی قید فشاری } = 69.82 \times 3.6 = 251.35 \text{ kN}$$

مثال ۷-۳

برای سازه نگهبان مثال ۷-۲ مطلوبست تعیین:

الف: اساس مقطع لازم برای سپر

ب: اساس مقطع لازم برای پشت‌بند افقی در تراز A.

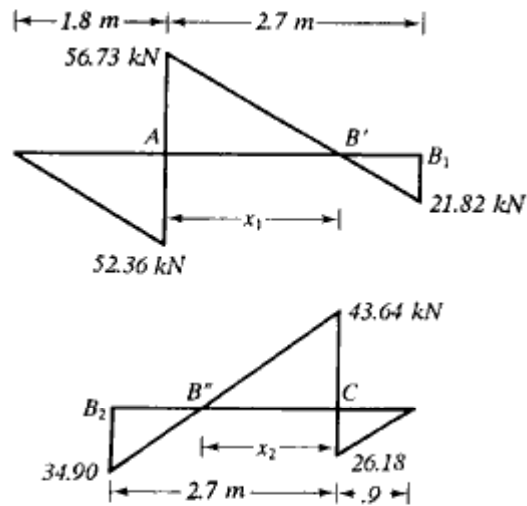
حل:

قسمت الف:

باتوجه به نمودارهای آزاد اشکال ۱۲-۷ ب و پ، نمودارهای نیروی برشی مطابق شکل ۱۳-۷

رسم می‌شوند. داریم:

$$x_f = \frac{56.73}{29.09} = 1.95 \text{ m}$$



شکل ۷-۱۳

$$x_2 = \frac{43.64}{29.09} = 1.50 \text{ m}$$

$$A \text{ لنگر در نقطه } = \frac{1}{2} \times 52.36 \times 1.8 = 47.12 \text{ kN.m/m}$$

$$B' \text{ لنگر در نقطه } = \frac{1}{2} \times 21.82 (2.7 - 1.95) = 8.18 \text{ kN.m/m}$$

$$C \text{ لنگر در نقطه } = \frac{1}{2} \times 26.18 \times .9 = 11.78 \text{ kN.m/m}$$

$$B'' \text{ لنگر در نقطه } = \frac{1}{2} \times 34.9 (2.7 - 1.5) = 20.94 \text{ kN.m/m}$$

لنگر در نقطه A حداکثر می‌باشد. اساس مقطع لازم برای عرض یک متر سپر برای است با:

$$S_x = \frac{47.12 \times 10^6}{170} = 277176 \text{ mm}^4/\text{m}$$

با استفاده از جدول ۶-۱ از PDA-27 یا $S_x = 575267 \text{ mm}^4/\text{m}$ استفاده می‌شود (PMA-22 قدری کوچک است).

قسمت ب

برای پشت‌بند در تراز A داریم:

$$M_{max} = \frac{A(s^2)}{8}$$

$$A = 109.09 \text{ kN/m} \quad (\text{مثال ۷-۲})$$

$$M_{\max} = \frac{109.09 \times 3.6^2}{8} = 176.73 \text{ kN.m}$$

$$S_x \text{ لازم} = \frac{176.73 \times 10^6}{0.6 \times 240} = 1\,227\,292 \text{ mm}^3$$

۷-۵ پایداری ترانشه‌های مهار شده

بالازدگی کف ترانشه در رس

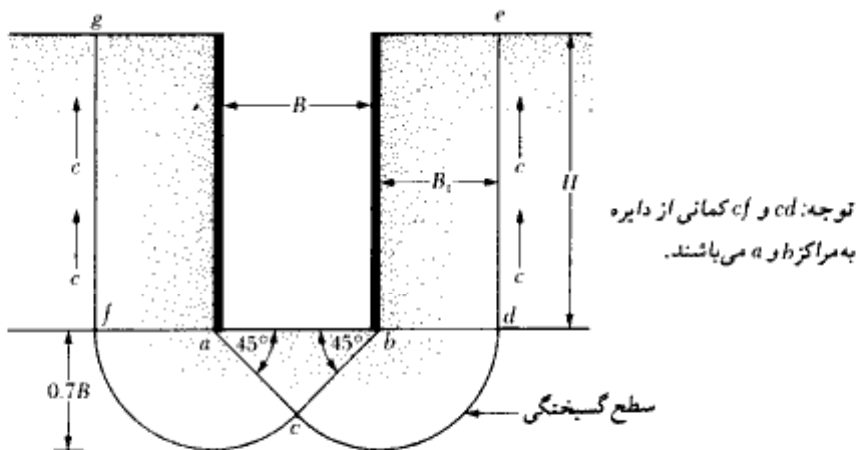
ترانشه‌های مهار شده در رس به علت بالازدگی کف ترانشه ناپایدار می‌شوند. ترازقی (۱۹۴۳) ضریب اطمینان ترانشه‌های مهار شده را در مقابل بالا زدن کف تحلیل کرد. سطح گسیختگی برای چنین حالتی در شکل ۷-۱۴ نشان داده شده است. بار قائم برای واحد طول ترانشه در تراز کف ترانشه در امتداد خطوط bd و af برابر است با:

$$Q = \gamma HB_1 - cH \quad (7-11)$$

که در آن:

$$B_1 = 0.7B$$

$$c = \text{مفهوم } (\phi = 0) \text{ چسبندگی}$$



شکل ۷-۱۴- ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی کف

بار Q را می‌توان به صورت بار وارد بر واحد طول یک شالوده نواری در تراز bd (و af) که دارای عرض $B_1 = 0.7B$ می‌باشد در نظر گرفت. بر پایه تئوری ظرفیت باربری ترزاقی، ظرفیت باربری نهایی خالص برای واحد طول این شالوده می‌تواند طبق رابطه زیر تعریف شود (به فصل سوم روابط ۳-۳ و ۳-۲۰ مراجعه نمایید):

$$Q_u = cN_c B_1 = 5.7cB_1$$

در نتیجه با استفاده از رابطه ۷-۱۱، ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی کف ترانشه از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma HB_1 - cH} = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - \frac{c}{0.7B}} \right) \quad (12-7)$$

ضریب اطمینان رابطه ۷-۱۲ با این فرض به دست آمد که لایه رسی حداقل تا عمقی مساوی $0.7B$ زیر کف ترانشه، همگن است. لیکن اگر یک لایه سخت سنگی یا مصالح شبیه سنگ در عمق $D < 0.7B$ قرار داشته باشد، لازم است سطح گسیختگی به مقدار زیادی اصلاح گردد. در چنین حالتی ضریب اطمینان به صورت زیر در می‌آید:

$$FS = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D} \right) \quad (13-7)$$

بیروم، و اید^۱ (۱۹۶۵) نیز مسئله بالازدگی را در ترانشه‌های مهار شده در رس مورد مطالعه قرار داده و رابطه زیر را برای ضریب اطمینان پیشنهاد کردند:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \quad (14-7)$$

ضریب باربری N_c تابعی از نسبت H/B و همچنین نسبت L/B می‌باشد (L مساوی طول ترانشه است). برای یک ترانشه به طول بی‌نهایت ($B/L = 0$)، مقدار N_c مساوی $5/14$ در $H/B = 0$ و

1- Bjerrum and Eide

مساوی ۶/۷ در $H/B = 4$ است. برای $H/B > 4$ مقدار N_c ثابت می‌ماند. برای ترانشه‌های مربع در پلان ($B/L = 1$)، مقدار N_c مساوی ۶/۳ در $H/B = 0$ و مساوی ۹ برای $H/B \geq 4$ می‌باشد. در حالت کلی برای هر مقدار H/B داریم:

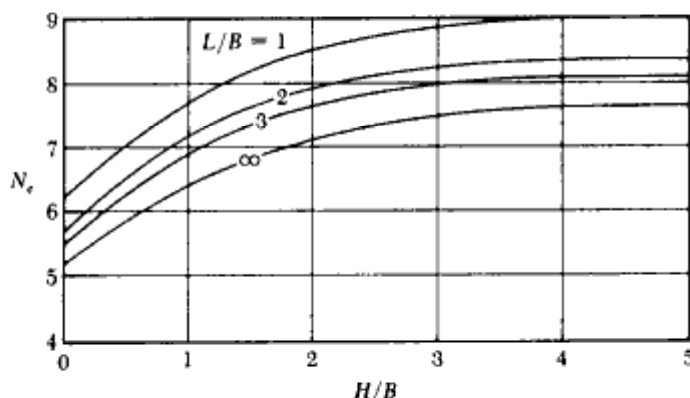
$$N_{c(\text{rectangle})} = N_{c(\text{square})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right) \quad (15-7)$$

در شکل ۱۵-۷ تغییرات N_c برای $L/B = 1, 2, 3, \infty$ نشان داده شده است. روابط ۱۴-۷ و ۱۵-۷ را می‌توان با هم ترکیب کرد تا رابطه ضریب اطمینان به صورت زیر درآید:

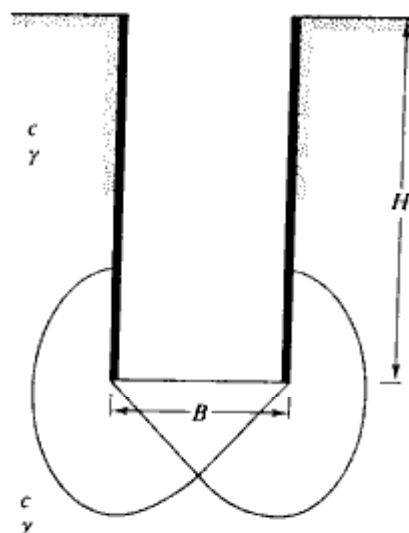
$$FS = \frac{c N_{c(\text{square})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)}{\gamma H} \quad (16-7)$$

رابطه ۱۶-۷ و تغییرات ضریب باربری N_c طبق شکل ۱۵-۷، با این فرض به دست آمده‌اند که لایه رسی زیر کف ترانشه همگن است و مقدار چسبندگی زهکشی نشده خاکی که سطوح لغزش در آن واقع شده‌اند، مساوی c می‌باشد (شکل ۱۶-۷). لیکن اگر یک لایه رسی قویتر در عمق کم وجود داشته باشد (شکل ۱۷-۷ الف)، سطوح گسیختگی لایه‌هایی را با چسبندگی زهکشی نشده c_1 و c_2 قطع خواهند کرد. برای چنین حالتی، ضریب اطمینان به صورت زیر بیان می‌شود:

$$FS = \frac{c_1 [N'_{c(\text{strip})} F_d] F_e}{\gamma H} \quad (17-7)$$



شکل ۱۵-۷ - تغییرات N_c با H/B و L/B (بر پایه رابطه بیروم و اید - رابطه ۱۵-۷)



شکل ۱۶-۷. فرضیات به کار رفته در تعیین رابطه ۱۶-۷

که در آن:

$N'_{c(strip)} =$ ضریب ظرفیت باربری برای ترانشه به طول بی نهایت (یعنی $B/L = 0$) که تابعی از h'/B و c_2/c_1 می باشد.

$F_s =$ ضریب عمق که تابعی از H/B می باشد.

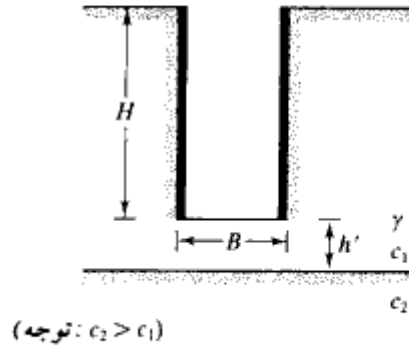
$F_s =$ ضریب شکل

در شکل ۱۷-۷ - ب تغییرات $N'_{c(strip)}$ و در شکل ۱۷-۷ - پ تغییرات F_s به صورت تابعی از H/B نشان داده شده است. ضریب شکل F_s را می توان از رابطه زیر تعیین کرد:

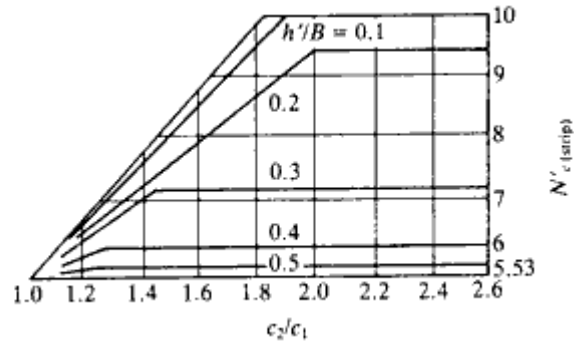
$$F_s = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

(۱۸-۷)

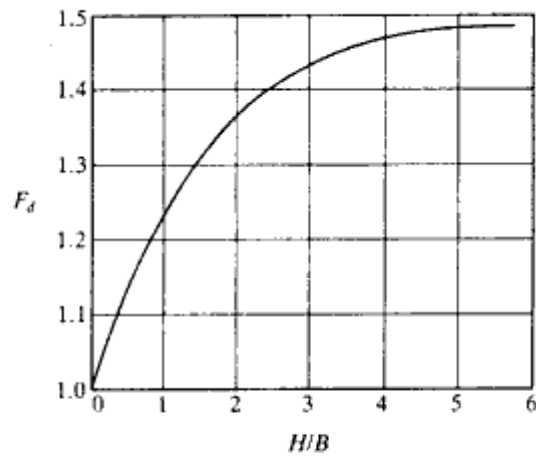
در اکثر حالات، ضریب اطمینانی مساوی ۱/۵ توصیه می شود. اگر F_s کوچکتر از حدود ۱/۵ باشد، سپر به عمق بیشتری کوبیده می شود (شکل ۱۸-۷). معمولاً عمق d (شکل ۱۸-۷)، مساوی یا کمتر از $B/2$ در نظر گرفته می شود. در این حالت، نیروی P در واحد طول قسمت مدفون سپر (یعنی aa' و bb') به صورت زیر قابل بیان است:



(الف)

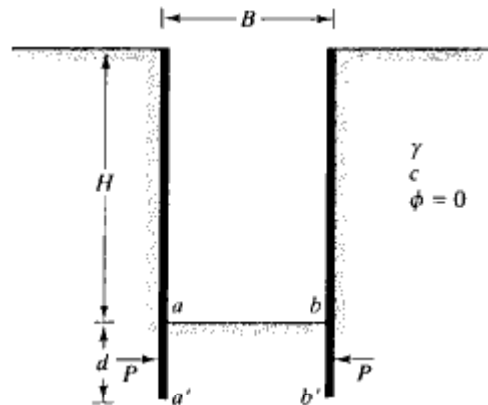


(ب)



(پ)

شکل ۷-۱۷ - (الف) رس لایه بندی شده در زیرکف تراشه، (ب) تغییرات $N'_{c(max)}$ با c_2/c_1 و h'/B ، (پ) تغییرات F_d با H/B



شکل ۷-۱۸. نیروی وارد بر قسمت مدفون سپر

$$P = 0.7(\gamma HB - 1.4cH - \pi cB) \quad \text{برای } d > 0.47B \quad (۱۹-۷)$$

و

$$P = 1.5d \left(\gamma H - \frac{1.4cH}{B} - \pi c \right) \quad \text{برای } d < 0.47B \quad (۲۰-۷)$$

پایداری کف ترانشه در ماسه

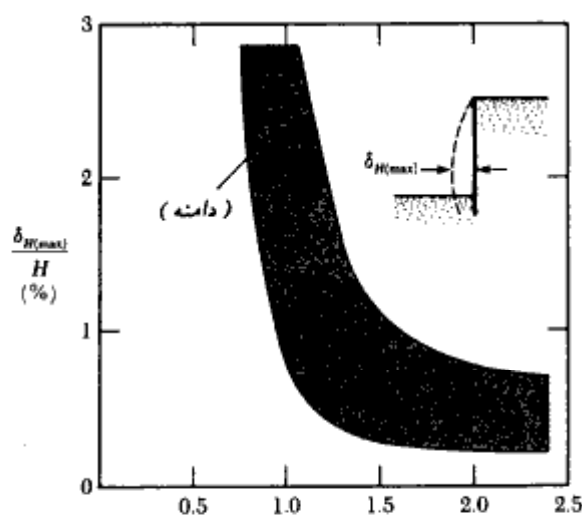
کف ترانشه در ماسه معمولاً پایدار است. در برخورد با آب زیرزمینی، تا مادامی که تراز آب در داخل ترانشه بالاتر از تراز آب زیرزمینی باشد، کف ترانشه پایدار می‌باشد. اگر به کمک پمپاژ، سطح آب داخل ترانشه نسبت به تراز آب زیرزمینی پایین برده شود، به علت تراوش آب به داخل ترانشه ممکن است ناپایداری ایجاد گردد. در بخش ۷-۶ این پدیده با جزییات بیشتری مورد بررسی قرار می‌گیرد.

تغییرشکل جانبی سپر

در ترانشه‌های مهار شده باید انتظار مقداری تغییرشکل جانبی را در سپر داشت (شکل ۷-۱۹). مقدار تغییرشکل جانبی به عوامل متعددی بستگی دارد، لیکن مهمترین آنها شکاف زمانی به وجود آمده بین خاکبرداری و قرار دادن پشت‌بندها و قیده‌های فشاری می‌باشد. مانا، و کلاف (۱۹۸۱) نتایج

ثبت‌شده از ترانسه‌های مهار شده در سان‌فرانسیسکو، اسلو (نروژ)، بوستن، شیکاگو، و بولاین پوینت نیویورک را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. تحت شرایط عادی ساخت، ملاحظه شده که حداکثر تغییرشکل جانبی دیوار، $[\delta_{H(max)}]$ ، رابطه مشخصی با ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی دارد. این موضوع در شکل ۷-۱۹ نشان داده شده است. توجه شود که ضریب اطمینان مورد استفاده در شکل ۷-۱۹ با استفاده از روابط ۷-۱۲ و ۷-۱۳ تعیین شده است.

همان‌طور که قبلاً مورد بحث قرار گرفت، در موارد متعددی، سپرها (یا شممها) ی مورد استفاده در سازه‌های نگهدارنده، تا عمق مشخصی پایین تر از کف ترانسه کوبیده می‌شوند. این مسئله به علت کاهش تغییرشکل جانبی در اثنای آخرین مرحله خاکبرداری می‌باشد. تغییرشکل جانبی دیوار، باعث نشست سطح زمین اطراف ترانسه خواهد شد. لیکن مقدار تغییرشکل جانبی بیشتر بستگی به نوع خاک زیر کف ترانسه دارد. اگر رس واقع در زیر کف ترانسه تا عمق زیادی ادامه داشته و $\gamma H/c$ کوچکتر از حدود ۸ باشد، افزایش عمق نفوذ سپر به داخل خاک رس واقع در زیر آن کمک زیادی در کاهش تغییرشکل جانبی نخواهد کرد. در چنین حالتی، در لحظه خرابی کلی سازه نگهدارنده باید انتظار تغییرشکل جانبی زیادی را داشت. اگر یک لایه رس سخت در زیر لایه رس کف ترانسه



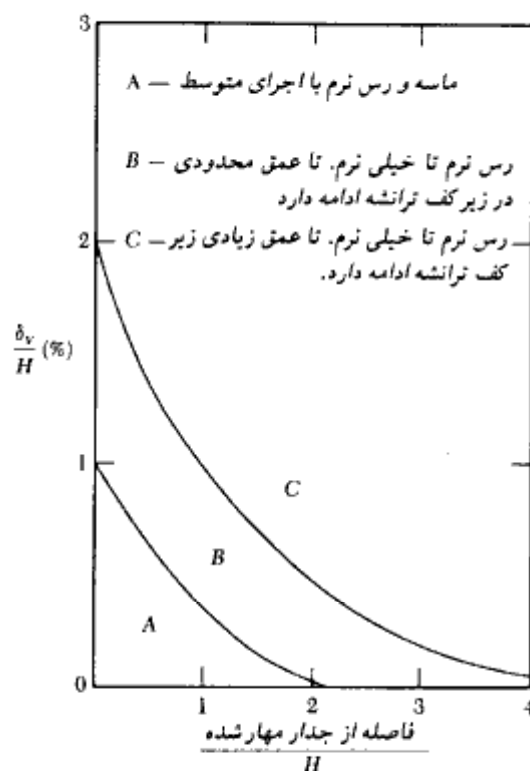
ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی کف

شکل ۷-۱۹ - تغییرات $\delta_{H(max)}$ اندازه‌گیری شده به صورت تابعی از ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی کف (مانا، وکلان ۱۹۸۱)

وجود داشته باشد، سپرها و یا شمعها باید به داخل لایه سخت نفوذ نمایند. این کار تأثیر زیادی در کاهش تغییرشکل جانبی خواهد داشت.

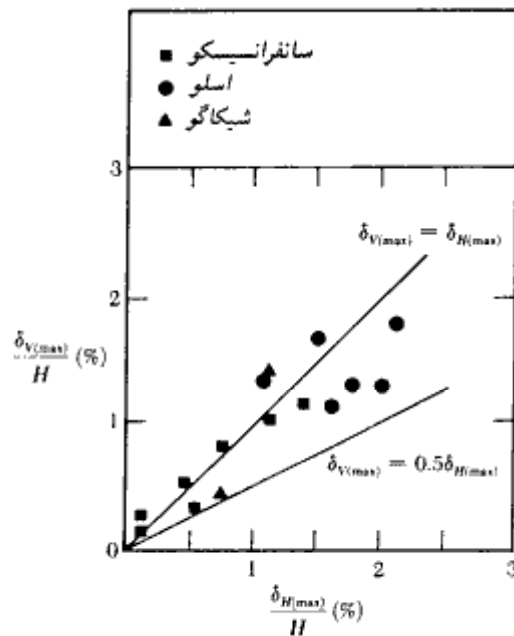
نشست زمین

تغییرشکل جانبی دیوار مهار شده، عموماً باعث نشست (δ_v) در اطراف ترانشه مهار شده می‌شود. این پدیده معمولاً افت زمین^۱ نامیده می‌شود. بر پایه مشاهدات عملی متعدد، پک (۱۹۶۹) منحنی‌هایی برای پیش‌بینی نشست زمین در خاکهای مختلف ارائه نمود (به شکل ۷ - ۲۰ مراجعه شود). تغییرات مقدار نشست زمین، دارای دامنه وسیعی می‌باشد، لیکن شکل ۷ - ۲۰ می‌تواند به عنوان یک راهنمای کلی مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۷ - ۲۰. تغییرات نشست زمین اطراف ترانشه برحسب فاصله از ترانشه (پک ۱۹۶۹)

1- ground loss



شکل ۷-۲۱ - تغییرات حداکثر نشست زمین اطراف ترانسه برحسب تغییر شکل جانبی سپر

بر پایه اطلاعات به دست آمده از ترانسه‌های حفر شده در نقاط مختلف سانفرانسیکو، اسلو، و شیکاگو، مانا، و کلاف (۱۹۸۱) ارتباطی بین حداکثر تغییر شکل جانبی سپرها و حداکثر نشست زمین $[\delta_{V(max)}]$ برقرار کردند که در شکل ۷-۲۱ ارائه شده است. می‌توان نشان داد که:

$$\delta_{V(max)} \approx 0.5 \text{ تا } 1 \delta_{H(max)} \quad (۷-۲۱)$$

مثال ۷-۴

با مراجعه به مثال ۷-۱، مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی کف با استفاده از روابط ۷-۱۲ و ۷-۱۴.

حل:

در مثال ۷-۱، داریم:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, c = 35 \text{ kN/m}^2, \text{ و } H = 7 \text{ m}$$

با استفاده از رابطه ۷-۱۲، ضریب اطمینان به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$FS = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - \frac{c}{0.7B}} \right) = \frac{1}{7} \left[\frac{(5.7)(35)}{18 - \frac{35}{(0.7)(6)}} \right] = 2.95$$

ضریب اطمینان با استفاده از رابطه ۷-۱۴ برابر است با:

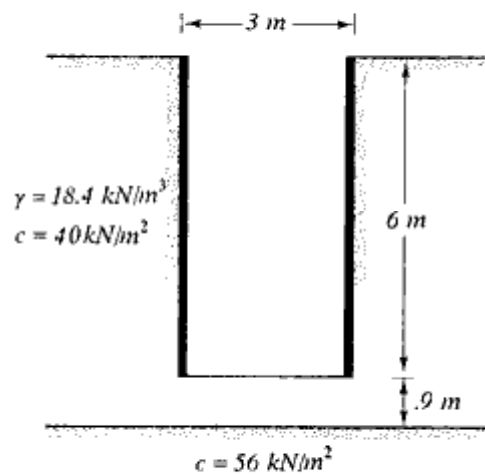
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H}$$

برای $H/B = 7/6 = 1.16$ و $B/L \approx 0$ ، مقدار N_c مساوی $6/46$ می‌باشد. بنابراین:

$$FS = \frac{(35)(6.46)}{(18)(7)} = 1.79$$

مثال ۷-۵

در شکل ۷-۲۲ یک ترانشه مهارشده نشان داده شده است. برای این ترانشه $L = 9 \text{ m}$ و $B = 3 \text{ m}$ است. مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی کف ترانشه



شکل ۷-۲۲

حل:

چون در زیر ترانه خاک لایه‌بندی شده وجود دارد، از رابطه ۷-۱۷ استفاده می‌شود.

$$\frac{c_2}{c_1} = \frac{56}{40} = 1.4$$

$$\frac{h'}{B} = \frac{0.9}{3} = 0.3$$

برای $c_2/c_1 = 1.4$ و $h'/B = 0.3$ از روی شکل ۷-۱۷، مقدار $N_{c(strip)} = 7$ به دست می‌آید. همچنین:

$$\frac{H}{B} = \frac{6}{3} = 2$$

بنابراین با توجه به شکل ۷-۱۷، مقدار $F_d = 1.36$ به دست می‌آید. همچنین:

$$F_s = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + 0.2 \left(\frac{10}{30} \right) = 1.067$$

در نتیجه:

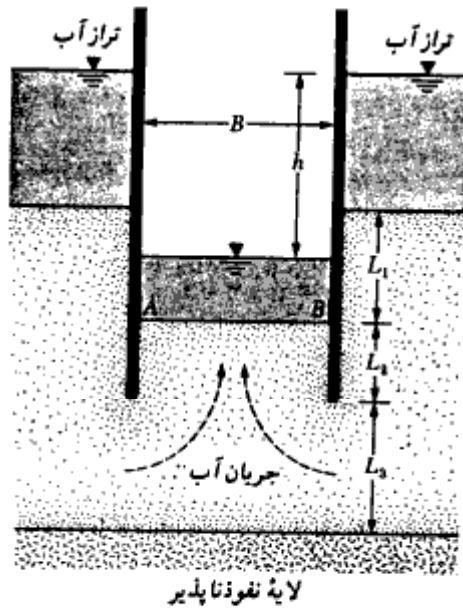
$$FS = \frac{c_1 [N_{c(strip)} F_d] F_s}{\gamma H} = \frac{40 \times 7 \times 1.36 \times 1.067}{18.4 \times 6} = 3.68$$

۷-۶ خرابی کف ترانه به علت پدیده رگاب^۱

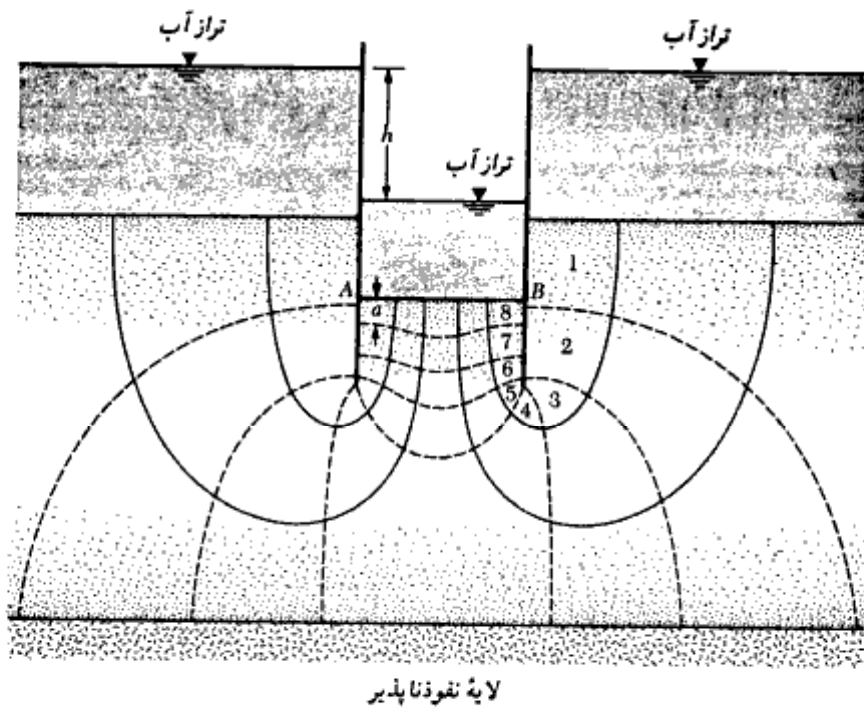
از سپرکوبی گاهی مواقع برای خاکبرداری در داخل آب یا مناطق با آب زیرزمینی بالا استفاده می‌شود (شکل ۷-۲۳). با پایین آوردن آب در داخل ترانه، به علت افزایش گرادیان (شیب) هیدرولیکی در کف، احتمال وقوع پدیده رگاب افزایش می‌یابد. (طبق تعریف بخش ۱-۱۲ و رابطه ۱-۴۸، رگاب نوع خاصی از خرابی به علت بالادگی کف است). همان‌طور که گفته شد، پدیده رگاب به علت وقوع گرادیان هیدرولیکی بالا در تراوش آب به داخل ترانه است. برای تعیین گرادیان هیدرولیکی در نقاط A و B واقع در کف ترانه، می‌توان مطابق شکل ۷-۲۴ شبکه جریان را در لایه نفوذپذیر زیر ترانه رسم نمود. حداکثر گرادیان موجود در شبکه جریان نشان داده شده برابر است با:

$$i_{\max(\text{exit})} = \frac{\frac{h}{N_d}}{a} = \frac{h}{N_d a} \quad (۷-۲۲)$$

1- piping



شکل ۷-۲۳



شکل ۷-۲۴ - تعیین ضریب اطمینان در مقابل پدیده رگاب با رسم شبکه جریان

که در آن:

a = طول چشمه جریان در A (یا B)

N_0 = تعداد افتها (توجه: در شکل ۷ - ۲۴، $N_0 = 8$ می‌باشد. همچنین به بخش ۱ - ۱۰ نیز

مراجعه نمایید)

ضریب اطمینان در مقابل پدیده رگاب به صورت زیر بیان می‌شود:

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{max(t)}} \quad (۷-۲۳)$$

که در آن i_{cr} گرادیان هیدرولیکی بحرانی می‌باشد.

در فصل ۱ گرادیان هیدرولیکی بحرانی به صورت زیر تعریف شد (رابطه ۱ - ۴۸):

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1}$$

برای اغلب خاکها مقدار i_{cr} بین ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی در حدود ۱ متغیر است. مقدار ضریب اطمینان لازم نیز در حدود ۱/۵ می‌باشد.

مقدار گرادیان هیدرولیکی حداکثر موجود برای سپرکوبی در ماسه با $L_3 = \infty$ را می‌توان به صورت نظری محاسبه نمود (هار ۱۹۶۲^۹). گامهای اساسی برای محاسبه حداکثر گرادیان موجود، با توجه به اشکال ۷ - ۲۵ و ۷ - ۲۶، به شرح زیر می‌باشد:

گام ۱. با محاسبه $2L_2/B$ (یا $B/2L_2$) و $2L_1/B$ ، مدول m را از شکل ۷ - ۲۵ تعیین نمایید.

گام ۲. با مقادیر معلوم مدول و $2L_1/B$ ، از شکل ۷ - ۲۶ مقدار $L_2 i_{crit(max)}/h$ را تعیین نمایید.

با توجه به معلوم بودن L_2 و h ، مقدار $i_{crit(max)}$ قابل محاسبه خواهد بود.

گام ۳. حال می‌توان ضریب اطمینان را با استفاده از رابطه ۷ - ۲۳ محاسبه نمود.

مارس لند^۱ (۱۹۵۸) نتایج روش مدول را برای بررسی تأثیر تراوش در پایداری خاکبرداری در

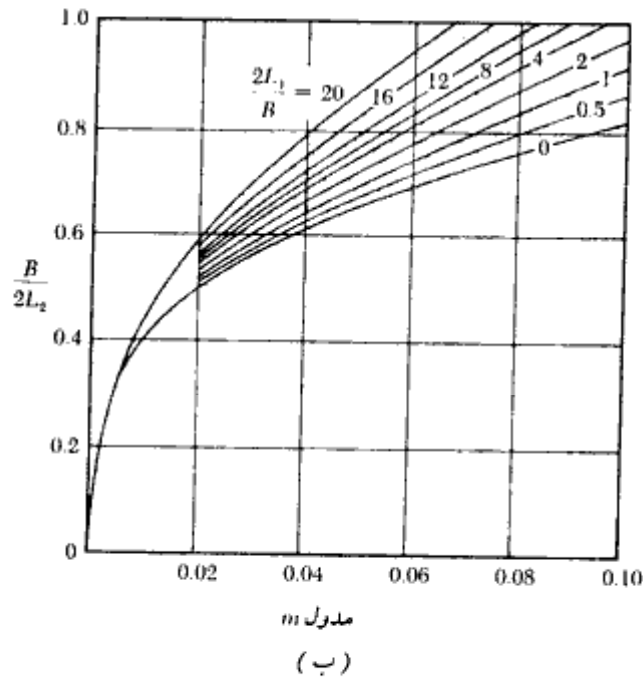
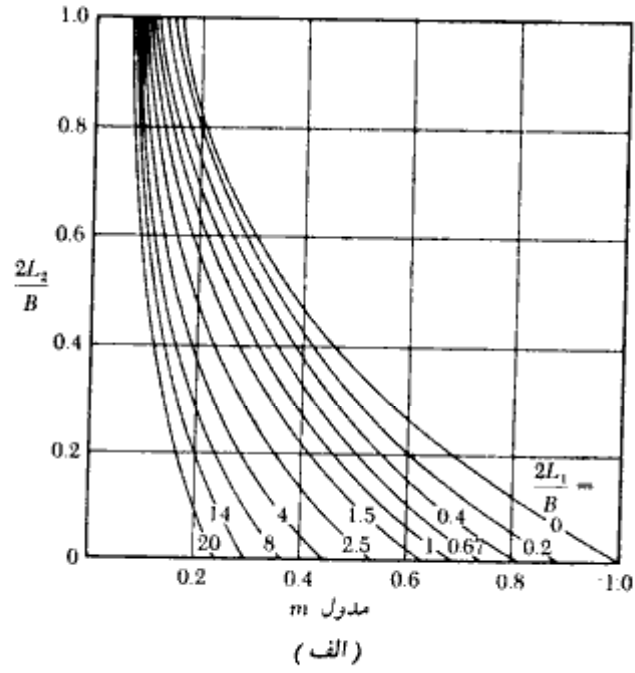
پناه سپر، مورد آزمایش قرار دارد. نتایج کارهای وی در اشکال ۷ - ۲۷، الف، ب و پ خلاصه شده

است. شکل ۷ - ۲۷، ب برای تعیین عمق نفوذ سپر (L_2) به منظور تأمین ضریب اطمینان لازم در

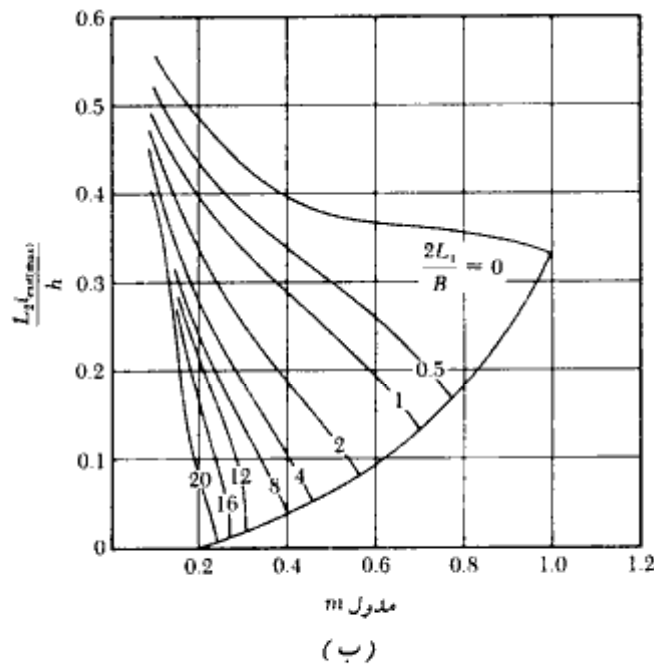
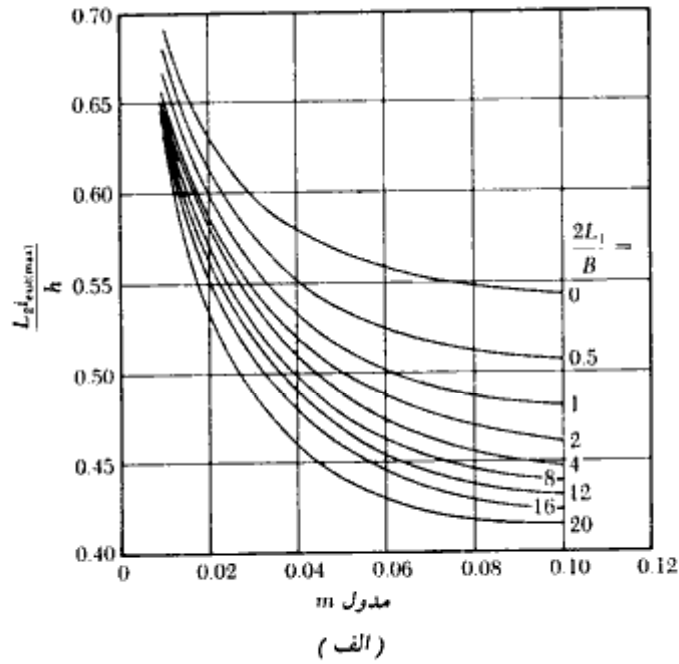
مقابل رگاب، در حالتی که عمق لایه نفوذپذیر ماسه نامحدود می‌باشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

شکل ۷ - ۲۷، پ نیز همین کار را برای حالتی که عمق لایه نفوذپذیر محدود و مساوی $L_2 + L_3$ است،

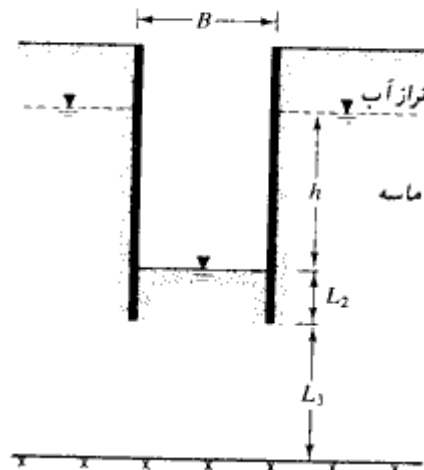
انجام می‌دهد.



شکل ۷-۲۵ - تغییرات مدول m

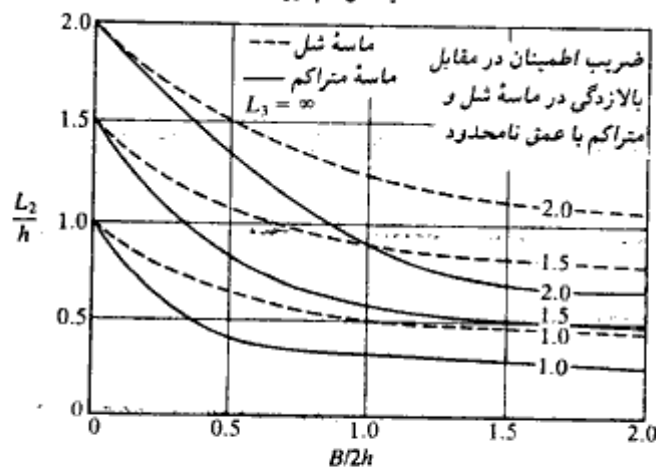


شکل ۷-۲۶ - تغییرات حداکثرگرادیان موجود با مدول m

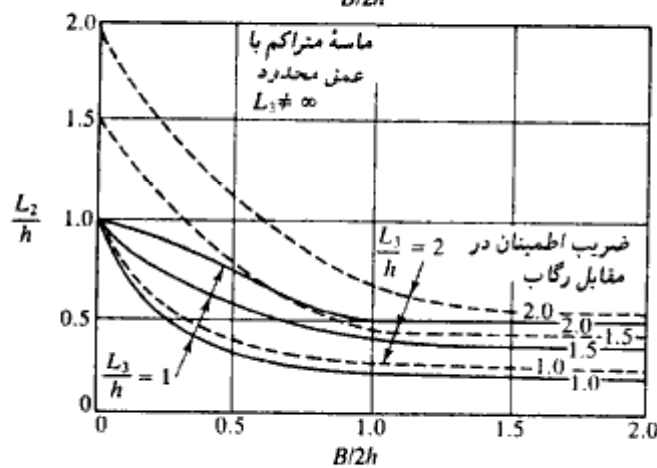


(الف)

لایه نفوذناپذیر



(ب)



(پ)

شکل ۷-۲۷. تأثیر تراوش در پایداری خاکبرداری در پناه سپر

مثال ۷ = ۹

برای شکل ۷-۲۳ اطلاعات زیر در دست است:

$$h = 4.5 \text{ m}, L_1 = 5 \text{ m}, L_2 = 4 \text{ m}, B = 5 \text{ m} \text{ و } L_3 = \infty$$

مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل رگاب

$$\frac{2L_1}{B} = \frac{2(5)}{5} = 2$$

$$\frac{B}{2L_2} = \frac{5}{2(4)} = 0.625$$

حل:

طبق شکل ۷-۲۵ - ب برای $2L_1/B = 2$ و $B/2L_2 = 0.625$ ، مقدار $m \approx 0.033$ به دست می‌آید. حال با مراجعه به شکل ۷-۲۶ - الف برای $m = 0.033$ و $2L_1/B = 2$ مقدار $L_2 i_{\text{exit(max)}}/h = 0.55$ به دست می‌آید. بنابراین:

$$i_{\text{exit(max)}} = \frac{0.55(h)}{L_2} = 0.55(4.5)/4 = 0.619$$

$$FS = \frac{i_{\alpha}}{i_{\text{max(exit)}}} = \frac{1}{0.619} = 1.616$$

مسائل فصل هفتم

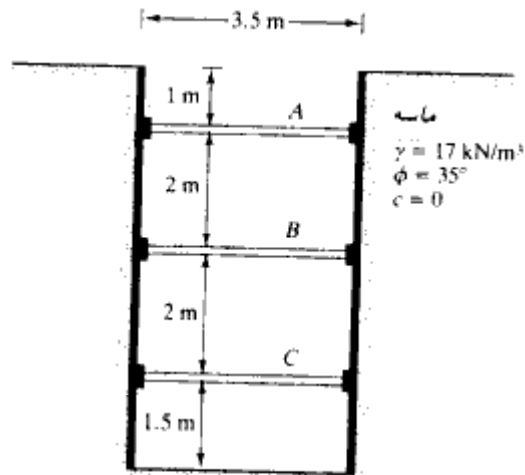
۷-۱ - در ترانشه مهار شده شکل، اطلاعات زیر در دست است:

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3, \phi = 35^\circ \text{ و } c = 0$$

فواصل قیدها در پلان ۳ متر می‌باشد. مطلوبست رسم نمودار پوش فشار خاک و تعیین

بار قیدها در ترازهای A، B و C

۷-۲ - برای ترانشه مهار شده مسئله ۷-۱، مطلوبست تعیین:



شکل مسئله ۷-۱

الف: نیمرخ مناسب برای سپر

ب: اساس مقطع لازم برای تیر پشت‌بند در تراز B

تنش مجاز را 170° نیوتن بر میلیمتر مربع (مگا پاسکال) در نظر بگیرید.

۷-۳ - مسئله ۷-۱ را با اطلاعات زیر تکرار کنید:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, \phi = 40^\circ, c = 0$$

فواصل مرکز به مرکز قیدها در پلان ۴ متر می‌باشد.

۷-۴ - مطلوبست تعیین نیمرخ لازم برای سپر در مسئله ۷-۳. تنش مجاز را 170° نیوتن بر

میلیمتر مربع در نظر بگیرید.

۷-۵ - در شکل ۷-۷ الف اطلاعات زیر در دست است:

$$H = 8 \text{ m}$$

$$\text{ماسه } H_c = 3 \text{ m}, \gamma_c = 17.5 \text{ kN/m}^3, \phi_c = 34^\circ$$

$$\text{رس } H_r = 5 \text{ m}, \gamma_r = 18.2 \text{ kN/m}^3, q_u = 55 \text{ kN/m}^2 \text{ (مقاومت فشاری محدود نشده)}$$

الف: مطلوبست تخمین چسبندگی متوسط (c_{av}) و وزن مخصوص متوسط (γ_{av}) برای
رسم منحنی پوش فشار خاک
ب: رسم منحنی پوش فشار خاک

۶-۷ - شکل ۷-۷ ب را که یک تراشه مهار شده در رس می‌باشد، در نظر بگیرید، داریم:

$$H = 7.5 \text{ m و } H_1 = 1.5 \text{ m و } c_1 = 105 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma_1 = 17.8 \text{ kN/m}^3$$

$$H_2 = 3 \text{ m و } c_2 = 80 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma_2 = 17.1 \text{ kN/m}^3 \text{ و } H_3 = 3 \text{ m}$$

$$c_3 = 83.5 \text{ kN/m}^2 \text{ و } \gamma_3 = 17.44 \text{ kN/m}^3$$

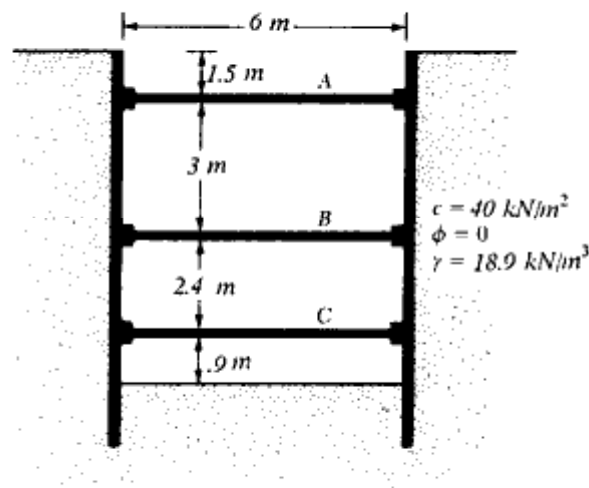
مطلوبست تعیین:

الف: چسبندگی متوسط (c_{av}) و وزن مخصوص متوسط (γ_{av}) برای محاسبه نمودار پوش
فشار خاک
ب: رسم نمودار پوش فشار خاک

۷-۷ - در شکل نشان داده شده اطلاعات زیر در دست است:

$$\gamma = 18.9 \text{ kN/m}^3 \text{ و } c = 40 \text{ kN/m}^2$$

فاصله مرکز به مرکز قیدها در پلان ۳/۶ متر می‌باشد. مطلوبست رسم نمودار پوش فشار



شکل مسئله ۷-۷

خاک و تعیین بار قیدها در ترازهای A ، B و C

۷-۸ - مطلوبست تعیین نیمرخ لازم برای سپر به کار رفته در ترانشه مسئله ۷-۷.

۷-۹ - مسئله ۷-۷ را با فرض $c = 30 \text{ kN/m}^2$ تکرار نمایید.

۷-۱۰ - برای ترانشه مهار شده در مسئله ۷-۷، ضریب ایمنی در مقابل بالازدگی کف را محاسبه نمایید. از روابط ۷-۱۲ و ۷-۱۶ استفاده کنید. برای رابطه ۷-۱۶ فرض نمایید که طول ترانشه، $L = 9 \text{ m}$ می باشد.

۷-۱۱ - در شکل ۷-۱۷ الف اطلاعات زیر در دست است:

$$H = 8 \text{ m}, B = 3 \text{ m}, L = 8 \text{ m}, \gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3, c_1 = 30 \text{ kN/m}^2, c_2 = 45 \text{ kN/m}^2 \text{ و}$$

$$k' = 2 \text{ m}$$

مطلوب است تعیین ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی

۷-۱۲ - برای ترانشه مهار شده مسئله ۷-۹، مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی. از رابطه ۷-۱۶ استفاده نمایید. طول ترانشه ۱۲ متر می باشد.

مآخذ فصل هفتم

- American Institute of Steel Construction (1980). *Manual of Steel Construction*, 8th ed., Chicago.
- Bjerrum, L., and Eide, O. (1956). "Stability of Struttred Excavation in Clay," *Geotechnique*, Vol. 6, No. 1, pp. 32-47.
- Das, B. M. (1990). *Principles of Geotechnical Engineering*, 2nd ed., PWS-Kent Publishing Company, Boston.
- Das, B. M., and Seeley, G. R. (1975). "Active Thrust on Braced Cut in Clay," *Journal of the Construction Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. CO4, pp. 945-949.
- Harr, M. E. (1962). *Ground Water and Seepage*, McGraw-Hill, New York.
- Mana, A. I., and Clough, G. W. (1981). "Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT8, pp. 759-777.

- Marsland, A. (1958). "Model Experiments to Study the Influence of Seepage on the Stability of a Sheeted Excavation in Sand," *Geotechnique*, London, Vol. 3, p. 223.
- Peck, R. B. (1943). "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago (Ill.) Subway," *Transactions, American Society of Civil Engineers*, Vol. 108, pp. 1008-1058.
- Peck, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290.
- Reddy, A. S., and Srinivasan, R. J. (1967). "Bearing Capacity of Footing on Layered Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, No. SM2, pp. 83-99.
- Terzaghi, K. (1943a). "General Wedge Theory of Earth Pressure," *Transactions, American Society of Civil Engineers*, Vol. 106, pp. 68-97.
- Terzaghi, K. (1943b). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- Tschebotarioff, G. P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.
- U.S. Department of the Navy (1971). "Design Manual—Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures," NAVFAC DM-7, Washington, D.C.



.....

.....

|

فصل هشتم

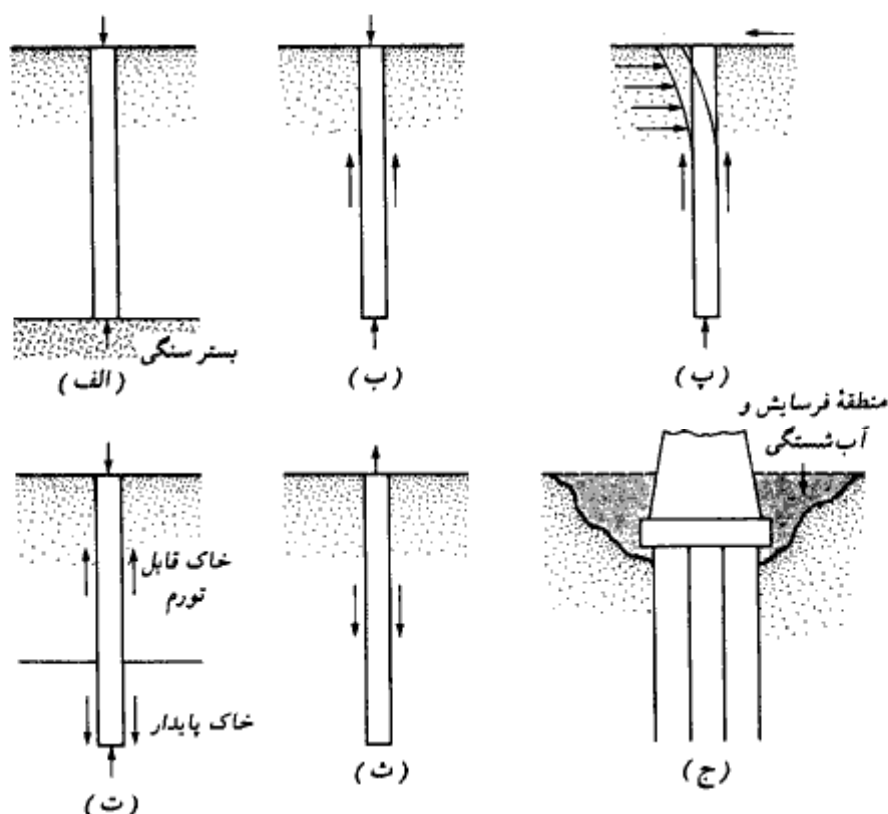
شالوده‌های شمعی

۸-۱ مقدمه

شمعها اعضایی از جنس فولاد، بتن، بتن مسلح، و چوب می‌باشند که در صورت مناسب نبودن ظرفیت باربری زمین برای استفاده از شالوده‌های سطحی (فصل سوم)، از آنها برای ساخت شالوده‌های عمیق (شالوده‌های شمعی^۱) استفاده می‌شود. مخارج احداث شالوده‌های شمعی خیلی بیشتر از شالوده‌های سطحی است. علیرغم مخارج بیشتر، در عمل موارد متعددی وجود دارد که برای ایمنی ساختمان در مقابل نشست و عوامل دیگر، از شالوده‌های شمعی استفاده می‌شود. در زیر بعضی از شرایطی که استفاده از شالوده‌های شمعی را ایجاب می‌نمایند، شرح داده می‌شود.

۱. وقتی که لایه یا لایه‌های فوقانی خاک دارای قابلیت فشردگی زیاد و یا خیلی ضعیف باشند، به طوری که نتوان از شالوده سطحی برای توزیع بار ساختمان استفاده کرد، شالوده‌های شمعی برای انتقال بار به لایه‌های تحتانی محکمتر و یا سنگ بستر مورد استفاده قرار می‌گیرند. این موضوع در شکل ۸-۱ الف نشان داده شده است. وقتی که بستر سنگی و یا لایه محکمتر تحتانی در عمق معقولی از سطح زمین قرار نداشته باشد، از شمع برای انتقال تدریجی بار استفاده می‌شود. در این حالت مطابق شکل ۸-۱ ب، بیشتر مقاومت شمع از طریق نیروی اصطکاک بین سطح تماس شمع و خاک (مقاومت جلدی) تأمین می‌شود.
۲. مطابق شکل ۸-۱ پ اگر شمعها تحت تأثیر نیروی افقی قرار گیرند، در حالی که هنوز قابلیت حمل بارهای قائم را دارا هستند، می‌توانند به وسیله خمش، نیروهای افقی را حمل

1- Pile Foundation



شکل ۸-۱ - شرایطی که استفاده از شمع را ایجاب می‌کنند

نمایند. این وضعیت اغلب در شالوده سازه‌های حایل خاک که وظیفه آنها مقاومت در مقابل فشار جانبی خاک است و یا ساختمانهای بلند که تحت تأثیر نیروهای باد یا زلزله قرار دارند، پیش می‌آید.

۳. در خیلی از موارد، در منطقه مورد نظر برای احداث ساختمان با خاک قابل تورم^۱ و یا فروریزی (رُمنده)^۲ روبرو می‌شویم. این لایه‌ها ممکن است دارای عمق قابل توجهی باشند. خاکهای قابل تورم در اثر افزایش یا کاهش میزان رطوبت، تورم و یا کاهش حجم پیدا می‌کنند. فشار تورم چنین خاکهایی ممکن است به طرز قابل توجهی زیاد باشد. اگر در چنین خاکهایی از شالوده‌های سطحی استفاده شود، ساختمان ممکن است با صدمات

1- expansive

2- collapsible

- جدی روبرو شود. در این حالت شالوده‌های شمعی که از لایه قابل تورم عبور کرده و وارد لایه پایدار شده‌اند، می‌توانند مورد توجه قرار گیرند (شکل ۸ - ۱ - ت).
- خاک‌کهایی نظیر ماسه بادی^۱ دارای طبیعت فروریزی (زُمنبندگی^۲) هستند. وقتی که چنین خاک‌هایی تحت افزایش رطوبت قرار گیرند، اسکلت^۳ خاک می‌تواند دچار شکست گردد. یک کاهش ناگهانی در نسبت تخلخل خاک، باعث نشست زیاد سازه‌ای می‌شود که توسط شالوده سطحی حمل می‌شود. در چنین حالاتی، شالوده شمعی که از لایه سست عبور کرده و وارد لایه پایدار زیر آن شده، می‌تواند به‌عنوان راه‌حل مسئله مورد توجه قرار گیرد.
۴. شالوده بعضی از سازه‌ها، نظیر خطوط انتقال برق، اسکله‌ها، شالوده‌های گسترده در زیر آب زیرزمینی، تحت تأثیر نیروی برگشت^۴ قرار دارند. در بعضی مواقع برای مقابله با نیروهای برگشت از شالوده‌های شمعی استفاده می‌شود.
۵. به‌خاطر وجود مسئله آب شستگی و فرسایش در محل پایه‌های پل، این پایه‌ها اغلب در روی شالوده‌های شمعی احداث می‌شوند.
- اگرچه در گذشته تحقیقات متعددی به‌صورت نظری و عملی برای پیش‌بینی رفتار و ظرفیت باربری شالوده‌های شمعی در خاک‌های چسبنده و دانه‌ای انجام شده است، لیکن مکانیسم کار هنوز به‌طور کامل فهمیده نشده و ممکن است هیچوقت هم فهمیده نشود. به‌علت ناشناخته‌ها و عدم قطعیت‌های موجود در هنگام کار با بعضی از شرایط تحت‌الارضی، می‌توان طراحی شالوده‌های شمعی را یک هنر مهندسی در نظر گرفت تا علم مهندسی. در این فصل روش‌های موجود برای طراحی شالوده‌های شمعی مورد بحث قرار می‌گیرند.

۸-۲ انواع شمع و مشخصات سازه‌ای آنها

برحسب شرایط تحت‌الارضی، سطح آب زیرزمینی، و نوع باری که باید حمل شود، انواع مختلفی از شمعها در کارهای ساختمانی مورد استفاده قرار می‌گیرد. شمعها برحسب مصالحی که از آن ساخته می‌شوند، دارای انواع زیر هستند:

۱. شمعهای فولادی

۲. شمعهای بتنی

1- loess
3- structure

2- collapsible
4- uplift

۳. شمعهای چوبی

۴. شمعهای مرکب

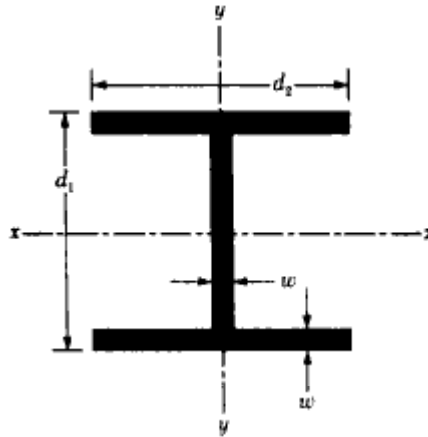
در ادامه این فصل درخصوص هر یک از انواع فوق شرحی ارائه می‌شود.

شمعهای فولادی

انواع معمول شمعهای فولادی، شمعهای لوله‌ای و شمعهای H می‌باشند. شمعهای لوله‌ای نیز در دو حالت انتهای بسته و انتهای باز به‌زمین کوبیده می‌شوند. هرچند که از تیرآهنهای I و بال پهن نیز می‌توان برای شمعکوبی استفاده کرد، لیکن تیرآنها با نیمرخ H به‌علت مساوی بودن ضخامت بال و جان معمولاً ترجیح داده می‌شوند. در نیمرخهای بال پهن و نیمرخهای I ، ضخامت جان معمولاً کوچکتر از ضخامت بال می‌باشد. در جداول ۸-۱ الف و ب مشخصات نیمرخهای H معمول در آمریکا در دستگاه آحاد SI و انگلیسی و در جدول ۸-۱ ب مشخصات نیمرخهای بال پهن سنگین (IPB_p) که در ایران از آن به‌عنوان شمع فولادی استفاده می‌شود، نشان داده شده است. در جدول ۸-۲ نیز مشخصات نیمرخهای لوله‌ای که از آنها به‌عنوان شمع استفاده می‌شود، ارائه شده است. در خیلی از حالات، شمعهای لوله‌ای بعد از کوبیده شدن با بتن پر می‌شوند.

جدول ۸-۱ الف - مشخصات هندسی نیمرخهای H معمول در آمریکا (دستگاه SI)

نام اندازه (mm) \times وزن (kN/m)	ارتفاع d_1 (mm)	ضخامت بال و جان w (mm)	عرض بال d_2 (mm)	مان اینرسی ($m^4 \times 10^{-6}$)		
				I_{xx}	I_{yy}	
HP 200 \times 0.52	204	6.84	11.3	207	49.5	16.8
HP 250 \times 0.834	254	10.8	14.4	260	123	42
\times 0.608	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 \times 1.226	312	15.9	17.5	312	271	89
\times 1.079	308	14.1	15.49	310	237	77.5
\times 0.912	303	11.9	13.1	308	197	63.7
\times 0.775	299	10.0	11.05	306	164	62.9
HP 330 \times 1.462	334	19.0	19.45	335	370	123
\times 1.264	329	16.5	16.9	333	314	104
\times 1.069	324	13.9	14.5	330	263	86
\times 0.873	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 \times 1.707	361	22.2	20.45	378	508	184
\times 1.491	356	19.4	17.91	376	437	158
\times 1.295	351	16.8	15.62	373	374	136
\times 1.060	346	13.8	12.82	371	303	109



جدول ۸-۱-ب - مشخصات هندسی نیمرخهای H معمول در آمریکا (دستگاه انگلیسی)

نام اندازه (in.) وزن (lb/ft)	ارتفاع d_1 (in.)	ضخامت پال و جان w (in.)	عرض پال d_2 (in.)	مان اینرسی (in. ⁴)	
				I_{xx}	I_{yy}
HP 8 × 36	8.02	0.445	8.155	119	40.3
HP 10 × 57	9.99	0.565	10.225	294	101
× 42	9.70	0.420	10.075	210	71.7
HP 12 × 84	12.28	0.685	12.295	650	213
× 74	12.13	0.610	12.215	570	186
× 63	11.94	0.515	12.125	472	153
× 53	11.78	0.435	12.045	394	127
HP 13 × 100	13.15	0.766	13.21	886	294
× 87	12.95	0.665	13.11	755	250
× 73	12.74	0.565	13.01	630	207
× 60	12.54	0.460	12.90	503	165
HP 14 × 117	14.21	0.805	14.89	1220	443
× 102	14.01	0.705	14.78	1050	380
× 89	13.84	0.615	14.70	904	326
× 73	13.61	0.505	14.59	729	262

ظرفیت مجاز سازه‌ای شمعهای فولادی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_{all} = A_s \sigma_{all} \quad (۱-۸)$$

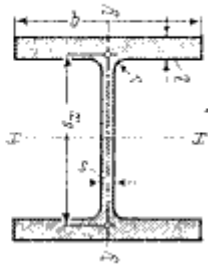
که در رابطه ۱-۸:

A_s = سطح مقطع نیمرخ فولادی

σ_{all} = تنش مجاز فولاد.

جدول ۸-۱-ب - مشخصات نیمرخ بال پهن سنگین (IPB_s) که از آن در ایران به عنوان شمع فولادی استفاده می شود (معمولاً شماره های بزرگتر از ۲۰)

شماره نیمرخ IPB _s	ابعاد mm					F cm ²	G kg/m	U m ² /m	x-x			y-y			S _x cm ³	s _x cm
	h	b	s	t	r				J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm		
100	120	106	12	20	12	53,2	41,8	0,619	1140	190	4,63	399	75,3	2,74	118	9,69
120	140	126	12,5	21	12	66,4	52,1	0,738	2020	288	5,51	703	112	3,25	175	11,5
140	160	146	13	22	12	80,6	63,2	0,857	3290	411	6,39	1140	157	3,77	247	13,3
160	180	166	14	23	15	97,1	76,2	0,970	5100	566	7,25	1760	212	4,26	337	15,1
180	200	186	14,5	24	15	113	88,9	1,09	7480	748	8,13	2580	277	4,77	442	16,9
200	220	206	15	25	18	131	103	1,20	10640	967	9,00	3650	354	5,27	568	18,7
220	240	226	15,5	26	18	149	117	1,32	14600	1220	9,89	5010	444	5,79	710	20,6
240	270	248	18	32	21	200	157	1,46	24290	1800	11,0	8150	657	6,39	1060	22,9
260	290	268	18	32,5	24	220	172	1,57	31310	2160	11,9	10450	780	6,90	1260	24,8
280	310	288	18,5	33	24	240	189	1,69	39550	2550	12,8	13160	914	7,40	1480	26,7
300	340	310	21	39	27	303	238	1,83	59200	3480	14,0	19400	1250	8,00	2040	29,0
320/305	320	305	16	29	27	225	177	1,78	40950	2560	13,5	13740	901	7,81	1460	28,0
320	359	309	21	40	27	312	245	1,87	68130	3860	14,8	19710	1280	7,95	2220	30,7
340	377	309	21	40	27	316	248	1,90	76370	4050	15,6	19710	1280	7,90	2360	32,4
360	395	308	21	40	27	319	250	1,93	84870	4300	16,3	19520	1270	7,83	2490	34,0
400	432	307	21	40	27	326	256	2,00	104100	4820	17,9	19340	1260	7,70	2790	37,4
450	478	307	21	40	27	335	263	2,10	131500	5500	19,8	19340	1260	7,59	3170	41,5
500	524	306	21	40	27	344	270	2,18	161900	6180	21,7	19150	1250	7,46	3550	45,7
550	572	306	21	40	27	354	278	2,28	198000	6920	23,6	19160	1250	7,35	3970	49,9
600	620	305	21	40	27	364	285	2,37	237400	7660	25,6	18980	1240	7,22	4390	54,1
650	668	305	21	40	27	374	293	2,47	281700	8430	27,5	18980	1240	7,13	4830	58,3
700	716	304	21	40	27	383	301	2,56	329300	9200	29,3	18890	1240	7,01	5270	62,5
800	814	303	21	40	30	404	317	2,75	442600	10870	33,1	18630	1230	6,79	6240	70,9
900	910	302	21	40	30	424	333	2,93	570400	12540	36,7	18450	1220	6,60	7220	79,0
1000	1008	302	21	40	30	444	349	3,13	722300	14330	40,3	18460	1220	6,45	8280	87,2



- F = سطح مقطع
- G = وزن
- U = سطح جانبی یک متر طول
- J = معادله اینرسی
- W = اساس مقطع
- $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ شعاع ژیراسیون
- S_x لنگر استاتیکی نصف مقطع
- $s_x = \frac{J_x}{S_x}$ بازوی لنگر

جدول ۸ - ۲ - مشخصات هندسی شمعیهای فولادی لوله‌ای

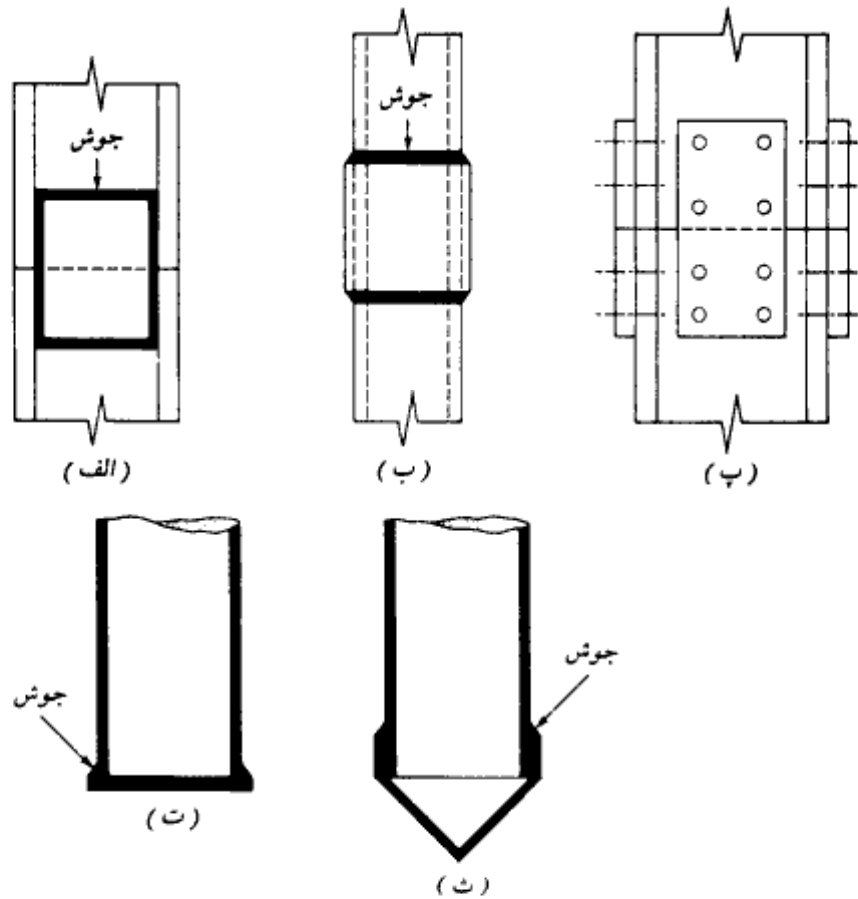
الف: دستگاه SI			ب: دستگاه انگلیسی		
قطر خارجی (mm)	ضخامت جدار (mm)	سطح مقطع فولاد (cm ²)	قطر خارجی (in.)	ضخامت جدار (in.)	سطح مقطع فولاد (in. ²)
219	3.17	21.5	8 ^{3/4}	0.125	3.34
	4.78	32.1		0.188	4.98
	5.56	37.3		0.219	5.78
	7.92	52.7		0.312	8.17
254	4.78	37.5	10	0.188	5.81
	5.56	43.6		0.219	6.75
	6.35	49.4		0.250	7.66
305	4.78	44.9	12	0.188	6.96
	5.56	52.3		0.219	8.11
	6.35	59.7		0.250	9.25
406	4.78	60.3	16	0.188	9.34
	5.56	70.1		0.219	10.86
	6.35	79.8		0.250	12.37
457	5.56	80	18	0.219	12.23
	6.35	90		0.250	13.94
	7.92	112		0.312	17.34
508	5.56	88	20	0.219	13.62
	6.35	100		0.250	15.51
	7.92	125		0.312	19.30
610	6.35	121	24	0.250	18.7
	7.92	150		0.312	23.2
	9.53	179		0.375	27.8
	12.70	238		0.500	36.9

پس از تعیین ظرفیت مجاز باربری شمع بر پایه مشخصات ژئوتکنیکی، لازم است کنترل شود که آیا $Q_{(design)}$ در محدوده مجاز تعریف شده در رابطه ۸ - ۱ قرار دارد یا نه.

در صورتی که طول مورد نیاز برای شمع بزرگتر از طول یک شاخه شود، شمعیهای فولادی را به وسیله جوش و یا پرچ به یکدیگر وصله می‌کنند. در شکل ۸ - ۲ الف جزئیات یک وصله جوشی برای شمعیهای H نشان داده شده است. در شکل ۸ - ۲ ب نیز جزئیات یک وصله جوشی برای شمعیهای لوله‌ای مشاهده می‌شود. در صورت استفاده از پرچ، از جزئیاتی مثل ۸ - ۲ - پ برای وصله شمعیهای H استفاده می‌شود.

وقتی که انتظار لایه‌ای سخت نظیر شن متراکم، شیل و سنگ نرم می‌رود، در نوک شمع فولادی از کشک^۱ استفاده می‌شود. در اشکال ۸ - ۲ - ت و ث دو حالت تخت و مخروطی برای

1- driving point or shoe



شکل ۸-۲ - شمعه‌های فولادی. (الف) وصله شمعه‌های H به وسیله جوش، (ب) وصله شمعه‌های لوله‌ای به وسیله جوش، (پ) وصله شمعه‌های H به وسیله پرچ و پیچ، (ت) کفشک تخت در نوک شمعه لوله‌ای، (ث) کفشک مخروطی در نوک شمعه لوله‌ای.

کفشک نوک شمعه‌های لوله‌ای نشان داده شده است.

در زمینهای باتلاقی، خاکهای نباتی، مناطق ساحلی و سایر خاکهای خورنده، املاح خاک و آب می‌توانند شمعه‌های فولادی را تحت حملات شیمیایی قرار داده و خوردگی^۱ ایجاد نمایند. خاکهایی که pH آنها بزرگتر از ۷ است، خورنده نیستند. برای جبران کردن کاهش ضخامت به علت

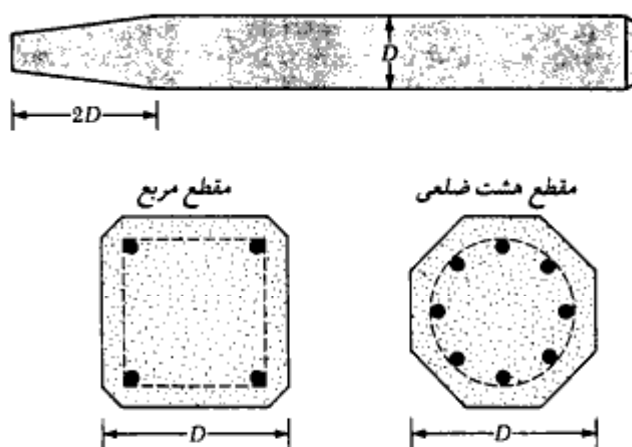
1- corrosion

خوردگی، علاوه بر ضخامت محاسباتی، معمولاً یک ضخامت اضافی در نظر گرفته می‌شود. برای جلوگیری از خوردگی، در روی شمعها می‌توان از یک لایه پوشش اپوکسی استفاده کرد. این پوشش که در کارخانه روی شمعها زده می‌شود، در هنگام حمل و نقل و کوبیدن شمع، به سختی آسیب‌پذیر است. گاهی مواقع برای جلوگیری از خوردگی شمع فولادی، از پوشش بتنی استفاده می‌شود. استفاده از حفاظت کاتودیک روش مطمئنی برای جلوگیری از خوردگی شمع است.

شمعهای بتنی

در عمل، شمعهای بتنی به دو صورت مورد استفاده قرار می‌گیرند (الف) شمعهای پیش‌ساخته^۱ (ب) شمعهای درجاریز^۲. شمعهای پیش‌ساخته را می‌توان با استفاده از میلگردهای معمولی ساخت. مقطع آنها به صورت مربع یا هشت ضلعی است (شکل ۸ - ۳). میلگردها به منظور مقاوم نمودن شمع در مقابل خمش تولید شده در هنگام حمل و نقل، بلند کردن و اعمال نیروی جانبی به شمع و همچنین افزایش مقاومت فشاری، مورد استفاده قرار می‌گیرند. شمعهای پیش‌ساخته در طول مورد نظر ساخته شده و تحت شرایط مرطوب به عمل می‌آیند تا به مقاومت مورد نظر برسند. پس از آن به محل کوبیدن حمل می‌شوند.

شمعهای پیش‌ساخته را می‌توان با استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی پرمقاومت، به صورت



شکل ۸ - ۳ - شمعهای پیش‌ساخته با میلگردهای معمولی

1- precast piles

2- cast in situ pile

پیش‌تنیده در آورد. مقاومت نهایی کابل‌های پیش‌تنیدگی در حدود ۱۸۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع (مگاپاسکال) (مساوی ۱۸۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) می‌باشد. برای ساخت شمعهای پیش‌تنیده، کابلها تا تنش ۹۰۰ تا ۱۳۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع درون قالب کشیده می‌شوند و سپس درون قالب با بتن پر می‌شود. بعد از به‌عمل آوردن بتن، کابل‌های پیش‌تنیدگی بریده می‌شوند که در نتیجه یک نیروی فشاری به‌مقطع شمع اعمال می‌شود. در جدول ۸-۳ اطلاعات تکمیلی درخصوص شمعهای پیش‌تنیده با مقطع مربع و هشت‌ضلعی ارائه شده است.

شمعهای بتنی درجاریز بدین‌صورت اجرا می‌شوند که ابتدا چاهی در زمین به‌وسیله دست یا ماشین حفر می‌شود و سپس قفس آرمانورها درون چاه قرار داده شده و داخل آن با بتن پر می‌شود. امروزه شمعهای درجا به‌روشها و انواع مختلف اجرا می‌شوند و اکثر آنها در انحصار شرکت خاصی که ابداع‌کننده اولیه آنها می‌باشد، قرار دارند. شمعهای درجاریز در دو گروه اصلی جای می‌گیرند (الف) با غلاف^۱، (ب) بدون غلاف^۲. هر دو گروه می‌توانند دارای نوک پهن شده (پداستال) باشند. شمعهای درجاریز غلافدار بدین‌صورت اجرا می‌شوند که ابتدا یک لوله فولادی به‌زمین کوبیده شده و پس از رسیدن به‌عمق مورد نظر، مصالح داخل آن خالی شده و داخل لوله پر از بتن می‌شود. لوله را می‌توان با قرار دادن یک سنبه^۳ در داخل آن کوبید و پس از رسیدن به‌عمق موردنظر، سنبه را خارج کرد. در اشکال ۸-۴ الف، ب، پ و ت مثالهایی از شمعهای غلافدار بدون پداستال نشان داده شده است. جدول ۸-۴ اطلاعات اضافی درخصوص این شمعهای غلافدار را ارائه می‌دهد.

در شکل ۸-۴ ث یک شمع غلافدار با سرپهن شده^۴ (پداستال) نشان داده شده است. برای سرپهن کردن شمع (ایجاد پداستال) پس از ریختن مقداری بتن در نوک شمع، با رها کردن وزنه از ارتفاع، آن را می‌کوبند تا از طرفین پهن شود.

برای اجرای شمع بدون غلاف، ابتدا غلاف در زمین کوبیده شده و سپس همزمان با بتن‌ریزی در داخل غلاف، غلاف به‌تدریج به‌بیرون کشیده می‌شود. ظرفیت باربری مجاز یک شمع درجا از نقطه‌نظر سازی با استفاده از روابط زیر به‌دست می‌آید:

شمع غلافدار

(۸-۲-الف)

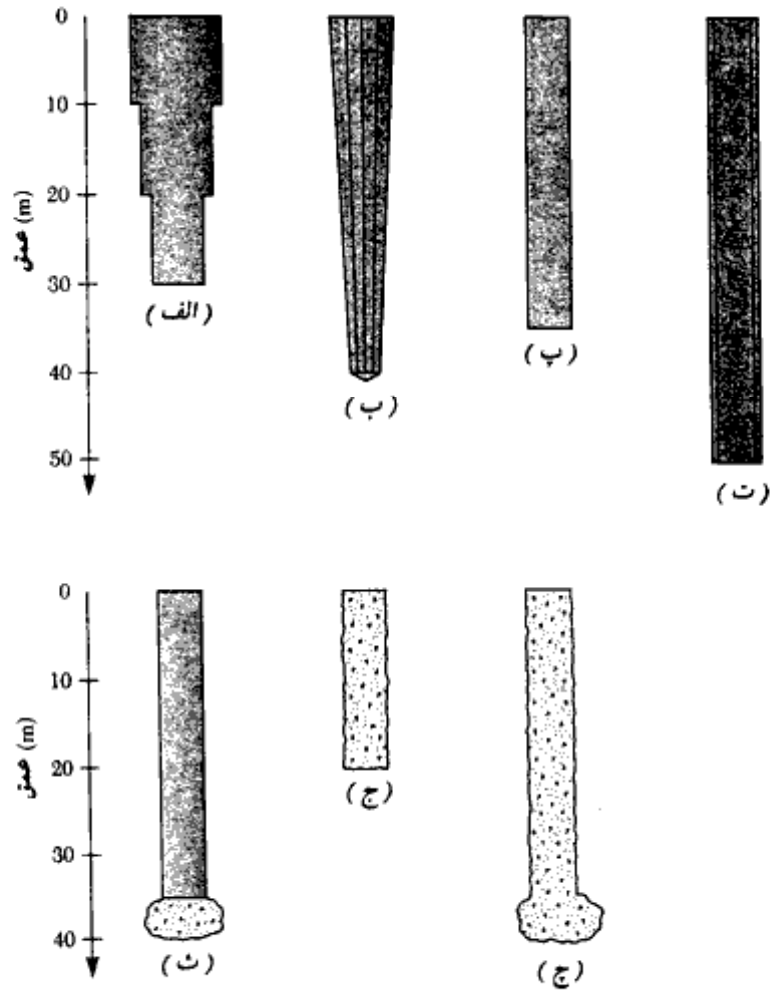
$$Q_{all} = A_s f_s + A_c f_c$$

1- cased

2- uncased

3- mandrel

4- pedestal



شکل ۸-۴- شمعی‌های درجاریز (برای تشریح به جدول ۸-۴ مراجعه شود)

که در آن:

A_s = سطح مقطع غلاف فولادی

A_c = سطح مقطع بتن

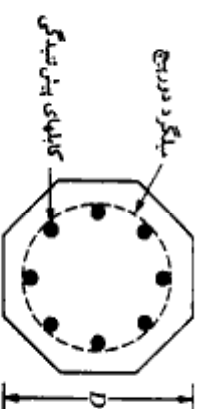
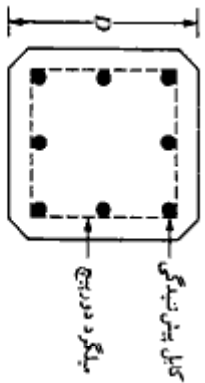
f_s = تنش مجاز فولاد

f_c = تنش مجاز بتن

جدول ۸-۳- الف - مشخصات شمهای پیش تنیده (دستگاه SI)

شماره	نوع مقطع	قطر	تعداد کابلها		موتور پیش تنیدگی (kN)	حداقل نیروی پیش تنیدگی (kN)	مساحت مقطع (mm ²)	مقاومت بتن N/mm ² (kN)	ظرفیت باربری طرح (kN)
			12.7-mm	11.1-mm					
S	254	4	4	4	312	2,737	34.5	41.4	
O	254	4	4	4	258	1,786		778	
S	305	5	6	6	449	4,719		555	
O	305	4	5	5	369	3,097		962	
S	356	6	8	8	610	7,489		795	
O	356	5	7	7	503	4,916		1310	
S	406	8	11	11	796	11,192		1082	
O	406	7	9	9	658	7,341		1425	
S	457	10	13	13	1010	15,928		1710	
O	457	8	11	11	836	10,455		1416	
S	508	12	16	16	1245	21,844		1803	
O	508	10	14	14	1032	14,355		1491	
S	559	15	20	20	1508	29,087		1790	
O	559	12	16	16	1250	19,107		2163	
S	610	18	23	23	1793	37,756		2226	
O	610	15	19	19	1486	34,794		1842	
								2239	
								2694	
								2231	
								2678	
								3155	
								3786	
								3186	

مقطع هفت ضلعی = O ، مقطع مربع = S



شالوده‌های شمعی

جدول ۸-۳-ب - مشخصات شمعیهای پیش‌تنیده (دستگاه انگلیسی)

مقطع شمعی ^a	D (in.)	سطح مقطع (in. ²)	محیط (in.)	تعداد کابلها		موتور (kips)	حداقل نیروی پیش‌تنیدگی	اساس مقطع (in. ²)	ظرفیت باربری طرح (kN)	
				1/2-in. قطر	3/4-in. قطر				5000 psi N/mm ²	6000 psi
S	10	100	40	4	4	70	167	125	175	
O	10	83	33	4	4	58	109	104	125	
S	12	144	48	5	6	101	288	180	216	
O	12	119	40	4	5	83	189	149	178	
S	14	196	56	6	8	137	457	245	295	
O	14	162	46	5	7	113	300	203	243	
S	16	256	64	8	11	179	683	320	385	
O	16	212	53	7	9	148	448	265	318	
S	18	324	72	10	13	227	972	405	486	
O	18	268	60	8	11	188	638	336	402	
S	20	400	80	12	16	280	1333	500	600	
O	20	331	66	10	14	234	876	414	503	
S	22	484	88	15	20	339	1775	605	727	
O	22	401	73	12	16	281	1166	502	602	
S	24	576	96	18	23	403	2304	710	851	
O	24	477	80	15	19	334	2123	596	716	

مقطع هلت خطی - O : مقطع مربع - S *

جدول ۸-۴ - تشریح شمعهای درجای نشان داده شده در شکل ۸-۴

شماره شکل	نام شمع	نوع غلاف	حداکثر عمق به متر
الف	ریموند با مقطع پله‌ای	غلاف استوانه‌ای نازک موجدار	۳۰
ب	مونوتیوب یا پنیون متال	غلاف باریک‌شونده که بدون سنبه کوبیده می‌شود	۴۰
پ	وسترن غلافدار	غلاف جدار نازک	۴۰ تا ۳۰
ت	لوله بدون درز یا آرمکو	غلاف با لوله فولادی مستقیم	۵۰
ث	فرانکی غلافدار با پداستال	غلاف با جدار نازک	۴۰ تا ۳۰
ج	وسترن بدون غلاف، بدون پداستال	-	۲۰ تا ۱۵
چ	فرانکی بدون غلاف با پداستال	-	۴۰ تا ۳۰

شمع بدون غلاف

$$Q_{all} = A_c f_c$$

(ب - ۲ - ۸)

شمعهای چوبی

شمعهای چوبی تنه‌های درختهای سالم، صاف و بلند می‌باشند که شاخ و برگ آن زده شده و سطح آن پس از کندن پوست، به دقت تراشیده شده است. حداکثر طول اغلب شمعهای چوبی بین ۱۰ تا ۲۰ متر می‌باشد. چوبی که از آن به عنوان شمع استفاده می‌شود باید مستقیم، بدون درز و ترک، و سالم باشد. انجمن آمریکایی مهندسان عمران^۱ در دستورالعمل اجرایی شماره ۱۷ (۱۹۵۹)، شمعهای چوبی را به سه کلاس زیر تقسیم می‌کند:

۱. شمعهای کلاس A: این شمعها بارهای سنگین را حمل می‌کنند. حداقل قطر سر^۲ چنین شمعهایی ۳۵۰ میلی‌متر (۱۴ اینچ) می‌باشد.
۲. شمعهای کلاس B: این شمعها بارهای متوسط را حمل می‌کنند. حداقل قطر سر این شمعها بین ۳۰۵ تا ۳۳۰ میلی‌متر (۱۲ تا ۱۳ اینچ) می‌باشد.

۳. شمعهای کلاس C: از این شمعها برای کارهای ساختمانی موقت استفاده می‌شود. وقتی که تمام طول شمع در داخل سفرهٔ آب زیرزمینی قرار داشته باشد، از این شمعها می‌توان برای حمل بارهای دائمی استفاده کرد. حداقل قطر سر این شمعها ۳۰۵ میلیمتر (۱۲ اینچ) می‌باشد.

در هیچ حالتی قطر نوک^۱ شمع نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر (۶ اینچ) باشد. شمعهای چوبی نمی‌توانند تنشهای حاصل از کوبیده شدن در لایه‌های سفت را تحمل کنند. بنابراین ظرفیت آنها معمولاً به ۲۲۰ تا ۲۷۰ کیلونیوتن محدود می‌شود. برای این که در حین کوبیدن نوک شمع صدمه نبیند، می‌توان از کفشکهای فولادی استفاده کرد. در حین کوبیدن، بالای شمع نیز ممکن است آسیب ببیند. خرد شدن الیاف چوبی به علت ضربهٔ چکش، برومینگ^۲ نامیده می‌شود. برای جلوگیری از آسیب رسیدن به بالای شمع، می‌توان از سرپوشهای فولادی استفاده کرد.

از وصلهٔ شمعهای چوبی باید اجتناب کرد. به خصوص وقتی که شمع نیروی کششی یا جانبی حمل کند. در صورتی که وصلهٔ شمع چوبی اجتناب‌ناپذیر باشد، می‌توان وصله را مطابق جزئیات شکل ۸-۵ الف با استفاده از غلاف فولادی و یا مطابق جزئیات شکل ۸-۵ ب با استفاده از تسمه‌های فولادی انجام داد. طول غلاف لوله‌ای فولادی حداقل باید ۵ برابر قطر شمع باشد. در محل وصله، انتهای شمعها باید به صورت گونیا بریده شود تا تماس حاصل بین دو قطعه تأمین شود. محل وصله باید به دقت تراشیده شود به طوری که به صورت محکم و کیپ در غلاف فولادی جای بگیرد. در استفاده از جزئیات تسمه و پیچ (شکل ۸-۵ ب) نیز باید انتهای شمعها به صورت گونیا بریده شود. همچنین سطوح جانبی در محل وصله نیز باید قدری تخت شود تا تسمه کاملاً به چوب بچسبد.

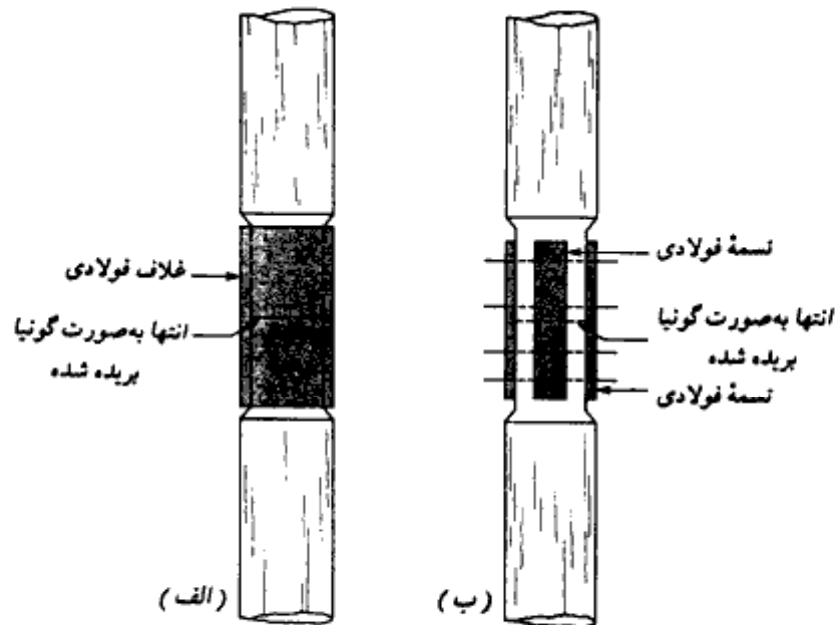
اگر شمع چوبی در خاک کاملاً اشباع کوبیده شود، عمر آن تقریباً بی‌نهایت خواهد بود. لیکن در آب و هوای دریایی، شمعهای چوبی تحت حملات ارگانیس‌های مختلف قرار گرفته و ظرف چند ماه صدمات جدی در آنها ظاهر می‌شود. شمع چوبی در بالای سطح آب زیرزمینی، تحت حملات حشرات قرار می‌گیرند. با انجام بعضی اصلاحات، مثلاً محافظت آنها توسط روغن کروزوت^۳، می‌توان عمر آنها را افزایش داد.

ظرفیت باربری مجاز سازه‌ای شمعهای چوبی را می‌توان از رابطهٔ زیر به دست آورد:

1- tip

2- Brooming

3. creosote oil



شکل ۸-۵ - وصله شمعی چوبی. (الف) استفاده از جلاف فولادی، (ب) استفاده از تسمه فولادی و پیچ

$$Q_{all} = A_p f_w \quad (۸-۳)$$

که در آن:

$$A_p = \text{سطح مقطع متوسط تنه شمع}$$

$$f_w = \text{تنش مجاز چوب}$$

شمعی مرکب (مختلط)^۱

در شمیهای مرکب، قسمتهای فوقانی و تحتانی شمع از دو مصالح مختلف ساخته می‌شوند. به‌عنوان مثال، شمیهای مرکب ممکن است از فولاد و بتن و یا چوب و بتن ساخته شوند. شمیهای مختلط فولاد و بتن مرکب از قسمت تحتانی فولاد و قسمت فوقانی بتن درجا می‌باشند. این نوع شمع وقتی مورد استفاده قرار می‌گیرد که طول شمع لازم برای تأمین ظرفیت باربری از ظرفیت شمع

1- composite pile

بتنی در جای ساده تجاوز کند. شمعه‌های مختلط چوب و بتن دارای قسمت تحتانی چوبی می‌باشند که به‌طور دائم در سفره آب زیرزمینی قرار دارد و قسمت فوقانی آنها از بتن است. در هر صورت ایجاد وصله در محل تلاقی دو مصالح مشکل بوده و به‌همین علت است که شمعه‌های مختلط دارای کاربرد وسیعی نمی‌باشند.

مقایسه انواع شمع

عوامل متعددی در انتخاب نوع شمع برای یک سازه بخصوص در یک محل خاص تأثیر می‌گذارند. در جدول ۸ - ۵ یک مقایسه خلاصه بین مزایا و معایب انواع مختلف شمعه‌ها از نقطه‌نظر مصالح انجام شده است.

۸-۳ تخمین طول شمع

انتخاب نوع شمع و تخمین طول لازم برای آن کار نسبتاً مشکلی است و احتیاج به فضاوت مهندسی قوی دارد. علاوه بر طبقه‌بندی بخش قبل، برحسب طول و مکانیسم انتقال بار به خاک، شمعه‌ها را می‌توان به سه گروه عمده تقسیم کرد. این گروه‌ها عبارتند از: (الف) شمع اتکایی^۱، (ب) شمع اصطکاکی^۲، (پ) شمع تراکمی^۳

شمع اتکایی

اگر بستر سنگی و یا لایه شبیه سنگ (خیلی متراکم) در عمق منطقی قرار داشته باشد، شمع را می‌توان تا آن لایه ادامه داد (شکل ۸ - ۶ - الف). در این حالت ظرفیت باربری شمع کاملاً بستگی به ظرفیت باربری بستر سنگی در مقابل نوک شمع خواهد داشت. به‌همین علت به این شمعه‌ها، اتکایی می‌گویند. در چنین حالتی با توجه به معلوم بودن عمق بستر سنگی از روی گمانه‌های حفر شده، تعیین طول شمع کار چندان مشکلی نخواهد بود.

اگر به‌عوض بستر سنگی، یک لایه سخت و نسبتاً متراکم در عمق منطقی قرار داشته باشد، شمع را می‌توان چند متر در لایه سخت ادامه داد (شکل ۸ - ۶ - ب).

1- Point bearing pile

2- friction pile

3- compaction pile

جدول ۵-۸. مقایسه انواع مختلف شمع از نظر مصالح

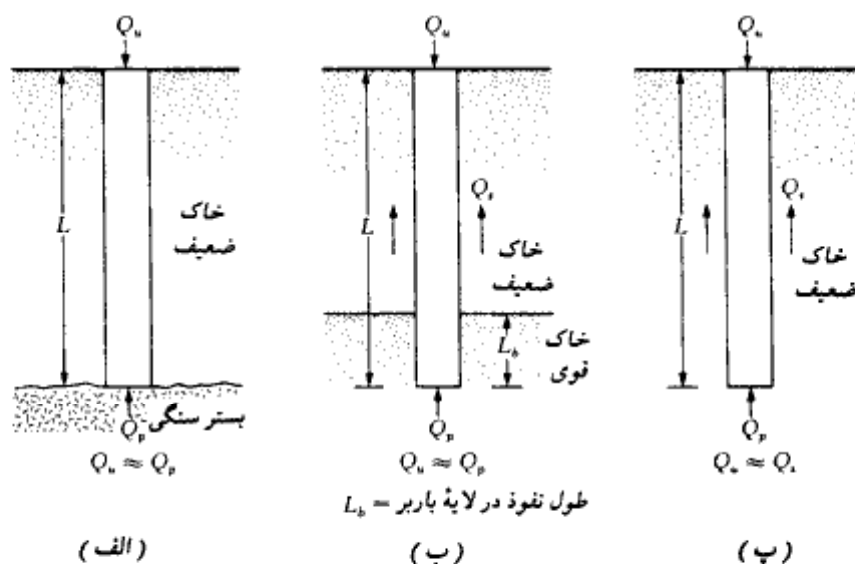
نوع شمع	طول معمول	حداکثر طول	بار معمول	بار حداکثر تقریبی	توضیحات
فولاد	15-60 m (50-200 ft)	عملاً محدود نیست	300-1200 kN (67-270 kips)	۱.۰۸ رابطه	موزاییا الکت: سهولت حمل و ارایش طول با وصله ب: قدرت حمل ششهای زیاد در حين کوبیدن پ: قدرت مورد در ريمي سخت (۱) سنگ نرم ت: ظرفيت باربري بالا
بتن	10-15 m (30-50 ft)	30 m (100 ft)	300-3000 kN (67-675 kips)	۸۰۰-۹۰۰ kN (180-202 kips)	مصابيت الکت: قيمت زياد ب: سر و صداي زياد در حين کوبیدن پ: خوردگي ت: کمبود ششهای H در کوبیدن به لایه سخت
بتن سازه	10-35 m (30-150 ft)	60 m (200 ft)	7500-8500 kN (1686-1910 kips)	7500-8500 kN (1686-1910 kips)	موزاییا الکت: قابل استفاده در شرایط کوبیدن سخت ب: مقاوم تر مقابل خوردگي پ: یکپارچگي با دوساره بتني

مصابيت
الکت: هم امکان ارایش طول
ب: سخت حمل و نقل

بین درجای علائق‌دار	5-15 m (15-50 ft)	15-40 m (50-130 ft)	200-500 kN (45-112 kips)	800 kN (180 kips)	میزان التهک نسبتاً آهسته ب : امکان بازنده عمل از جزئی ب : امکان برابری عمل
بین درجای بدون علائم	5-15 m (15-50 ft)	30-40 m (100-130 ft)	300-500 kN (67-112 kips)	700 kN (157 kips)	میزان التهک: اقتصاد اولیه ب : امکان تلف در هر روز
چوب	10-15 m (30-50 ft)	30 m (100 ft)	100-200 kN (22-45 kips)	270 kN (60 kips)	میزان التهک: اقتصاد ب : سببت حمل و نقل ب : مقاوم در مقابل سازه برای نسبه‌های دانبا موثرتره

ملاحظات

التهک: سازه در بالای راز آب
ب : ایجاد صدمه در شرایط کم‌بندان سست
ب : ظرفیت باربری کم
ب : کاهش ظرفیت باربری بعد از رطوبت



شکل ۸-۶- (الف) و (ب) شمع اتکایی، (پ) شمع اصطکاکی.

در صورت لزوم در نوک شمع در لایه سخت، می توان پداسنال تعبیه کرد. برای این نوع شمع ظرفیت باربری نهایی از رابطه زیر به دست می آید:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (۴-۸)$$

که در رابطه فوق:

Q_p = ظرفیت باربری اتکایی در نوک شمع

Q_s = ظرفیت باربری اصطکاکی جلدی

در صورتی که Q_s کوچک باشد، خواهیم داشت:

$$Q_u \approx Q_p \quad (۵-۸)$$

در صورتی که مشخصات خاک تحت الارضی در دست باشد، در این صورت نیز می توان تخمین مناسبی از طول شمع داشت.

شمع اصطکاکی

در صورتی که عمق بستر سنگی یا لایه شبیه به سنگ زیاد باشد، طول لازم برای شمع اتکایی غیراقتصادی خواهد شد. در چنین شرایطی مطابق شکل ۸-۶- پ شمع به عمق مناسبی در لایه نرم

فوقانی بدون اینکه به لایه سخت برسد، کوبیده می‌شود. ظرفیت باربری نهایی این شمع را نیز می‌توان از رابطه ۸ - ۴ به دست آورد. لیکن از آنجایی که مقدار ظرفیت اتکایی Q_0 نسبتاً کوچک است، ظرفیت باربری نهایی شمع محدود به ظرفیت باربری اصطکاکی خواهد شد.

$$Q_0 \approx Q_s \quad (۸ - ۶)$$

انتخاب نام اصطکاکی برای این شمعها، از آنجا ناشی می‌شود که اکثر مقاومت آنها به وسیله اصطکاک جدار تأمین می‌شود. البته این اسم بعضی مواقع می‌تواند گمراه‌کننده باشد، زیرا مقاومت شمعهایی که در لایه رسی کوبیده می‌شوند، بستگی به چسبندگی^۱ بین جدار شمع و رس دارد.

طول لازم برای شمع اصطکاکی بستگی به مقاومت برشی خاک، بار وارده، و اندازه شمع دارد. برای تعیین طول لازم شمع، احتیاج به درک خوبی از اندرکنش خاک - شمع، قضاوت مهندسی، و تجربه است. در بخش ۸ - ۶ از این فصل، روشهای تئوریک برای محاسبه ظرفیت باربری شمعها ارائه خواهد شد.

شمع تراکمی^۲

در بعضی موارد خاص، شمعها بدین منظور در لایه‌های دانه‌ای کوبیده می‌شوند که تراکم خوبی در لایه سطحی خاک به وجود آید. این شمعها به شمعهای تراکمی موسوم هستند. طول شمعهای تراکمی به عوامل زیر بستگی دارد:

الف: تراکم نسبی^۳ خاک قبل از تراکم

ب: تراکم نسبی مورد نیاز بعد از تراکم

پ: عمق لازم برای تراکم

شمعهای تراکمی معمولاً کوتاه هستند، لیکن برای تعیین طول مناسبی برای آنها، بعضی آزمایشهای صحرایی لازم است.

۸ - ۴ کوبیدن شمع

اکثر شمعها به وسیله شمعکوب ضربه‌ای^۴ و یا شمعکوب ارتعاشی^۵ در زمین کوبیده می‌شوند. در

1- adhesion

2- compaction pile

3- relative density

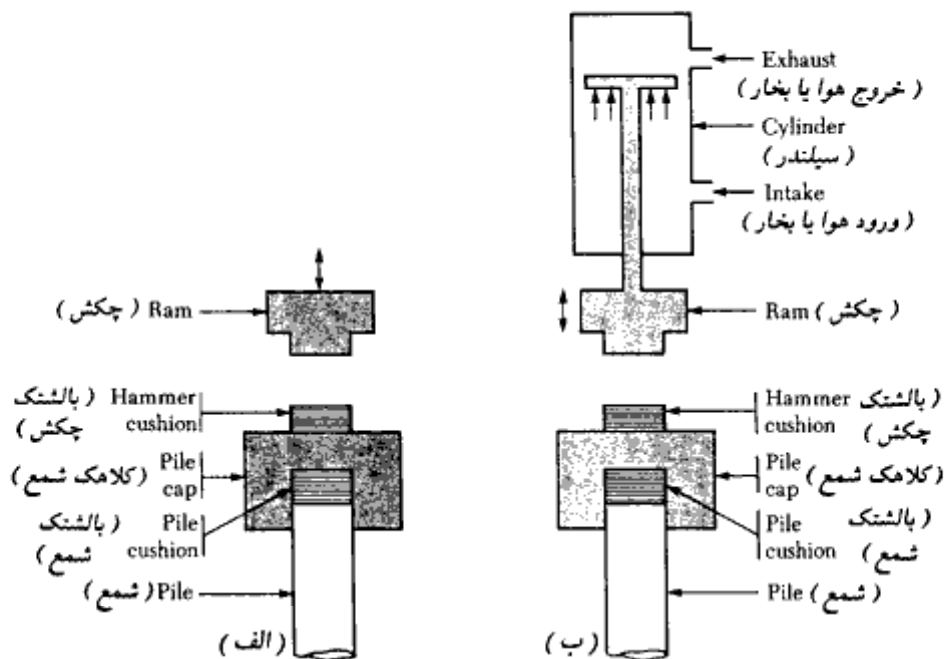
4- hammer driver

5- vibratory driver

بعضی از حالات خاص، شمعکوبی به وسیله جت آب و یا حفاری ناقص انجام می‌شود. شمعکوبهای ضربه‌ای در انواع مختلف وجود دارند که عبارتند از: (الف) شمعکوب سقوطی^۱، (ب) شمعکوب بخار یا هوای فشرده با عمل یکطرفه^۲، (پ) شمعکوب بخار یا هوای فشرده با عمل دو طرفه^۳، (ت) شمعکوب دیزل^۴.

در حین عمل کوبیدن، یک کلاهک در بالای شمع قرار داده می‌شود. بین کلاهک و شمع نیز ممکن است یک بالشتک قرار داده شود. عمل این بالشتک، کاهش اثر ضربه نیرو می‌باشد. قرار دادن این بالشتک اختیاری است. بالشتک دومی نیز در بالای کلاهک در محل برخورد چکش قرار داده می‌شود. به طوری که چکش مستقیماً به کلاهک برخورد ننماید.

در شکل ۸ - ۷، انواع چکشهای مورد استفاده در شمعکوبها نشان داده شده است. در



شکل ۸ - ۷ - شمعکوبها. (الف) شمعکوب سقوطی، (ب) شمعکوب هوای فشرده یا بخار با عمل یکطرفه،

(پ) شمعکوب هوای فشرده یا بخار با عمل دو طرفه، (ت) شمعکوب دیزل، (ث)

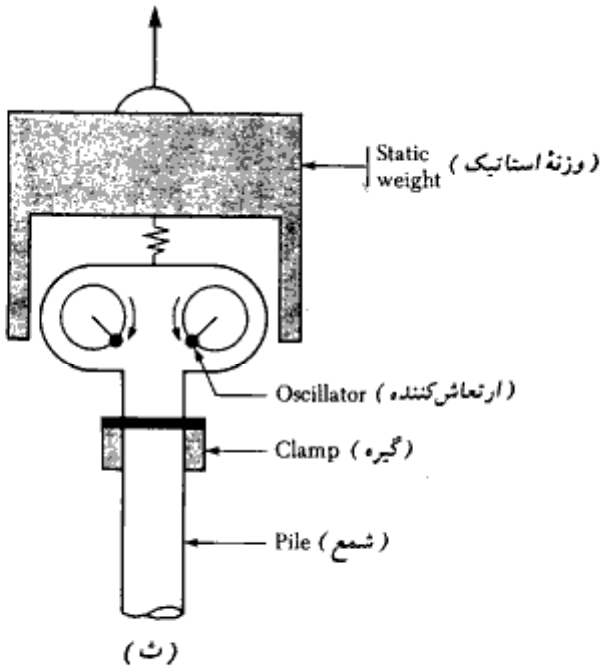
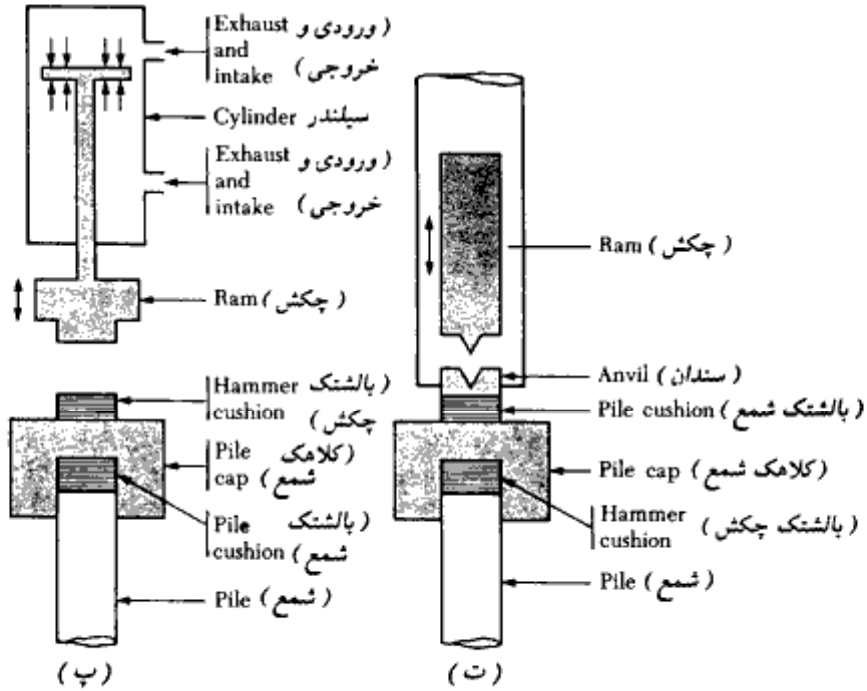
شمعکوب ارتعاشی

1- drop hammer

2- single acting

3- double acting

4- deisel hammer



شکل ۸ - ۷ - ادامه

شمعکوب سقوط آزاد (شکل ۸-۷-الف)، چکش به وسیله یک کابل بالا کشیده شده و از ارتفاع H رها می شود. این وسیله قدیمیترین وسیله شمعکوبی است. عیب اصلی این شمعکوب سرعت کم رانش شمع به داخل زمین است. در شکل ۸-۷-ب اصول کار شمعکوب بخاری یا هوای فشرده با عمل یکطرفه نشان داده شده است. در این نوع شمعکوب، چکش به وسیله هوای فشرده یا بخار به سمت بالا برده شده و از آنجا به صورت ثقلی سقوط می کند. در شکل ۸-۷-پ عملکرد شمعکوب بخاری یا هوای فشرده با عمل دوطرفه نشان داده شده است. در این نوع شمعکوب، چکش به وسیله بخار یا هوای فشرده بالا برده شده و سپس تحت فشار هوا یا بخار به طرف پایین رانده می شود. این مسئله باعث افزایش سرعت برخورد می شود. جزییات شمعکوب دیزل در شکل ۸-۷-ت نشان داده شده است. این شمعکوب اساساً متشکل از یک چکش و یک بلوک سندان و یک سیستم تزریق سوخت می باشد. در حین عمل، ابتدا چکش به سمت بالا رفته و در همین حین سوخت به نزدیک سندان تزریق می شود. سپس چکش رها می شود. وقتی که چکش سقوط می کند، مخلوط هوا و سوخت را متراکم می کند. به واسطه این عمل، مخلوط هوا و سوخت منفجر می شود. این انفجار شمع را به سمت پایین فشار داده و چکش را به سمت بالا می راند. شمعکوب دیزل در کوبیدن شمع به لایه های متراکم به خوبی عمل می کند. در خاکهای نرم، رانش شمع به داخل زمین نسبتاً بزرگ بوده و حرکت روبه بالای چکش کوچک است. این حرکت کوچک ممکن است برای انفجار مخلوط هوا-سوخت کافی نباشد و لازم شود که چکش را با دست بالا ببریم. در جداول ۸-۶ و ۸-۷ مشخصات و نام تجاری شمعکوبهای دیزل، و بخار با عمل یکطرفه و دوطرفه ارائه شده است.

در شکل ۸-۷-ث اصول کار شمعکوب ارتعاشی نشان داده شده است. این شمعکوب متشکل از دو وزنه دورانی می باشد. این دو وزنه خلاف یکدیگر دوران کرده و در نتیجه مؤلفه افقی نیروی گریز از مرکز خود را خنثی می کنند. بنابراین، برآیند حرکت این دو وزنه دوران کننده، یک ارتعاشی سینوسی در امتداد قائم خواهد بود که باعث رانش شمع به دل خاک می شود.

جت آب تکنیکی است که گاهی مواقع برای کوبیدن شمع در لایه های سخت کم ضخامت (مثل ماسه و شن متراکم) که بر روی لایه نرم قرار دارد، استفاده می شود. در این تکنیک آب به وسیله یک لوله ۵۰ تا ۷۵ میلیمتر با سرعت زیاد به نوک شمع تزریق می شود. آب در هنگام خروج از نوک شمع باعث شل کردن خاک جلوی خود می شود.

شمعها گاهی مواقع تحت زاویه ای نسبت به امتداد قائم کوبیده می شوند. معمولترین زاویه ۱۴

جدول ۸ - ۶ - مشخصات شمعیهای بخار و هوای فشرده

کارخانه سازنده	شماره مدل	نوع شمعی	انرژی		ضربه در دقیقه	وزن چکش	
			kN-m	kip-ft		kN	kips
V	3100	Single acting	406.8	300	58	448.8	100
V	540	Single acting	271.2	200	48	181.9	40.9
V	060	Single acting	244.1	180	62	266.9	60
MKT	OS-60	Single acting	244.1	180	55	266.9	60
V	040	Single acting	162.7	120	60	177.9	40
V	400C	Differential	153.9	113.5	100	177.9	40
R	8/0	Single acting	110.2	81.25	35	111.2	25
MKT	S-20	Single acting	81.4	60	60	89	20
R	5/0	Single acting	77.2	56.9	44	77.8	17.5
V	200-C	Differential	68.1	50.2	98	89	20
R	150-C	Differential	66.1	48.75	95-105	66.7	15
MKT	S-14	Single acting	50.9	37.5	60	62.3	14
V	140C	Differential	48.8	36	103	62.3	14
V	08	Single acting	35.3	26	50	35.6	8
MKT	S-8	Single acting	35.3	26	55	35.6	8
MKT	11B3	Double acting	26.1	19.2	95	22.2	5
MKT	C-5	Double acting	21.7	16.0	110	22.2	5
V	30-C	Double acting	9.9	7.3	133	13.3	3

* V—Vulcan Iron Works, Florida
MKT—McKiernan-Terry, New Jersey
R—Raymond International, Inc., Texas

جدول ۸ - ۷ - مشخصات شمعیهای دیزل

کارخانه سازنده	مدل	انرژی		ضربه در دقیقه	وزن پیستون	
		kN-m	kip-ft		kN	kips
K	K150	379.7	280	45-60	147.2	33.1
M	MB70	191.2-86	141-63.4	38-60	70.5	15.84
K	K-60	143.2	105.6	42-60	58.7	13.2
K	K-45	123.5	91.1	39-60	44.0	9.9
M	M-43	113.9-51.3	84-37.8	40-60	42.1	9.46
K	K-35	96	70.8	39-60	34.3	7.7
MKT	DE70B	85.4-57	63-42	40-50	31.1	7.0
K	K-25	68.8	50.7	39-60	24.5	5.51
V	N-46	44.1	32.55	50-60	17.6	3.96
L	520	35.7	26.3	80-84	22.6	5.07
M	M-14S	35.3-16.1	26-11.88	42-60	13.2	2.97
V	N-33	33.4	24.6	50-60	13.3	3.0
L	440	24.7	18.2	86-90	17.8	4.0
MKT	DE20	24.4-16.3	18.0-12.0	40-50	8.9	2.0
MKT	DE-10	11.9	8.8	40-50	4.9	1.1
L	180	11.0	8.1	90-95	7.7	1.73

* V—Vulcan Iron Works, Florida
M—Mitsubishi International Corporation
MKT—McKiernan-Terry, New Jersey
L—Link Belt, Cedar Rapids, Iowa
K—Kobe Diesel

تا ۲۰ درجه هستند. به این شمعها، شمعهای مایل^۱ می‌گویند. شمعهای مایل در گروه شمعها، وقتی که نیروی جانبی قابل توجه باشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. شمعها را می‌توان به وسیله حفاری ناقص کوبید. در این حالت با استفاده از مته‌های ماریپچ قوی سوراخی کوچکتر از قطر و طول شمع در زمین ایجاد شده و سپس شمع در سوراخ رانده شده و تا عمق لازم کوبیده می‌شود. برحسب طبیعت قرارگیری، شمعها به دو گروه شمعهای با جابه‌جایی^۲ و بدون جابه‌جایی^۳ تقسیم می‌شوند. شمعهای کوبیده شده، شمعهای با جابه‌جایی هستند، زیرا باعث رانش جانبی خاک اطراف و در نتیجه تراکم آن می‌شوند. شمعهای بتنی و شمعهای فولادی لوله با انتهای بسته، به علت حجم قابل توجه، در رده شمعها با جابه‌جایی زیاد قرار دارند. لیکن شمعهای فولادی H به علت حجم کم، باعث جابه‌جایی کم خاک اطراف می‌شوند و به همین جهت به آنها شمعها با جابه‌جایی کوچک گفته می‌شود. شمعهایی که به صورت درجا با حفاری خاک اجرا می‌شوند، در رده شمعهای بدون جابه‌جایی قرار دارند. اجرای این شمعها تغییرات کمی در حالت تنش خاک اطراف شمع ایجاد می‌کند.

۸-۵ مکانیسم انتقال بار

مکانیسم انتقال بار از شمع به خاک بسیار پیچیده است. برای فهم آن، مطابق شکل ۸-۸-الف، شمعی به طول L در نظر می‌گیریم. فرض کنید که بار وارد بر شمع در تراز سطح زمین، به تدریج از $z=0$ تا $Q_{(z=0)}$ افزایش پیدا کند. قسمتی از این بار توسط اصطکاک جلدی (Q_1) و قسمت دیگر توسط مقاومت نوک شمع (Q_2) تحمل می‌شود. حال این سؤال پیش می‌آید که مقادیر Q_1 و Q_2 برحسب بار وارد، چقدر می‌باشند. اگر به وسیله اندازه‌گیری، بار حمل شده توسط تنه شمع [$Q_{(z)}$] در عمق z تعیین شود، تغییرات آن مطابق منحنی ۱ در شکل ۸-۸-ب خواهد شد. در نتیجه مقاومت اصطکاک واحد سطح [$f_{(z)}$] در عمق z به صورت زیر به دست می‌آید:

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \quad (۷-۸)$$

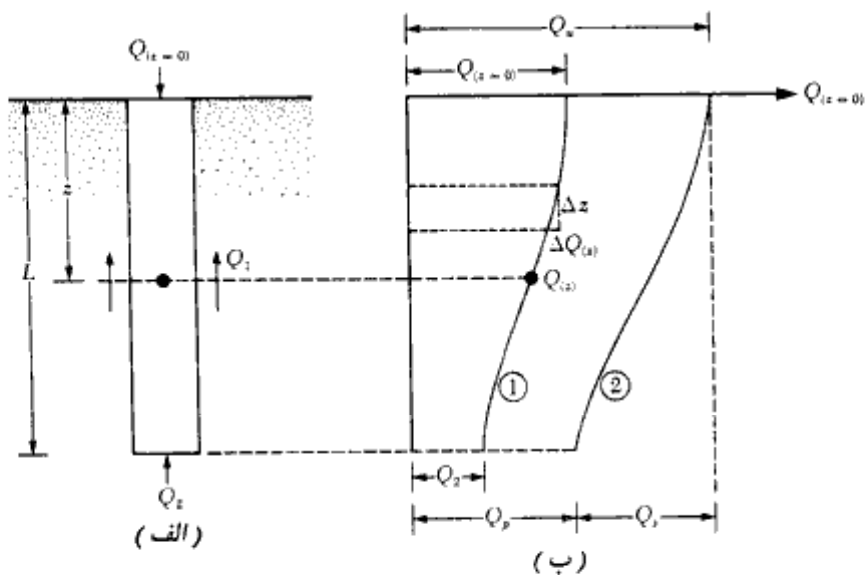
که در آن، p محیط مقطع شمع می‌باشد.

تغییرات $f_{(z)}$ برحسب عمق در شکل ۸-۸-ب نشان داده شده است. اگر بار Q در سطح زمین

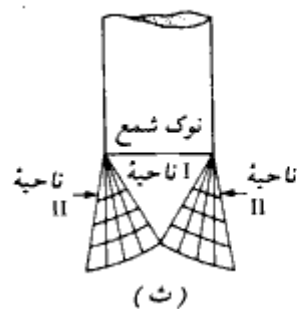
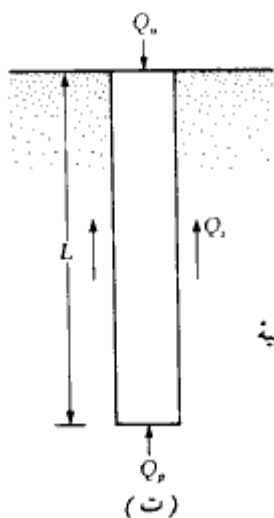
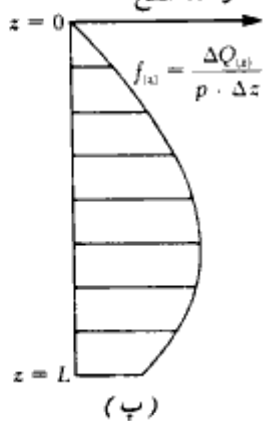
1- batter pile

2- displacement

3- nondisplacement



مقاومت اصطکاکی واحد سطح



شکل ۸-۸ - مکانیسم انتقال بار برای شمع

بتدریج افزایش یابد، وقتی که تغییر مکان نسبی بین شمع و خاک به حدود ۵ تا ۱۰ میلیمتر برسد، بدون توجه به اندازه و طول L شمع، حداکثر مقاومت اصطکاکی در جدار شمع به وجود می‌آید. لیکن حداکثر مقاومت نوک شمع $Q_z = Q_p$ ، وقتی به وجود می‌آید که نوک شمع به اندازه ۱۰ تا ۲۵

درصد عرض (یا قطر) شمع حرکت کرده باشد. حد پایین برای شمعهای کوبیده شده و حد بالا برای شمعهای حفاری شده می باشد. در بار نهایی (شکل ۸-۸-ت و منحنی ۲ در شکل ۸-۸-ب) که $Q_{(z=0)} = Q_u$ می باشد، داریم:

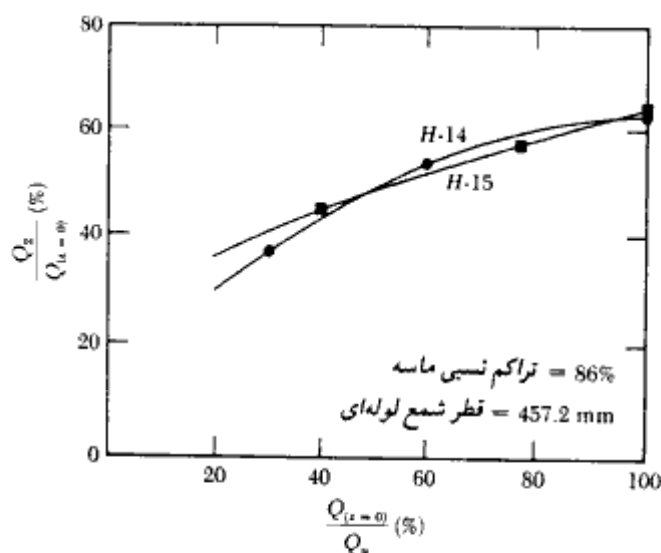
$$Q_1 = Q_s$$

و

$$Q_2 = Q_p$$

از بحث انجام شده این طور نتیجه گیری می شود که مقاومت اصطکاکی جدار Q_s (یا نیروی اصطکاکی واحد سطح f) در یک تغییر مکان نسبی به مراتب کوچکتری در مقایسه با مقاومت نوک Q_p به وجود می آید. این مسئله در شکل ۸-۹ که از آزمایشات وسیک^۱ (۱۹۷۰) در خاک دانه‌ای به دست آمده، قابل مشاهده است. توجه شود که این نتایج مربوط به شمعها در ماسه متراکم می باشند.

در بار نهایی، سطوح گسیختگی خاک در نوک شمع به علت گسیختگی برشی ناشی از Q_p ، مطابق شکل ۸-۸-ت می باشد. توجه شود که شالوده‌های شمعی، شالوده‌های عمیق هستند و



شکل ۸-۹- مقدار نسبی نیروی مقاوم نوک شمع در مراحل مختلف بارگذاری شمع

شکست برشی خاک مطابق اشکال ۳-۱-۳-۱ و ۳-۲ در مود سوراخ‌کننده^۱ می‌باشد. این بدان معنی است که یک ناحیه مثلثی^۲ (ناحیه I) در نوک شمع شکل می‌گیرد و این ناحیه بدون ایجاد هرگونه سطح لغزش قابل مشاهده، به سمت پایین فرو می‌رود. در ماسه متراکم و رس سفت ممکن است ناحیه برشی شعاعی^۳ (ناحیه II) به طور ناقص تشکیل شود. بنابراین، منحنی بار - تغییر مکان شمع شبیه به شکل ۳-۱-۳-۱ خواهد شد.

۸-۶ روابطی برای تخمین ظرفیت باربری شمع

ظرفیت باربری نهایی شمع را می‌توان مجموع ظرفیت باربری نوک شمع و ظرفیت باربری اصطکاکی جلدی شمع در نظر گرفت (شکل ۸-۱۰-الف):

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (8-8)$$

که در آن:

$$Q_u = \text{ظرفیت باربری نهایی شمع}$$

$$Q_p = \text{ظرفیت باربری نوک شمع}$$

$$Q_s = \text{ظرفیت باربری اصطکاکی جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی)}$$

مطالعات متعددی برای تعیین مقادیر Q_p و Q_s انجام شده است. وسیک^۴ (۱۹۷۷)، مایرهورف^۵ (۱۹۷۶)، کویل و کاستلو^۶ (۱۹۸۱) جمع آوری‌های خوبی روی مقالات ارائه شده در این زمینه انجام داده‌اند. در ادامه تعدادی از روابط معتبر در این زمینه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

ظرفیت باربری نهایی نوک Q_p

ظرفیت باربری نهایی واحد سطح شالوده‌های سطحی در فصل سوم مورد بحث قرار گرفت. طبق رابطه ترزاقی داریم:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_f \quad (\text{برای شالوده سطحی مربع})$$

و

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_f \quad (\text{برای شالوده سطحی دایره})$$

1- punching mode

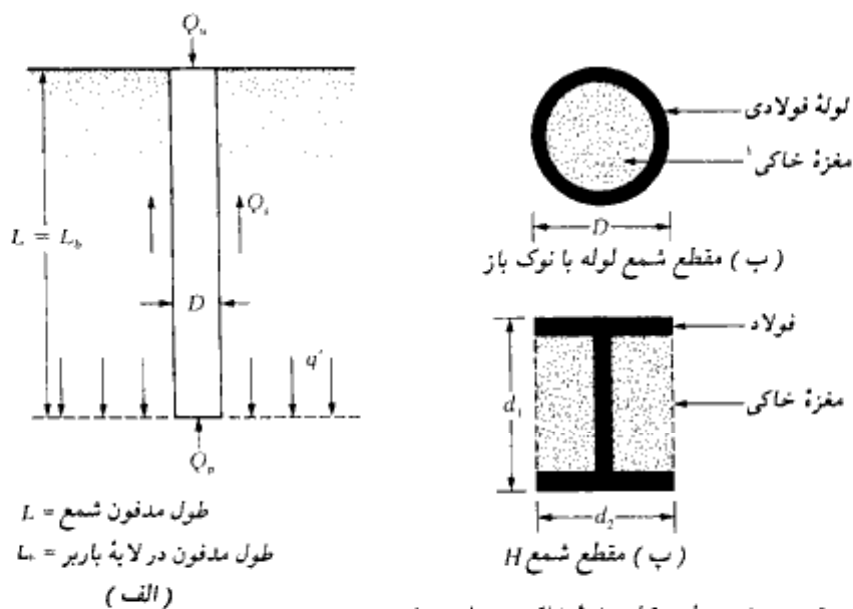
3- radial shear zone

5- Meyerhof

2- triangular zone

4- Vesic

6- Coyle and Castello



توجه: $A_p = \text{سطح مقطع مغزه خاکی} + \text{سطح مقطع شمع}$

شکل ۸-۱۰

همان طور که در فصل سوم دیدیم، شکل عمومی روابط فوق به صورت زیر نوشته می شود:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

ضرایب موجود در رابطه فوق، ضرایب شکل و عمق می باشند که به تفصیل در مورد آنها صحبت شد. با توجه به روابط فوق، ظرفیت باربری نهایی را می توان در شکل عمومی به شکل زیر نوشت:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \quad (۸-۹ \text{ الف})$$

که در آن N_c^* ، N_q^* و N_γ^* ضرایب ظرفیت باربری هستند که دربرگیرنده ضرایب شکل و عمق می باشند.

هرچند که شمعها شالوده های عمیق هستند، لیکن ظرفیت باربری نوک آنها را می توان با رابطه ای شبیه به رابطه ۸-۹ الف تعیین کرد. البته ضرایب N_c^* ، N_q^* و N_γ^* تغییر می یابند. با توجه به اینکه در این فصل عرض شمع با حرف D نشان داده شده، با جایگزین کردن آن به جای حرف B در رابطه ۸-۹ الف به دست می آید:

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \quad (۸-۹ \text{ ب})$$

1- soil plug

از آنجایی که عرض D شمع نسبتاً کوچک است، از جمله γDN^* در رابطه فوق می‌توان صرف‌نظر کرد. بنابراین ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک به صورت زیر خلاصه می‌شود:

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^* \quad (10-8)$$

توجه شود که در رابطه فوق برای تأکید در استفاده از تنش مؤثر قائم، به جای q از q' استفاده شده است. در نهایت ظرفیت باربری نوک شمع به صورت زیر در می‌آید:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (11-8)$$

که در آن:

$$A_p = \text{سطح مقطع نوک شمع}$$

$$c = \text{چسبندگی خاکی که نوک شمع بر آن متکی است.}$$

$$q_p = \text{ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک}$$

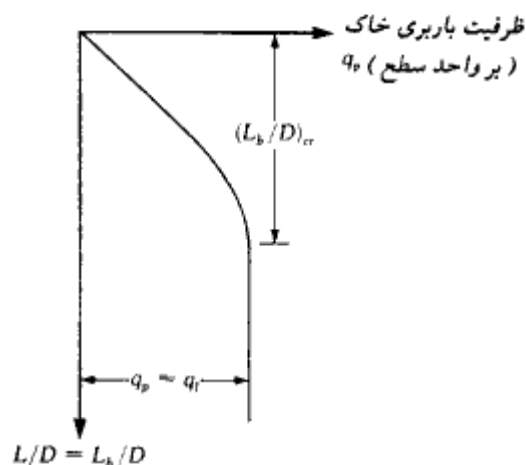
$$q' = \text{تنش مؤثر قائم در تراز نوک شمع}$$

$$N_c^* \text{ و } N_q^* = \text{ضرایب ظرفیت باربری}$$

برای تعیین ضرایب ظرفیت باربری N_c^* و N_q^* روشهای متعددی شامل روش مایرهوف، روش و سیک و روش جانبو وجود دارد که در ادامه به تشریح آنها پرداخته می‌شود.

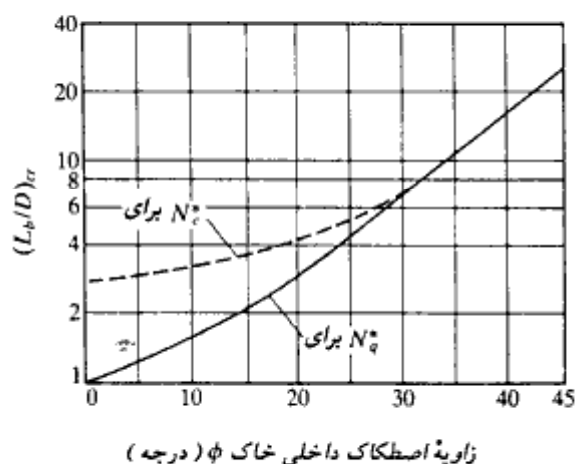
روش مایرهوف^۱

ظرفیت باربری نوک (q_p) یک شمع کوبیده شده در لایه ماسه‌ای، با عمق فرو رفته شمع در لایه بار بر افزایش پیدا می‌کند و در نسبت عمق $(L/D)_e = (L/D)_e$ به مقدار حداکثر می‌رسد. توجه شود که در یک خاک همگن، L_e مساوی طول واقعی مدفون شمع یعنی L می‌باشد (به شکل ۸-۱۰ الف مراجعه شود). لیکن در شکل ۸-۶ ب، شمع فقط به اندازه L_e که کوچکتر از L می‌باشد، در لایه باربر نفوذ کرده است. بعد از نسبت بحرانی طول مدفون، $(L/D)_e$ ، مقدار q_p ثابت می‌ماند (به عبارت دیگر $q_p = q_e$). این مسئله در شکل ۸-۱۱ برای خاک همگن (یعنی $L_e = L$) نشان داده شده است. در شکل ۸-۱۲ نیز تغییرات $(L/D)_e$ با زاویه اصطکاک داخلی خاک نشان داده شده است. در این شکل، منحنی خط چین مربوط به تعیین N_q^* و منحنی پر مربوط به تعیین N_c^* می‌باشد. طبق نظر



شکل ۸-۱۱ - تغییرات ظرفیت باربری نوک شمع در ماسه همگن

مایر هوف (۱۹۷۶)، ضرایب ظرفیت باربری با L_b/D افزایش پیدا کرده و در $L_b/D \approx 0.5(L_b/D)_{cr}$ به مقدار حداکثر می‌رسند. در شکل ۸-۱۲ می‌توان مشاهده نمود که $(L_b/D)_{cr}$ برای $\phi = 45^\circ$ در حدود ۲۵ بوده و مقدار آن با کاهش زاویه اصطکاک داخلی ϕ کاهش پیدا می‌کند. در اغلب حالات عملی، مقدار L_b/D برای شمعها بزرگتر از $0.5(L_b/D)_{cr}$ می‌باشد. بنابراین از حداکثر مقادیر N_q^* و N_c^* می‌توان در محاسبه q_p برای تمام شمعها استفاده کرد. در شکل ۸-۱۳ تغییرات حداکثر مقادیر N_q^* و



شکل ۸-۱۲ - تغییرات $(L_b/D)_{cr}$ با زاویه اصطکاک داخلی خاک (مایر هوف ۱۹۷۶)

N_q^* با زاویه اصطکاک داخلی ϕ نشان داده شده است.

در خاک ماسه‌ای که $c = 0$ است، رابطه ۸-۱۱ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

(۱۲-۸)

↑
به شکل ۸-۱۳ مراجعه شود

لیکن Q_p نباید از مقدار حدی $A_p q_i$ تجاوز کند. بنابراین:

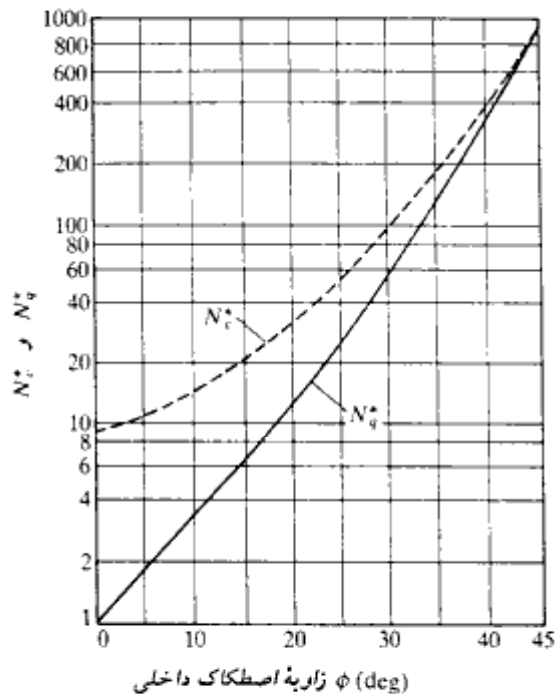
$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_i$$

(۱۳-۸)

مقدار حدی ظرفیت باربری نوک را می‌توان به صورت رابطه زیر نوشت:

$$q_i \text{ (kN/m}^2\text{)} = 50 N_q^* \tan \phi$$

(۱۴-۸)



شکل ۸-۱۳ - تغییرات حداکثر مقادیر N_q^* و N_c^* با زاویه اصطکاک داخلی ϕ (مایر هوف ۱۹۷۶)

که در آن:

$$\phi = \text{زاویه اصطکاک داخلی لایه باربر}$$

در دستگاه آحاد انگلیسی، رابطه ۸-۱۴ به صورت زیر بیان می شود:

$$q_t \text{ (lb/ft}^2\text{)} = 1000N_q^* \tan \phi \quad (۸-۱۵)$$

بر پایه مشاهدات صحرایی، مایهوف (۱۹۷۶) رابطه زیر را برای تعیین ظرفیت باربری نوک q_p در خاکهای دانه‌ای همگن ($L = L_p$) با استفاده از عدد نفوذ استاندارد (SPT) پیشنهاد کرد:

$$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 40NL/D \leq 400N \quad (۸-۱۶ \text{ الف})$$

که در آن:

N = عدد نفوذ استاندارد متوسط در نزدیکی نوک شمع

(در حدود 10D بالا و 4D پایین نوک شمع)

در دستگاه آحاد انگلیسی:

$$q_p \text{ (lb/ft}^2\text{)} = 800NL/D \leq 80,000 N \quad (۸-۱۶ \text{ ب})$$

مطابق شکل ۸-۱۴، در بعضی موارد، شمع ابتدا به یک لایه ماسه ضعیف و سپس به لایه متراکم نفوذ می کند. برای چنین شمعهایی داریم:

$$q_p = q_{(t)} + \frac{[q_{(d)} - q_{(t)}]L_p}{10D} \leq q_{(d)} \quad (۸-۱۷)$$

که در آن:

$q_{(t)}$ = مقدار حدی ظرفیت باربری در ماسه شل که از روابط ۸-۱۴ یا ۸-۱۵ با استفاده از

مقدار حداکثر N_q^* و ϕ مربوط به ماسه شل به دست می آید.

$q_{(d)}$ = مقدار حدی ظرفیت باربری در ماسه متراکم که از روابط ۸-۱۴ یا ۸-۱۵ با استفاده از

مقدار حداکثر N_q^* و ϕ مربوط به ماسه متراکم به دست می آید.

L_p = عمق نفوذ به لایه ماسه‌ای متراکم

برای شمعها در رس اشباع در شرایط زهکشی نشده ($\phi = 0$)، ظرفیت باربری نوک به صورت زیر درمی آید:

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (۸-۱۸)$$

که در آن:

c_u = چسبندگی زهکشی نشده خاک واقع در زیر نوک شمع

برای خاکهای رسی در وضعیت زهکشی شده که برای آنها هر دو پارامتر c و ϕ (بر پایه نشیهای مؤثر) وجود دارد، ظرفیت باربری نوک با استفاده از رابطه ۸-۱۱ با توضیحات روابط ۸-۱۲ و ۸-۱۸ به دست می‌آید.

روش وسیک^۱

وسیک در سال ۱۹۷۷ میلادی، نظریه‌ای برای تخمین ظرفیت باربری نوک شمع ارائه نمود. طبق این نظریه، بر اساس پارامترهای تنش مؤثر، ظرفیت باربری نوک از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_o N_q^*) \quad (۱۹-۸)$$

که در آن:

σ'_o = تنش نرمال متوسط زمین (مؤثر) در تراز نوک شمع که برابر است با:

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' \quad (۲۰-۸)$$

q' = تنش قائم مؤثر در تراز نوک شمع

K_o = ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون که برابر است با:

$$= 1 - \sin \phi \quad (۲۱-۸)$$

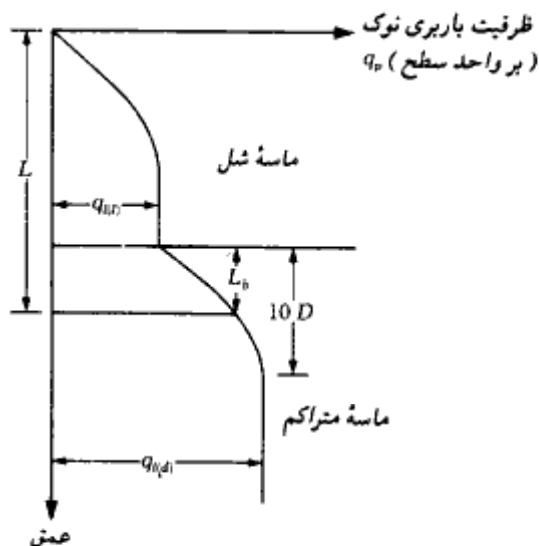
توجه شود که رابطه ۸-۱۹ شکل اصلاح شده‌ای از رابطه ۸-۱۱ است که در آن:

$$N_q^* = \frac{3N_c^*}{(1 + 2K_o)} \quad (۲۲-۸)$$

می‌باشد.

N_c^* موجود در رابطه ۸-۱۹ طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (۲۳-۸)$$



شکل ۸-۱۴ - تغییرات ظرفیت باربری نوک در داخل خاک لا به بندی شده

طبق تئوری وسیک داریم:

$$N_r^* = f(I_{rr}) \quad (۲۴-۸)$$

که در آن:

I_{rr} = نشانه صلیبیت^۱ کاهش یافته خاک که برابر است با:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (۲۵-۸)$$

I_r نشانه صلیبیت^۲ خاک است که از رابطه زیر به دست می آید:

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c + q' \tan \phi} \quad (۲۶-۸)$$

در رابطه فوق:

E_s = ضریب الاستیسیته خاک (مدول یانگ)

μ_s = ضریب پواسون خاک

G_s = ضریب الاستیسیته برشی خاک (مدول برشی)

1- reduced rigidity index

2- rigidity index

Δ = کرنش حجمی^۱ متوسط در ناحیه پلاستیک واقع در زیر نوک شمع در شرایطی که هیچگونه تغییر حجمی وجود ندارد (ماسه متراکم و رس اشباع)، $\Delta = 0$ می‌باشد و در نتیجه داریم:

$$I_r = I_{rr} \quad (۲۷-۸)$$

در جدول ۸-۸ مقادیر N_q^* و N_c^* برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و I_{rr} ارائه شده است. برای $\phi = 0$ (یعنی شرایط رس اشباع زهکشی نشده) داریم:

$$N_q^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (۲۸-۸)$$

مقادیر I_r را می‌توان از آزمایشهای آزمایشگاهی تحکیم و سه‌محوری برحسب نواز تنش مربوطه تخمین زد. برای محاسبات مقدماتی مقادیر زیر قابل توصیه هستند:

نوع خاک	I_r
ماسه	70-150
لای و رس (زهکشی شده)	50-100
رس (زهکشی نشده)	100-200

روش جانبو^۲

جانبو (۱۹۷۶) رابطه زیر را برای محاسبه ظرفیت باربری نوک Q_p پیشنهاد کرده است:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (۲۹-۸)$$

مشاهده می‌شود که رابطه ۸-۲۹ مشابه رابطه ۸-۱۱ می‌باشد. با این تفاوت که ضرایب ظرفیت باربری N_c^* و N_q^* با فرض سطوح گسیختگی مطابق شکل ۸-۱۵ در خاک اطراف نوک شمع، محاسبه می‌شوند. ضرایب ظرفیت باربری را می‌توان از روابط زیر محاسبه نمود:

$$N_q^* = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 \cdot e^{2\eta' \tan \phi} \quad (۳۰-۸)$$

زاویه η' در شکل ۸-۱۵ تعریف شده است.

جدول ۸-۸ - ضرایب ظرفیت باربری شالوده عمیق (N_c و N_q - رابطه ۸-۱۹)

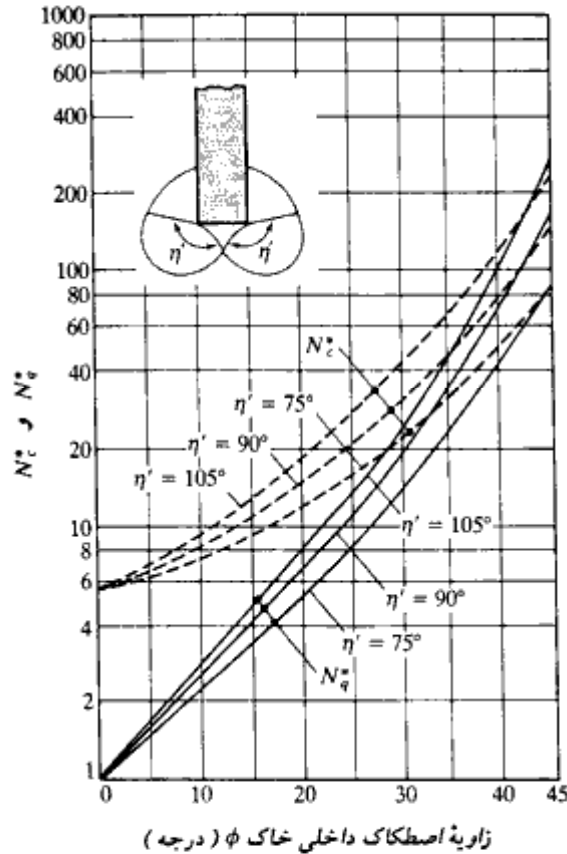
ϕ	f_{cr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
2	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
3	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
4	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
5	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
6	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
7	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	22.46	22.71	23.73
	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
8	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
9	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
11	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
12	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
13	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
14	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
15	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
16	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.69	18.20	19.47
18	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
19	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
21	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
22	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
23	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
24	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
25	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06

جدول ۸-۸-۸ ادامه

ϕ	T_n									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
26	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

From "Design of Pile Foundations," by A. S. Vesic, in NCHRP *Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977. Reprinted by permission.

Note: Upper number N_u^* , lower number N_l^* .



شکل ۸-۱۵ - ضرایب ظرفیت باربری جانبی

$$N_{\gamma}^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (۸-۳۱)$$

↑
(از رابطه ۸-۳۰)

در شکل ۸-۱۵ نمودار تغییرات N_q^* و N_{γ}^* برحسب ϕ و η' ارائه شده است. مقدار η' از 70° درجه در رس نرم تا 105° درجه در ماسه متراکم تغییر می‌کند.

بدون توجه به روشهای تئوریک وفق داده شده برای محاسبه Q_p ، باید به‌خاطر سپرده شود که مقدار کامل مقاومت نوک وقتی قابل حصول است که نوک شمع به‌اندازه 10° تا 25° درصد بعد شمع نشست کرده باشد. این مسئله در مورد خاکهای ماسه‌ای تعیین‌کننده می‌باشد.

مقاومت اصطکاکی Q_s

مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f$$

(۳۲-۸)

که در آن:

p = محیط مقطع شمع

ΔL = جزء طولی از شمع که در آن p و f ثابت فرض شده‌اند (شکل ۸-۱۶ الف)

f = مقاومت اصطکاکی واحد سطح در عمق z

مقاومت اصطکاکی در ماسه

مقاومت اصطکاکی واحد سطح در هر عمق دلخواه شمع طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

(۳۳-۸)

که در آن:

K = ضریب فشار جانبی خاک

σ'_v = تنش قائم مؤثر در عمق مورد نظر

δ = زاویه اصطکاک بین شمع و خاک

مقدار K با عمق متغیر است. مقدار آن تقریباً مساوی ضریب فشار مقاوم رانکین K_p در بالای شمع و احتمالاً کمتر از ضریب فشار خاک در حالت سکون K_0 در نوک شمع می‌باشد. مقدار آن بستگی به روش اجرا و کوبیدن شمع دارد. برپایه نتایج موجود در حال حاضر، مقادیر متوسط قابل توصیه برای K به شرح زیر می‌باشند:

برای شمعهای حفاری شده و یا کوبیده شده با جت آب:

$$K = K_0 = 1 - \sin \phi$$

برای شمعهای کوبیده شده با جابه‌جایی کم

$$K = K_0 \quad (\text{حد پایین})$$

$$K = 1.4K_0 \quad (\text{حد بالا})$$

برای شمعهای کوبیده شده با جابه‌جایی زیاد

$$K = K_0 \quad (\text{حد پایین})$$

$$K = 1.8K_0 \quad (\text{حد بالا})$$

بوسن^۱ (۱۹۸۲) برای شمعهای با جابه‌جایی زیاد روابط زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065D, \quad (۳۴ - ۸)$$

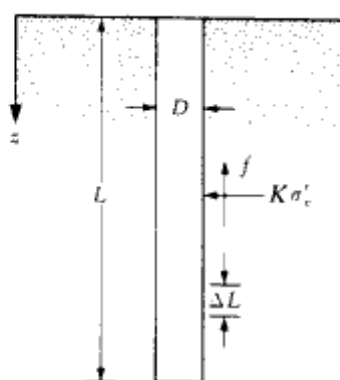
و

$$K = 0.5 + 0.008D, \quad (۳۵ - ۸)$$

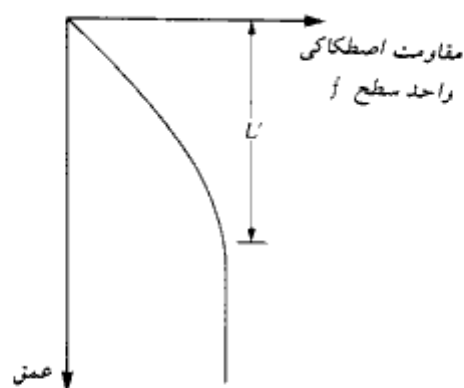
که در آن، D تراکم نسبی برحسب درصد می‌باشد.

تنش قائم مؤثر σ'_v برای استفاده در رابطه ۸-۳۳ با عمق شمع افزایش پیدا کرده و در عمقی در حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر قطر شمع به مقدار حدی حداکثر خود می‌رسد و از آنجا به بعد ثابت می‌ماند. این مسئله در شکل ۸-۱۶ ب نشان داده شده است. این طول بحرانی، L' ، بستگی به عوامل متعددی نظیر زاویه اصطکاک داخلی و قابلیت فشردگی و تراکم نسبی دارد. به صورت محافظه کارانه آن را می‌توان مساوی مقدار زیر در نظر گرفت:

$$L' = 15D \quad (۳۶ - ۸)$$



(الف)



(ب)

شکل ۸-۱۶ - مقاومت اصطکاک واحد سطح برای شمع در ماسه

تحقیقات مختلف مقدار δ را بین 0.5ϕ تا 0.8ϕ نشان می‌دهد. در انتخاب مقدار آن، قضاوت مهندسی لازم است.

مایر هوف (۱۹۷۶) به این نکته اشاره دارد که مقدار مقاومت اصطکاکی متوسط واحد سطح (f_{av}) برای شمعهای کوبیده شده با جابه‌جایی زیاد با استفاده از عدد نفوذ استاندارد طبق رابطه زیر قابل تعیین است:

$$f_{av} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 2\bar{N} \quad (\text{الف} - ۳۷ - ۸)$$

در رابطه فوق:

$$\bar{N} = \text{عدد نفوذ استاندارد متوسط}$$

در دستگاه آحاد انگلیسی، رابطه فوق به صورت زیر بیان می‌شود:

$$f_{av} \text{ (lb/ft}^2\text{)} = 40\bar{N} \quad (\text{ب} - ۳۷ - ۸)$$

برای شمعهای کوبیده شده با جابه‌جایی کم داریم:

$$f_{av} \text{ (kN/m}^2\text{)} = \bar{N} \quad (\text{الف} - ۳۸ - ۸)$$

و

$$f_{av} \text{ (lb/ft}^2\text{)} = 20\bar{N} \quad (\text{ب} - ۳۸ - ۸)$$

در نتیجه:

$$Q_s = pL f_{av} \quad (\text{۳۹} - ۸)$$

مقاومت اصطکاکی (یا جلدی) در خاکهای رسی

برای تعیین مقاومت اصطکاکی (یا جلدی) واحد سطح جانبی شمع در خاکهای رسی روشهای متعددی توصیه شده است. در زیر به‌طور خلاصه چند روش متداول مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱. روش λ

این روش توسط ویجاورجیا، و فوش^۱ در سال ۱۹۷۲ پیشنهاد شد. در این روش فرض می‌شود که جابه‌جایی خاک به‌علت کوبیدن شمع، ایجاد فشار جانبی مقاوم در هر عمق می‌نماید و مقدار مقاومت جلدی متوسط واحد سطح جانبی با استفاده از رابطه زیر قابل تعیین است.

1- Vijaverjya and Focht

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2c_u)$$

(۴۰-۸)

در رابطه فوق:

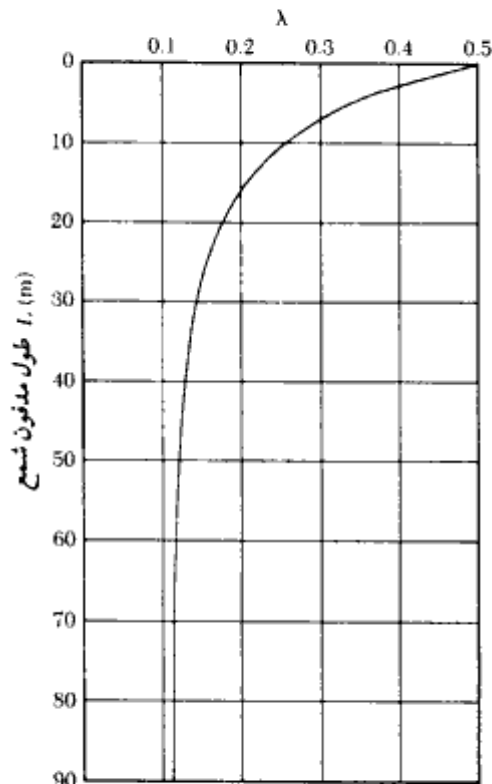
 $\bar{\sigma}'_v$ = تنش قائم مؤثر متوسط برای کل طول مدفون شمع c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده متوسط (شرایط $\phi = 0$)

مقدار λ برحسب عمق نفوذ شمع تغییر می‌کند (به شکل ۸-۱۷ مراجعه شود). در نتیجه مقاومت اصطکاکی کل را می‌توان با استفاده از رابطه زیر تعیین نمود:

$$Q_s = pL f_{av}$$

در خاکهای لایه‌بندی شده، تعیین مقادیر $\bar{\sigma}'_v$ و c_u باید با دقت توأم باشد. این مسئله را می‌توان با توجه به شکل ۸-۱۸ تشریح کرد. طبق شکل ۸-۱۸ ب، مقدار متوسط c_u برابر است با:

$$(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots)/L$$

شکل ۸-۱۷ - تغییرات λ برحسب طول مدفون شمع

شکل ۸-۱۸ - پ نیز تغییرات تنش مؤثر را با عمق نشان می‌دهد. مقدار تنش قائم مؤثر متوسطه برابر است با:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (۴۱-۸)$$

که در آن A_1, A_2, A_3, \dots مساحت‌های زیر نمودار تنش قائم مؤثر می‌باشند.

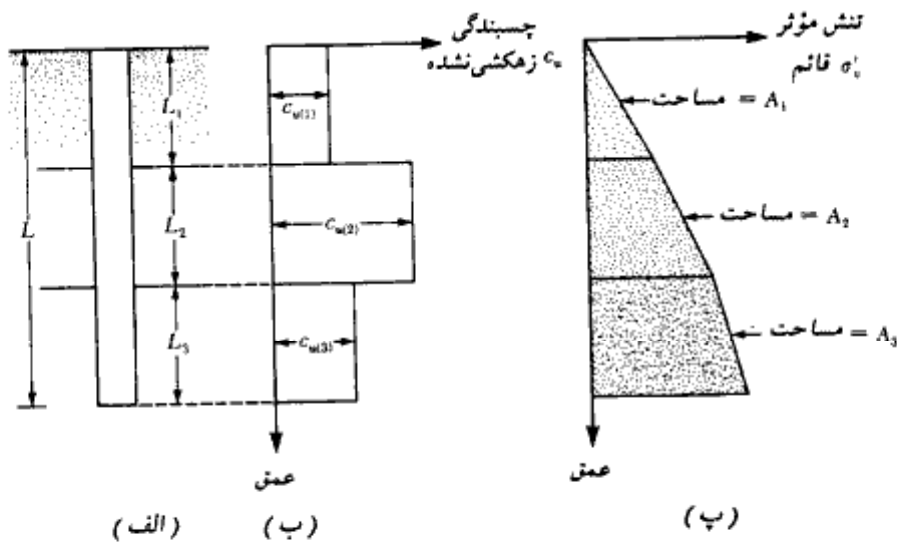
۲. روش α

طبق روش α که توسط تاملینسون^۱ پیشنهاد شده است، مقاومت جلدی^۲ واحد سطح جانبی در خاکهای رسی طبق رابطه زیر قابل بیان است:

$$f = \alpha c_u \quad (۴۲-۸)$$

که در آن:

α = ضریب چسبندگی تجربی



شکل ۸-۱۸ - کاربرد روش α در خاکهای لایه بندی شده

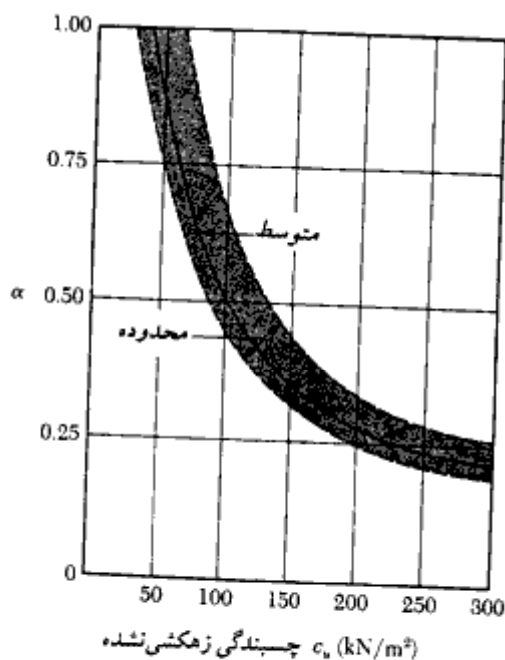
در شکل ۸-۱۹ تغییرات تقریبی α نشان داده شده است. توجه شود که برای خاک رس عادی تحکیم یافته با c_v کوچکتر یا مساوی حدود ۵۰ کیلو نیوتن بر متر مربع، مقدار α مساوی ۱ است. با تعریف مقاومت جلدی واحد سطح طبق رابطه ۸-۴۲، مقاومت جلدی کل برابر خواهد شد با:

$$Q_s = \sum fp\Delta L = \sum \alpha c_v p\Delta L$$

(۸-۴۳)

۳. روش β

وقتی که شمعها در رس اشباع کوبیده می‌شوند، فشار آب حفره‌ای خاک در اطراف شمع افزایش می‌یابد. فشار آب حفره‌ای در رس عادی تحکیم یافته ممکن است ۴ تا ۶ برابر c_v باشد. لیکن پس از گذشت یک ماه یا بیشتر، این اضافه فشار به تدریج زایل می‌شود. بنابراین مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع را می‌توان بر پایه پارامترهای تنش مؤثر رس در حالت بهم خورده (یعنی $c = 0$) به دست آورد. بنابراین در هر عمق داریم:



شکل ۸-۱۹ - تغییرات α با چسبندگی زهکشی نشده رس

$$f = \beta \sigma'_v$$

(۴۴ - ۸)

که در آن:

 σ'_v = تنش قائم مؤثر در عمق مورد نظر

$$\beta = K \tan \phi_R$$

(۴۵ - ۸)

 ϕ_R = زاویه اصطکاک داخلی رس بهم‌خورده زهکشی شده K = ضریب فشار جانبیمقدار K را به صورت محافظه‌کارانه می‌توان ضریب فشار خاک در حال سکون در نظر گرفت یا:

$$K = 1 - \sin \phi_R \quad (\text{برای رس عادی تحکیم یافته}) \quad (۴۶ - ۸)$$

و

$$K = (1 - \sin \phi_R) \sqrt{OCR} \quad (\text{تحکیم یافته}) \quad (۴۷ - ۸)$$

در رابطه فوق، OCR نسبت اضافه تحکیم می‌باشد.

با ترکیب روابط (۴۴ - ۸)، (۴۵ - ۸)، (۴۶ - ۸) و (۴۷ - ۸)، برای رس عادی تحکیم یافته

خواهیم داشت:

$$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v \quad (۴۸ - ۸)$$

و برای رس اضافه تحکیم یافته:

$$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v \quad (۴۹ - ۸)$$

بعد از تعیین f ، مقاومت اصطکاکی کل از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_s = \Sigma f p \Delta L$$

ظرفیت باربری مجاز شمع

پس از تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع با جمع ظرفیت باربری نوک و ظرفیت مقاومت اصطکاکی،

با اعمال یک ضریب اطمینان مناسب، ظرفیت باربری مجاز شمع به دست می‌آید:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (۵۰ - ۸)$$

که در آن:

$$Q_{all} = \text{ظرفیت باربری مجاز شمع}$$

$$FS = \text{ضریب اطمینان}$$

مقدار ضریب اطمینان مورد استفاده برحسب عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه ظرفیت باربری نهایی بین ۲/۵ تا ۴ می‌باشد.

توصیه‌های عمومی

در هنگام محاسبه ظرفیت باربری شمعها با استفاده از روابط ۸ - ۹ - الف تا ۸ - ۴۹، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

۱. برای یک مقدار زاویه اصطکاک اولیه معلوم (ϕ)، شمعهای کوبیده شده در ماسه در مقایسه با شمعهای درجاریز، ممکن است مقاومت نوکی در حدود ۵۰ تا ۱۰۰ درصد بزرگتر نشان دهند. این مسئله ناشی از تراکم ماسه به علت کوبیدن شمع می‌باشد.

۲. در خاکهای ماسه‌ای، شمعهای درجاریز با پداستال ممکن است مقاومت نوکی در حدود ۵۰ تا ۱۰۰ درصد بزرگتر از مقاومت نوک شمعهای درجاریز بدون پداستال از خود نشان دهند. این مسئله به علت کوبیده شدن خاک اطراف نوک شمع در حین اجرای پداستال می‌باشد.

۳. در محاسبه مقطع (A_p) و محیط (p) شمع با مقطع H یا مقطع لوله‌ای با نوک باز، اثر مغزه خاکی باید مورد توجه قرار گیرد. طبق اشکال ۸ - ۱۰ - ب و پ برای شمعهای لوله‌ای:

$$A_p = \left(\frac{\pi}{4}\right)D^2$$

و

$$p = 2\pi D$$

و به‌طور مشابه برای شمعهای H :

$$A_p = d_1 \cdot d_2$$

$$p = 2(d_1 + d_2)$$

می‌باشد. توجه شود که برای شمعهای H ، چون $d_2 > d_1$ است، در روابط شمع $D = d_1$ در نظر گرفته می‌شود.

۴. ظرفیت باربری نوک که طبق روابط ۸ - ۱۱، ۸ - ۱۹ و ۸ - ۲۹ ارائه شده، برای بار نوک نهایی

شالوده‌های شمعی

۶۰۵

کلی^۱ می‌باشد، یعنی شامل وزن شمع نیز است. بنابراین ظرفیت باربری خالص نوک^۲ را می‌توان به‌طور تقریبی طبق رابطه زیر تعریف کرد:

$$Q_{p(\text{net})} = Q_{p(\text{gross})} - q' A_p$$

در عمل برای خاکهایی با $\phi > 0$ ، این اصلاح صورت نمی‌گیرد و فرض می‌شود که $Q_{p(\text{net})}$ مساوی $Q_{p(\text{gross})}$ می‌باشد.

در خاکهای چسبنده با $\phi = 0$ ، مقدار N_q^* مساوی واحد است (شکل ۸-۱۳). در نتیجه با استفاده از رابطه ۸-۱۱ می‌توان نوشت:

$$Q_{p(\text{gross})} = (c_u N_c^* + q) A_p$$

در نتیجه:

$$Q_{p(\text{net})} = [(c_u N_c^* + q) - q'] A_p = c_u N_c^* A_p = 9 c_u A_p = Q_p$$

که همان رابطه ۸-۱۸ است.

۸-۷ روابط طراحی کویل و کاستلو^۳

کویل، و کاستلو (۱۹۸۱) ۲۴ آزمایش با مقیاس کامل روی شمعیهای کوبیده شده در ماسه انجام داده و با توجه به نتایج حاصل، ظرفیت باربری نهایی شمع در خاکهای ماسه‌ای را به‌صورت زیر پیشنهاد کردند:

$$Q_u = Q_p + Q_s = q' N_q^* A_p + f_{sv} pL \quad (۵۱-۸)$$

که در آن:

q' = تنش قائم مؤثر در نوک شمع

f_{sv} = مقاومت اصطکاکی متوسط برای تمام طول شمع که طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$f_{sv} = K \bar{\sigma}'_v \tan \delta \quad (۵۲-۸)$$

در رابطه فوق:

K = ضریب فشار جانبی خاک

$\bar{\sigma}'_v$ = فشار قائم مؤثر متوسط

δ = زاویه اصطکاک بین خاک و شمع

1- gross ultimate point load

2- net ultimate point load

3- Coyle and Castello

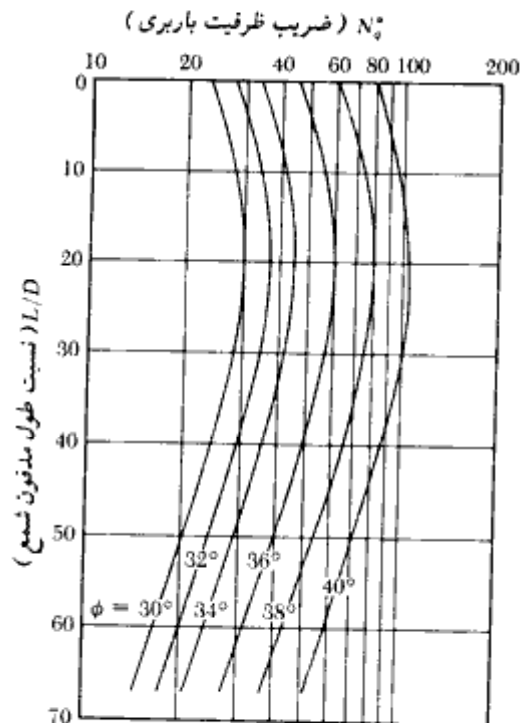
بر پایه مطالعات تجربی، کویل و کاستلو ضریب ظرفیت باربری (N_p^*) را به نسبت طول مدفون یعنی L/D ربط دادند. شکل ۸-۲۰ مقدار N_p^* را برحسب نسبت L/D و زاویه اصطکاک خاک نشان می‌دهد. توجه شود که N_p^* ابتدا به طور تدریجی برحسب نسبت L/D افزایش می‌یابد تا به یک مقدار حداکثر برسد و از آن به بعد، کاهش می‌یابد. به روش مشابه مقدار K برحسب مقادیر مختلف ϕ و L/D در شکل ۸-۲۱ نشان داده شده است. می‌توان مشاهده نمود که برای هر زاویه اصطکاک داخلی خاک، K به طور خطی برحسب L/D کاهش می‌یابد. توجه شود که در شکل ۸-۲۱ فرض شده است که:

$$\delta = 0.8\phi \quad (۵۳-۸)$$

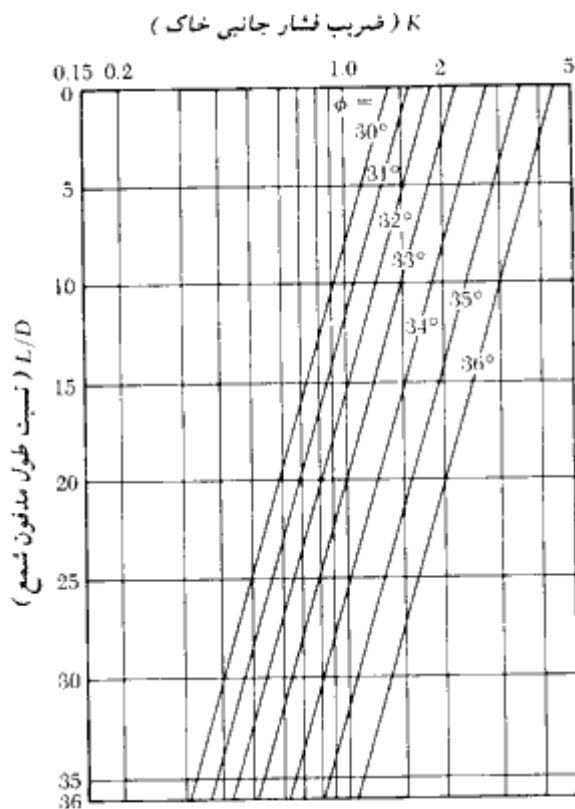
با ترکیب روابط ۸-۵۱، ۸-۵۲، و ۸-۵۳ به دست می‌آید:

$$Q_u = q' N_p^* A_p + p L K \bar{\sigma}_v \tan(0.8\phi) \quad (۵۴-۸)$$

با استفاده از نتایج آزمایش ۲۴ شمع، کویل و کاستلو نشان دادند که رابطه ۸-۵۴ می‌تواند ظرفیت



شکل ۸-۲۰- تغییرات N_p^* برحسب L/D (کویل و کاستلو - ۱۹۸۱)



شکل ۸-۲۱- تغییرات K برحسب نسبت L/D (کویل و کاستلو - ۱۹۸۱)

باربری نهایی را با خطای $\pm 30\%$ درصد که اکثریت آنها در محدوده $\pm 20\%$ درصد قرار دارند، پیش‌بینی نماید.

مثال ۸-۱

یک شمعی بتنی پیش‌ساخته پیش‌تنیده با طول مدفون ۱۲ متر درون یک لایه ماسه همگن با $(e=0)$ کوبیده شده است. مقطع شمعی به صورت مربع با بعد ۳۰۵ میلیمتر می‌باشد. وزن مخصوص خشک (γ_s) ماسه مساوی ۱۶/۸ کیلونیوتن بر متر مکعب و زاویه اصطکاک داخلی خاک ۳۵ درجه است. عدد نفوذ استاندارد متوسط در حوالی نوک شمعی مساوی ۱۶ است.

مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری نهایی نوک شمع با استفاده از روش کویل و کاستلو (رابطه ۸-۵۱ و شکل ۸-۲۰).

حل:

$$Q_p = q' N_q^* A_p$$

با استفاده از جدول ۸-۳ الف داریم:

$$A_p = 929 \text{ cm}^2 = 0.0929 \text{ m}^2$$

همچنین:

$$q' = \gamma_s L = (16.8)(12) = 201.6 \text{ kN/m}^2$$

$$L/D = 12/0.305 = 39.34$$

با $L/D = 39.34$ و $\phi = 35^\circ$ از روی شکل ۸-۲۰ مقدار $N_q^* \approx 45$ به دست می آید. در نتیجه:

$$Q_p = (201.6)(45)(0.0929) = 842.8 \text{ kN}$$

مثال ۸-۲

مثال ۸-۱ را با استفاده از روش مایر هوف حل کنید (رابطه ۸-۱۲ و شکل ۸-۱۳).

حل:

چون خاک همگن است، $L_s = L$ می باشد. با $\phi = 35^\circ$ از شکل ۸-۱۳ مقدار $N_q^* \approx 120$ به دست می آید:

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (0.0929)(201.6)(120) = 2247.4 \text{ kN}$$

لیکن با استفاده از رابطه ۸-۱۴ داریم:

$$q_t = 50 N_q^* \tan \phi = 50(120) \tan 35^\circ = 4201.25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = A_p q_t = (0.0929)(4201) = 390.3 \text{ kN} < A_p q' N_q^*$$

در نتیجه:

$$Q_p \approx 390 \text{ kN}$$

شالوده‌های شمعی

۶۰۹

مثال ۸-۳

مثال ۸-۱ را با استفاده از روش وسیک (رابطه ۸-۱۹) مجدداً حل کنید. از $I_r = 90 = I_{rr}$ استفاده نمایید.

حل:

با حل $I_{rr} \approx 90$ و $\phi = 35^\circ$ از جدول ۸-۸ مقدار $N_r^* \approx 79.5$ به دست می‌آید. با توجه به رابطه ۸-۱۹ می‌توان نوشت:

$$Q_p = A_p \sigma'_v N_r^*$$

$$\sigma'_v = \frac{1 + 2K_c}{3} q'$$

$$K_c = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 35^\circ = 0.43$$

$$\sigma'_v = \left[\frac{1 + 2(0.43)}{3} \right] (201.6) \approx 125 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$Q_p = (0.0929)(125)(79.5) \approx 923 \text{ kN}$$

مثال ۸-۳

مثال ۸-۱ را با استفاده از رابطه ۸-۱۶ مجدداً حل کنید.

حل:

با توجه به اینکه عدد نفوذ استاندارد در نزدیکی نوک شمع مساوی ۱۶ است، با استفاده از رابطه ۸-۱۶ الف می‌توان نوشت:

$$q_p = 40N \frac{L}{D} \leq 400N$$

$$Q_p = A_p q_p = (0.0929)(40)(16)39.34 = 2339 \text{ kN}$$

لیکن مقدار محدودکننده برابر است با:

$$Q_p = A_p 400N = (0.0929)(400)(16) = 594.6 \text{ kN} \approx 595 \text{ kN}$$

مثال ۸ - ۵

نتایج مثالهای ۸ - ۱ تا ۸ - ۴ را مقایسه نموده و مقدار ظرفیت باربری نهایی طرح را به دست آورید.

حل:

در این مسئله رابطه وسیک بزرگترین نتیجه را به دست می دهد (۹۲۳ کیلونیوتن). بزرگترین نتیجه بعدی از رابطه کوپل و کاستلو به دست می آید (۸۴۲/۸ کیلونیوتن). اگر بخواهیم محافظه کارانه عمل نماییم، ظرفیت باربری نهایی را متوسط نتایج روشهای مایر هوف (مثال ۸ - ۲) و رابطه ۸ - ۱۶ (مثال ۸ - ۴) در نظر می گیریم.

$$Q_p = \frac{390.3 + 595}{2} \approx 493 \text{ kN}$$

مثال ۸ - ۶

با مراجعه به شمع مثال ۸ - ۱، مطلوب است (الف) تعیین مقاومت اصطکاکی کل با $K = 1.4$ و $\delta = 0.6\phi$ (به روابط ۸ - ۳۲، ۸ - ۳۳ و ۸ - ۳۶ مراجعه نمایید). (ب) تعیین مقاومت اصطکاکی کل با استفاده از روش کوپل و کاستلو.

حل:

قسمت الف:

مقاومت اصطکاکی واحد سطح در هر عمق با استفاده از رابطه ۸ - ۳۳ به صورت زیر به دست

می آید:

$$f = K\sigma'_v \tan \delta$$

همچنین با استفاده از رابطه ۸-۳۶ داریم:

$$L' = 15D$$

در نتیجه برای عمق $0-15D$:

$$\sigma'_v = \gamma z = 16.8 \times z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

برای عمق $z \geq 15D$:

$$\sigma'_v = \gamma(15D) = (16.8)(15 \times 0.305) = 76.86 \text{ kN/m}^2$$

تغییرات تنش قائم مؤثر در شکل ۸-۲۲ نشان داده شده است:

مقاومت اصطکاکی از $z = 0 - 15D$

$$Q_1 = \rho L' f_{av} = [(4)(0.305)][15D] \left[\frac{(1.4)(76.86) \tan(0.6 \times 35)}{2} \right]$$

$$= (1.22)(4.575)(20.65) = 115.26 \text{ kN}$$

مقاومت اصطکاکی از 12 m تا $15D$

$$Q_2 = \rho(L - L') f_{c-15D} = [(4)(0.305)][12 - 4.575] [(1.4)(76.86) \tan(0.6 \times 35)]$$

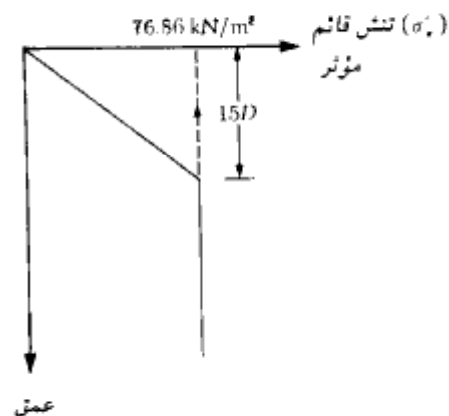
$$= (1.22)(7.425)(41.3) = 374.1 \text{ kN}$$

در نتیجه مقاومت اصطکاکی کل برابر است با:

$$115.26 + 374.1 = 489.35 \text{ kN} \approx 490 \text{ kN}$$

قسمت ب: روش کویل و کاستلو

با استفاده از روابط ۸-۵۲ و ۸-۵۳ داریم:



شکل ۸-۲۲

$$f_{sv} = K\bar{\sigma}'_v \tan \delta$$

$$\delta = 0.8\phi$$

$$Q_s = f_{sv} pL = [K\bar{\sigma}'_v \tan (0.8\phi)] pL$$

برای این شمع $L/D = 39.34$ می‌باشد. با توجه به شکل ۸-۲۱ برای تعیین K ، این مقدار خارج از محدوده نمودارهاست. با برون‌یابی برای $\phi = 35^\circ$ ، مقدار $K \approx 0.7$ به دست می‌آید. داریم:

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{\gamma L}{2} = \frac{(16.8)(12)}{2} = 100.8 \text{ kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$Q_s = [(0.7)(100.8) \tan (0.8 \times 35)][4 \times 0.305][12] = 549.3 \text{ kN} \approx 550 \text{ kN}$$

مثال ۸-۷

با مراجعه به مثالهای ۸-۱ تا ۸-۶، با استفاده از ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز شمع را به دست آورید.

حل:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

با استفاده از مثال ۸-۵، $Q_p = 493 \text{ kN}$ و با استفاده از مثال ۸-۶ مقدار 550 kN تا 490 kN می‌باشد. با استفاده از مقدار متوسط:

$$Q_s = (490 + 550)/2 = 1040/2 = 520 \text{ kN}$$

ظرفیت باربری مجاز شمع برابر خواهد شد با:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{493 + 520}{3} = 337.7 \approx 338 \text{ kN}$$

با مراجعه به جدول ۸-۳ الف، ظرفیت باربری سازه‌ای شمع مساوی 801 kN می‌باشد که از 338 kN کیلو نیوتن بزرگتر است، بنابراین:

$$Q_{all} = 338 \text{ kN}$$

مثال ۸-۸

یک شمع بتنی با مقطع مربع به ابعاد $30/5 \times 30/5$ سانتیمتر قرار است در یک لایه ماسه‌ای کوبیده شود. طول مدفون شمع $10/5$ متر می‌باشد. با این فرض که تراکم نسبی ماسه ۴۰ درصد و وزن مخصوص ماسه ۱۵ کیلونیوتن بر متر مکعب باشد، مطلوب است تعیین مقاومت اصطکاکی شمع (از معادلات ۸-۳۲، ۸-۳۳، ۸-۳۴ و ۸-۳۶ استفاده نمایید)

حل:

از رابطه ۸-۳۳:

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

همچنین از رابطه ۸-۳۶:

$$L' = 15D = 15 \times 0.305 = 4.58 \text{ m}$$

از رابطه ۸-۳۴ می‌توان نوشت:

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065D_p = 0.18 + 0.0065(40) = 0.44$$

در نتیجه طبق رابطه ۸-۳۳ مقاومت اصطکاکی واحد سطح برابر است با:

$$f = 0.44 \sigma'_v$$

مقاومت اصطکاکی از عمق ۰ تا $4/5$ متر:

$$Q_s = pL' f_{av} = (4 \times 0.305) (4.5) \left[\frac{0 + 0.44 (15 \times 4.5)}{2} \right] = 81.53 \text{ kN}$$

مقاومت اصطکاکی از عمق $4/5$ تا $10/5$ متر:

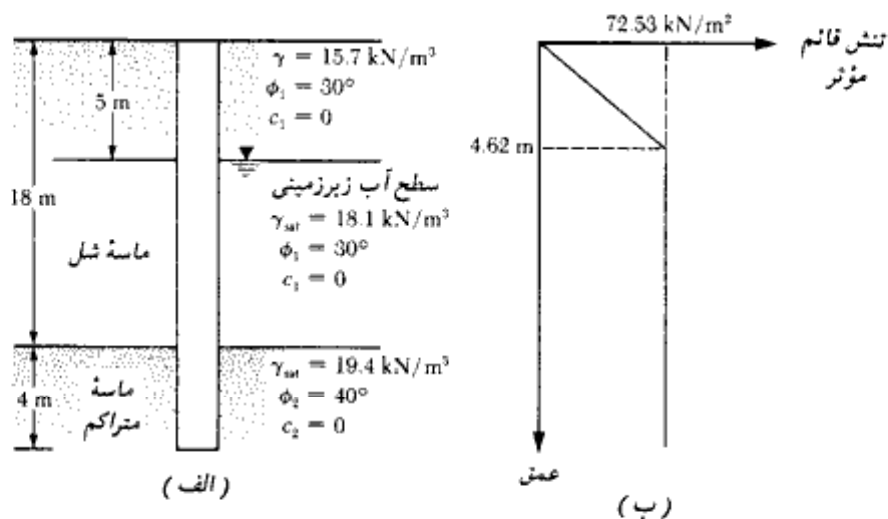
$$Q_s = p (L - L') f_{z=4.5m} \\ = (4 \times 0.305) (10.5 - 4.5) (0.44 \times 15 \times 4.5) = 217.4 \text{ kN}$$

مقاومت اصطکاکی کل برابر است با:

$$81.53 + 217.4 = 299 \text{ kN}$$

مثال ۸-۹

مطابق شکل ۸-۲۳ الف یک شمع فولادی HP 310 \times 1.079 در ماسه کوبیده شده است.



شکل ۸-۲۳

مطلوب است:

(الف) تعیین ظرفیت باربری نوک شمع (۱) با استفاده از روش مایر هوف، (۲) با استفاده از روش وسیک ($I_r = 150 = I_m$)، (۳) با استفاده از رابطه عدد نفوذ استاندارد. (مقدار متوسط N در مجاورت نوک شمع ۴۵ است)

(ب) تخمین ظرفیت باربری نهایی نوک شمع با استفاده از محاسبات قسمت الف
(پ) محاسبه مقاومت اصطکاکی نهایی Q_u با استفاده از روابط ۸-۳۲، ۸-۳۳ و ۸-۳۶ با $K = 1.4$ و $\delta = 0.6\phi$

(ت) تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع با $FS = 4$
همچنین، ظرفیت باربری مجاز سازه‌ای شمع را نیز کنترل کنید. تنش مجاز فشاری فولاد را ۶۲ نیوتن بر میلیمتر مربع در نظر بگیرید.

حل:

طبق جدول ۸-۱ الف، ارتفاع مقطع شمع $d_t = 308 \text{ mm}$ و عرض بال 310 میلیمتر می‌باشد. سطح مقطع توپر شمع برابر است با:

$$A_p = 0.308 \times 0.310 = 0.0955 \text{ m}^2$$

قسمت الف: محاسبه ظرفیت باربری نوک شمع
روش مایهوف: تغییرات مقاومت نوک مشابه شکل ۸-۱۴ خواهد بود. عمق نفوذ شمع در لایه متراکم تحتانی، I_{re} ، مساوی ۴ متر است. در نتیجه:

$$q_p = q_{ult} = 50N_q^* \tan \phi_2$$

$$\phi_2 = 40^\circ, N_q^* \approx 350 \text{ (شکل ۸-۱۳)}$$

$$q_p = (50)(350)(\tan 40^\circ) \approx 14,684 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$Q_p = (14,684)(0.0955) = 1402 \text{ kN}$$

$$Q_p = A_p q' N_q^* \text{ (کنترل رابطه ۸-۱۲)}$$

$$q' = 5(15.7) + 13(18.1 - 9.81) + 4(19.4 - 9.81) \\ = 78.5 + 107.77 + 38.36 = 224.63 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = (0.0955)(224.63)(350) = 7508 \text{ kN}$$

چون $Q_p = 1402 \text{ kN} < 7508 \text{ kN}$ است، رابطه ۸-۱۷ کنترل می‌کند. بنابراین:

$$Q_p = 1402 \text{ kN}$$

روش وسیک:

با $I_r = 150 = I_{re}$ با استفاده از رابطه ۸-۱۹ به دست می‌آید:

$$Q_p = A_p \sigma'_s N_q^*$$

$$K_s = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 40^\circ = 0.357$$

$$\sigma'_s = \frac{1 + 2K_s}{3} q' = \left[\frac{1 + (2)(0.357)}{3} \right] (224.63) = 128.34 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از جدول ۸-۸، برای $\phi = 40^\circ$ و $I_{re} = 150$ ، داریم:

$$N_q^* \approx (134.52 + 193.13)/2 = 163.8$$

در نتیجه:

$$Q_p = (0.0955)(128.34)(163.8) = 2008 \text{ kN}$$

روش عدد نفوذ استاندارد

عدد نفوذ استاندارد در نوک شمع در حدود ۴۵ است. با استفاده از رابطه ۸-۱۶ الف داریم:

$$q_p = 40N \frac{L}{D} \leq 400N$$

$$q_p = 40(45) \left(\frac{22}{0.308} \right) = 128,571 \text{ kN/m}^2$$

یا

$$q_p = (400)(N) = (400)(45) = 18,000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 18,000 \text{ kN/m}^2 \text{ (کنترل می‌کند)}$$

$$Q_p = A_p q_p = (0.0955)(18000) = 1719 \text{ kN}$$

در نتیجه:

قسمت ب: تخمین مقداری برای

با متوسط گیری از هر سه نتیجه به دست می‌آید:

$$Q_p = \frac{1402 + 2008 + 1719}{3} \approx 1709 \text{ kN}$$

قسمت پ: محاسبه مقاومت اصطکاکی نهایی

طبق رابطه ۸-۳۶ داریم:

$$L' = 15D = 15(0.308) = 4.62 \text{ m}$$

در محاسبه مقاومت اصطکاکی برای $z > 4.62 \text{ m}$ ، فرض می‌شود که σ'_v ثابت می‌ماند. در شکل ۸-۲۳، ب تغییرات σ'_v با عمق نشان داده شده است.

مقاومت اصطکاکی از عمق ۰ تا ۴/۶۲ متر برابر است با:

$$\begin{aligned} pL'f_{1s} &= 2(0.308 + 0.310)(4.62) \left(\frac{K\sigma'_v \tan \delta}{2} \right) \\ &= 5.71 \left[\frac{(1.4)(72.53) \tan (0.6 \times 30)}{2} \right] = 94.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

مقاومت اصطکاکی از عمق ۴/۶۲ متر تا ۲۲ متر برابر است با:

$$\begin{aligned} pL'f_{1s(z=4.62 \text{ m})} &= 2(0.308 + 0.310)(22 - 4.62)(K\sigma'_v \tan \delta) \\ &= 21.48[(1.4)(72.53) \tan \delta] \end{aligned}$$

به عنوان یک تقریب، مقدار δ را می‌توان مساوی $18^\circ = (0.6)(30)$ برای تمام ارتفاع شمع در نظر گرفت. بنابراین:

$$Q_{s(z=4.62-22 \text{ m})} = (21.48)(1.4)(72.53) \tan 18^\circ = 708.7 \text{ kN}$$

در نتیجه مقاومت اصطکاکی کل برابر است با:

$$\begin{aligned} Q_s &= Q_{s(z=0-4.62 \text{ m})} + Q_{s(z=4.62-22 \text{ m})} \\ &= 94.2 + 708.7 = 802.9 \text{ kN} \approx 803 \text{ kN} \end{aligned}$$

قسمت ت: محاسبه ظرفیت باربری مجاز

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = 1709 \text{ kN} \quad (\text{قسمت پ})$$

$$Q_s = 802.9 \text{ kN} \quad (\text{قسمت پ})$$

در نتیجه:

$$Q_u = 1709 + 803 = 2512 \text{ kN}$$

ظرفیت باربری مجاز برابر است با:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{2512}{4} = 628 \text{ kN}$$

لازم است ظرفیت باربری سازه‌ای شمعی نیز به دست آید:

$$\text{سطح مقطع شمعی} = 14100 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{all} = 62 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$$

$$Q_{all} = 62 \times 14100 \times 10^{-3} = 874 \text{ kN} > 628 \text{ kN} \quad (\text{خوبست})$$

مثال ۸-۱۰

یک شمعی بتنی با مقطع مربع به ابعاد 400×400 میلیمتر در شکل ۸-۲۴ نشان داده شده است. مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز شمعی با ضریب اطمینان ۴. برای تعیین مقاومت جلدی از روش α استفاده کنید.

حل:

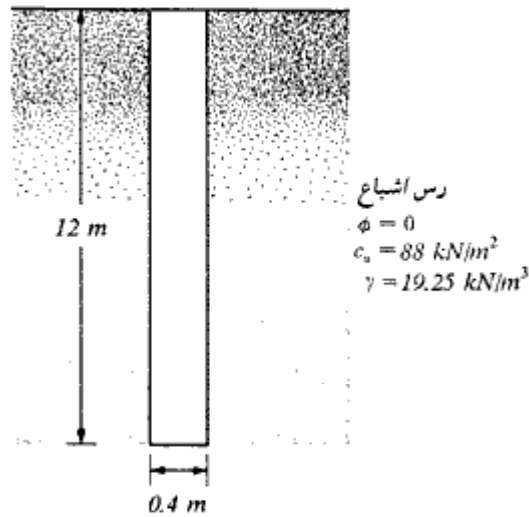
با استفاده از رابطه ۸-۱۸ ظرفیت باربری نوک برابر است با:

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* = (0.4 \times 0.4) 88 \times 9 = 127 \text{ kN}$$

و با استفاده از روابط ۸-۴۲ و ۸-۴۳ مقاومت اصطکاکی برابر است با:

$$Q_s = \alpha c_u p L$$

با استفاده از نمودار شکل ۸-۱۹ برای $c_u = 88 \text{ kN/m}^2$ ، مقدار $\alpha = 0.55$ به دست می‌آید. در



شکل ۸-۲۴

نتیجه:

$$Q_s = 0.55 \times 88 \times (4 \times 0.4) \times 12 = 930 \text{ kN}$$

$$Q_{ult} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{127 + 930}{4} = 246 \text{ kN}$$

مثال ۸-۱۱

مقاومت جلدی شمع شکل ۸-۲۴ را با استفاده از روش لایه دست آورید.

حلی:

با استفاده از رابطه ۸-۴۰ می توان نوشت:

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_c + c_u)$$

با استفاده از شکل ۸-۱۷ برای $L = 12 \text{ m}$ ، مقدار λ مساوی 0.24 به دست می آید. در نتیجه:

$$f_{av} = 0.24 \left(\frac{12 \times 19.25}{2} + 2 \times 88 \right) = 70 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = pL f_{av} = (4 \times 0.4) 12 \times 70 = 1344 \text{ kN}$$

مثال ۸-۱۶

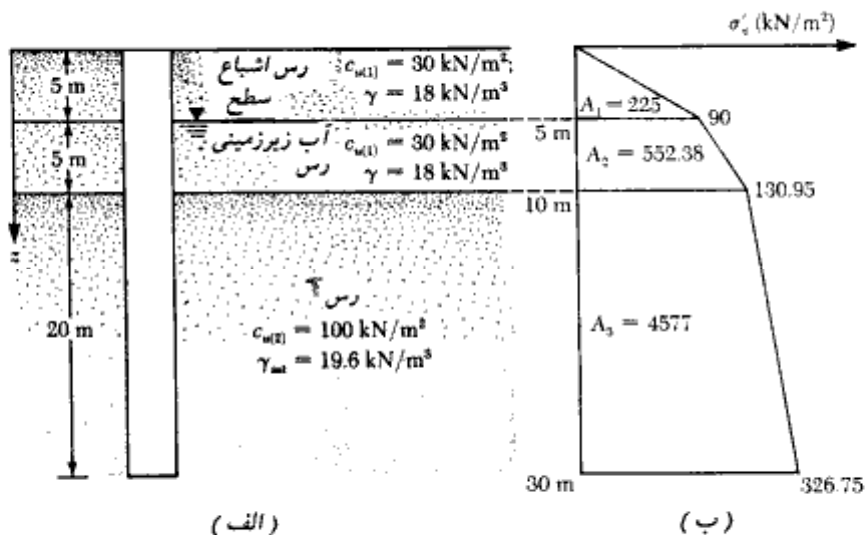
در شکل ۸-۲۵ الف یک شمع لوله‌ای کوبیده شده در رس نشان داده شده است. قطر خارجی شمع مساوی ۴۰۶ میلی‌متر و ضخامت جدار آن ۶/۳۵ میلی‌متر می‌باشد. مطلوب است:

- الف: تعیین ظرفیت باربری نوک شمع با استفاده از رابطه ۸-۱۸
 ب: محاسبه مقاومت جلدی، (۱) با استفاده از روابط ۸-۴۲ و ۸-۴۳ (روش α)، (۲) با استفاده از رابطه ۸-۴۰ (روش λ) (۳) با استفاده از رابطه ۸-۴۴ (روش β).
 معلومات: برای تمام لایه‌های رس، $\phi_R = 30^\circ$ می‌باشد. لایه ۱۰ متری فوقانی، رس عادی تحکیم‌یافته است. لایه نحتانی پیش‌تحکیم‌یافته با ضریب اضافه تحکیمی ۲ می‌باشد.
 پ: تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص شمع با استفاده از ضریب اطمینان ۴

حل:

سطح مقطع توپر شمع برابر است با:

$$A_p = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} (0.406)^2 = 0.1295 \text{ m}^2$$



شکل ۸-۲۵

قسمت الف: محاسبه ظرفیت باربری خالص نوک

با استفاده از رابطه ۸-۱۸:

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_{u(2)} = (0.1295)(9)(100) = 116.55 \text{ kN}$$

قسمت ب: محاسبه مقاومت جلدی

۱- روش آلفا با استفاده از روابط ۸-۴۲ و ۸-۴۳:

$$Q_s = \sum \alpha c_u p \Delta L$$

برای لایه فوقانی خاک $c_{u(1)} = 30 \text{ kN/m}^2$ است. با توجه به نمودار شکل ۸-۱۹، برای آن $\alpha_1 = 1$ است. برای لایه تحتانی، $c_{u(2)} = 100 \text{ kN/m}^2$ و در نتیجه $\alpha_2 = 0.5$ است. بنابراین:

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha_1 c_{u(1)} [(\pi)(0.406)]10 + \alpha_2 c_{u(2)} [(\pi)(0.406)]20 \\ &= (1)(30)[(\pi)(0.406)]10 + (0.5)(100)[(\pi)(0.406)]20 \\ &= 382.7 + 1275.5 = 1658.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

۲- روش لاندا با استفاده از رابطه ۸-۴۰:

$$f_{sv} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2c_u)$$

مقدار متوسط c_u برابر است با:

$$\frac{c_{u(1)}(10) + c_{u(2)}(20)}{30} = \frac{(30)(10) + (100)(20)}{30} = 76.7 \text{ kN/m}^2$$

برای تعیین مقدار متوسط $\bar{\sigma}'_v$ ، نمودار تغییرات تنش مؤثر قائم با عمق در شکل ۸-۲۵-ب نشان داده شده است. با استفاده از رابطه ۸-۴۱:

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از شکل ۸-۱۷، مقدار λ مساوی 0.14 به دست می آید. در نتیجه:

$$f_{sv} = 0.14[178.48 + (2)(76.7)] = 46.46 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$Q_s = pL f_{sv} = \pi(0.406)(30)(46.46) = 1777.8 \text{ kN}$$

۳- با استفاده از رابطه ۸-۴۴:

لایه خاک رس ۱۰ متری فوقانی، عادی تحکیم یافته با $\phi_R = 30^\circ$ می باشد. با استفاده از رابطه

۸-۴۸ می توان نوشت:

برای عمق ۰ تا ۵ متر:

$$\begin{aligned} f_{av(1)} &= (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{v(av)} \\ &= (1 - \sin 30^\circ) (\tan 30^\circ) \left(\frac{0 + 90}{2} \right) = 13.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

برای عمق ۵ تا ۱۰ متر:

$$f_{av(2)} = (1 - \sin 30^\circ) (\tan 30^\circ) \left(\frac{90 + 130.95}{2} \right) = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از رابطه ۸-۴۹ برای عمق ۱۰ تا ۳۰ متر داریم:

$$\begin{aligned} f_{av} &= (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_{v(av)} \\ OCR &= 2 \\ f_{av(3)} &= (1 - \sin 30^\circ) (\tan 30^\circ) \sqrt{2} \left(\frac{130.95 + 326.75}{2} \right) = 93.43 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

در نتیجه:

$$\begin{aligned} Q_s &= p[f_{av(1)}(5) + f_{av(2)}(5) + f_{av(3)}(20)] \\ &= (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = 2669.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

قسمت پ: محاسبه ظرفیت باربری مجاز خالص

با توجه به اینکه روشهای آلفا و لاندا نتایج نزدیک به یکدیگر نتیجه می‌دهند، به‌عنوان مقاومت اصطکاکی از متوسط نتایج آنها استفاده می‌شود:

$$Q_s = \frac{1658.1 + 1777.8}{2} \approx 1718 \text{ kN}$$

بنابراین:

$$Q_u = Q_p + Q_s = 116.46 + 1718 = 1834.46 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1834.46}{4} = 458.6 \text{ kN}$$

۸-۸ ظرفیت باربری نوک شمعیهای متکی بر سنگ

گاهی مواقع شمعیها تا بستر سنگی کوبیده می‌شوند. در این حالات باید ظرفیت باربری سنگ به‌دست آید. ظرفیت باربری واحد سطح نوک شمعی بر سنگ به‌طور تقریبی از رابطه زیر قابل

محاسبه است (گودمن ۱۹۸۵):

$$q_p \approx q_u(N_\phi + 1) \quad (۵۵-۸)$$

که در آن:

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

q_u = مقاومت فشاری محدود نشده سنگ

ϕ = زاویه اصطکاک زهکشی شده

مقاومت محدود نشده سنگ با انجام آزمایشهای آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های اخذ شده از سنگ به دست می‌آید. لیکن دقت زیادی در انتخاب مقدار صحیح q_u باید به کار گرفته شود، چون آزمایشهای آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های کم قطر انجام می‌شوند. با افزایش قطر نمونه، مقاومت فشاری محدود نشده کاهش می‌یابد. این پدیده به اثر مقیاس^۱ معروف است. برای نمونه‌های به قطر

جدول ۸-۹ - مقاومت فشاری محدود نشده نمونه‌هایی از سنگها

توصیف	q_u	
	MPa	psi
Berea sandstone	73.8	10,700
Navajo sandstone	214.0	31,030
Tensleep sandstone	72.4	10,500
Hackensack siltstone	122.7	17,800
Monticello Dam s.s. (greywacke)	79.3	11,500
Solenhofen limestone	245.0	35,500
Bedford limestone	51.0	7,400
Tavernalle limestone	97.9	14,200
Oneota dolomite	86.9	12,600
Lockport dolomite	90.3	13,100
Flaming Gorge shale	35.2	5,100
Micaceous shale	75.2	10,900
Dworshak Dam gneiss		
45° to foliation	162.0	23,500
Quartz mica schist \perp schistosity	55.2	8,000
Baraboo quartzite	320.0	46,400
Taconic marble	62.0	8,990
Cherokee marble	66.9	9,700
Nevada Test Site granite	141.1	20,500
Pikes Peak granite	226.0	32,800
Cedar City tonalite	101.5	14,700
Palisades diabase	241.0	34,950
Nevada Test Site basalt	148.0	21,500
John Day basalt	355.0	51,500
Nevada Test Site tuff	11.3	1,639

¹ scale effect

جدول ۸ - ۱۰ - مقادیر نمونه از زاویه اصطکاک داخلی سنگها (φ)

توصیف	پوکمی (%)	φ (deg)
Berea sandstone	18.2	27.8
Bartlesville sandstone		37.2
Pottsville sandstone	14.0	45.2
Repetto siltstone	5.6	32.1
Muddy shale	4.7	14.4
Stockton shale		22.0
Edmonton bentonitic shale (water content 30%)	44.0	7.5
Sioux quartzite		48.0
Texas slate; loaded 30° to cleavage		21.0
90° to cleavage		26.9
Georgia marble	0.3	25.3
Wolf Camp limestone		34.8
Indiana limestone	19.4	42.0
Chalk	40.0	31.5
Hasmark dolomite	3.5	35.5
Blaine anhydrite		29.4
Inada biotite granite	0.4	47.7
Stone Mountain granite	0.2	51.0
Nevada Test Site basalt	4.6	31.0
Schistose gneiss 90° to schistosity	0.5	28.0
30° to schistosity	1.9	27.6

بزرگتر از ۱ متر، مقدار q_u تقریباً ثابت می‌ماند. اثر مقیاس در سنگها در درجه اول ناشی از توزیع اتفاقی درزهای کوچک و بزرگ و همچنین گسیختگیهای پیش‌رونده در امتداد خطوط لغزش می‌باشد. بنابراین همیشه توصیه می‌شود که برای تعیین مقاومت فشاری محدود نشده طرح، از روی مقاومت فشاری محدود نشده آزمایشگاهی، از رابطه زیر استفاده شود:

$$q_{u(\text{design})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5} \quad (۵۶ - ۸)$$

به‌عنوان نمونه، در جدول ۸ - ۹ مقادیر مقاومت فشاری محدود نشده آزمایشگاهی و در جدول ۸ - ۱۰ مقادیر زاویه اصطکاک داخلی تعدادی از سنگها ارائه شده است. با داشتن ظرفیت باربری نهایی، برای تعیین ظرفیت باربری مجاز، ضریب اطمینان حداقلی مساوی ۳ باید منظور شود. بنابراین:

$$Q_{\text{p(alt)}} = \frac{[q_u(N_\phi + 1)]A_p}{FS}$$

مثال ۸-۱۴

یک شمع بتنی پیش‌تنیده به طول ۱۵ متر به‌طور کامل در یک لایهٔ رسی نفوذ کرده و نوک آن بر روی بستر سنگی از جنس ماسه سنگ متکی است. اطلاعات موجود به شرح زیر می‌باشند:
برای شمع:

(به جدول ۸-۳ الف مراجعه شود) $D = 406 \text{ mm}$ با مقطع مربع

مقاومت بتن $= 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$

برای ماسه سنگ:

مقاومت فشاری محدود نشده آزمایشگاهی $= 71.4 \text{ N/mm}^2 = 71400 \text{ kN/m}^2$

$\phi = 28^\circ$ زاویه اصطکاک داخلی

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز با ضریب اطمینان ۴

حلی:

با استفاده از رابطهٔ ۸-۵۶:

$$q_{\text{design}} = \frac{q_{\text{ult,sta}}}{5} = \frac{71400}{5} = 14280 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ult}} = \frac{[q_u(N_\phi + 1)]A_p}{FS}$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 2.77$$

$$Q_{\text{ult}} = \frac{[14280 (2.77 + 1)]}{4} (0.406)^2 = 2218 \text{ kN}$$

در جدول ۸-۳ ب ظرفیت باربری مجاز سازه‌ای این شمع ۱۴۲۵ کیلونیوتن می‌باشد که از مقدار فوق کمتر است، در نتیجه ظرفیت باربری مجاز شمع مساوی ۱۴۲۵ کیلونیوتن منظور می‌شود.

۸-۹ نشست شمعها

نشست یک شمع تحت بار بهره‌برداری قائم ناشی از سه عامل می‌باشد:

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

(۸-۵۷)

که در آن:

$$s = \text{نشست کلی شمع}$$

$$s_1 = \text{نشست به علت تغییر شکل الاستیک تنه شمع}^1$$

$$s_2 = \text{نشست الاستیک خاک در نوک شمع}$$

$$s_3 = \text{نشست الاستیک خاک اطراف تنه شمع}$$

در ادامه، روش محاسبه هر یک از سه جزء نشست کلی شمع ارائه می‌شود.

تعیین نشست s_1

در صورتی که مصالح شمع الاستیک فرض شود، با استفاده از اصول مکانیک، تغییر شکل الاستیک تنه شمع طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (58-8)$$

که در آن:

$$Q_{wp} = \text{بار حمل شده در نوک شمع تحت بار بهره‌برداری}$$

$$Q_{ws} = \text{بار حمل شده به وسیله مقاومت اصطکاکی تحت بار بهره‌برداری}$$

$$A_p = \text{سطح مقطع عرضی شمع}$$

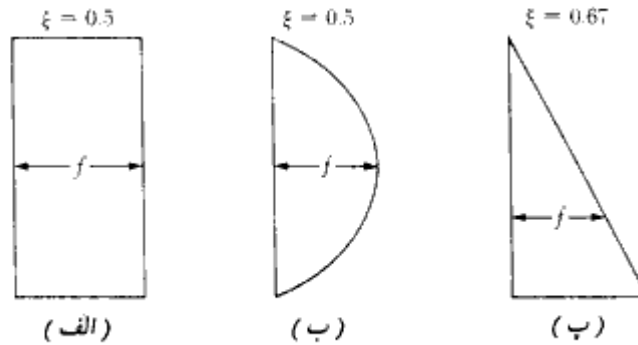
$$L = \text{طول شمع}$$

$$E_p = \text{ضریب الاستیسیته مصالح شمع}$$

مقدار ξ بستگی به توزیع نیروی مقاوم اصطکاکی (جلدی) در ارتفاع شمع دارد. در شکل ۸-۲۶ مقادیر ξ برحسب نوع تغییرات نیروی مقاوم اصطکاکی ارائه شده است.

تعیین نشست s_2

نشست الاستیک خاک به علت بار حمل شده در نوک شمع را می‌توان به روشی مشابه شالوده‌های



شکل ۸-۲۶- ضریب ξ برحسب تغییرات نیروی مقاومت اصطکاکی در ارتفاع شمع

سطحی تعیین کرد (رابطه ۳-۶۷):

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (۵۹-۸)$$

که در آن:

D = عرض یا قطر شمع

q_{wp}/A_p = بار نوک شمع بر واحد سطح

E_s = ضریب الاستیسیته خاک در زیر یا حوالی نوک شمع

μ_s = ضریب پواسون خاک

I_{wp} = ضریب تأثیر

برای تمام مقاصد عملی، I_{wp} را می توان مساوی α (مطابق رابطه ۳-۶۷) در نظر گرفت و مقدار آن را از شکل ۳-۲۳ محاسبه کرد. در غیاب هرگونه نتایج تجربی، مقدار ضریب پواسون را می توان از جدول ۳-۶ تعیین کرد.

وسپک (۱۹۷۷) یک روش نیمه تجربی برای تعیین نشست s_2 معرفی کرد. این روش را

می توان طبق رابطه زیر تعریف کرد:

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \quad (۶۰-۸)$$

که در آن:

q_p = ظرفیت باربری نهایی نوک (بر واحد سطح)

C_p = یک ضریب تجربی طبق جدول ۸-۱۱

جدول ۸-۱۱ - مقادیر نمونه C_p (رابطه ۸-۶۰)

نوع خاک	شمع درجاریز	شمع کوبیده شده
ماسه (تراکم نا شل)	Sand (dense to loose)	0.02-0.04
رسی (سفت تا نرم)	Clay (stiff to soft)	0.02-0.03
لای (تراکم نا شل)	Silt (dense to loose)	0.03-0.05

تعیین نشست s_3

نشست الاستیک خاک به علت بار حمل شده توسط تنه شمع را می‌توان با استفاده از رابطه‌ای شبیه به رابطه ۸-۵۹ تعیین کرد:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (۸-۶۱)$$

که در آن:

p = محیط شمع

L = طول مدفون شمع

I_{ws} = ضریب تأثیر

توجه شود که جمله Q_{ws}/pL در رابطه ۸-۶۱، مقدار متوسط f در امتداد تنه شمع است. مقدار ضریب تأثیر I_{ws} با استفاده از رابطه ساده و تجربی زیر قابل تعیین است (وسیک ۱۹۷۷)

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (۸-۶۲)$$

وسیک رابطه نیمه تجربی ساده‌ای برای محاسبه s_3 نیز ارائه می‌دهد:

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (۸-۶۳)$$

که در آن:

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p \quad (۶۴-۸)$$

مقدار C_p موجود در رابطه فوق را می توان به کمک جدول ۸-۱۱ تعیین کرد.

مثال ۸-۱۲

شمع مورد بحث در مثالهای ۸-۱ تا ۸-۷ را در نظر بگیرید. بار بهره برداری مجاز ۳۳۸ کیلونیوتن است. اگر ۲۴۰ کیلونیوتن از این بار توسط اصطکاک جدار تنه شمع و ۹۸ کیلونیوتن آن توسط نوک حمل شود، مطلوب است تعیین نشست شمع.

$$E_p = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2, E_s = 30,000 \text{ kN/m}^2, \mu_s = 0.3$$

حل:

طبق رابطه ۸-۵۷ داریم:

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

با استفاده از رابطه ۸-۵۸ می توان نوشت:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

$$\xi = 0.6 \text{ and } E_p = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$s_1 = \frac{[97 + (0.6)(240)]12}{(0.305)^2(21 \times 10^6)} = 0.00148 \text{ m} = 1.48 \text{ mm}$$

با استفاده از رابطه ۸-۵۹:

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$I_{wp} = 0.82 \text{ (شکل ۳-۲۳)}$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{98}{(0.305)^2} = 1042.7 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = \left[\frac{(1042.7)(0.305)}{30,000} \right] (1 - 0.3^2)(0.82) = 0.0079 \text{ m} = 7.9 \text{ mm}$$

با استفاده از رابطه ۸ - ۶۱:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{wz}}{\rho L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wz}$$

$$I_{wz} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{12}{0.305}} = 4.2$$

$$s_3 = \frac{240}{(\pi \times 0.305)(12)} \left(\frac{0.305}{30,000} \right) (1 - 0.3^2)(4.2) = 0.00081 \text{ m} = 0.81 \text{ mm}$$

بنابراین نشست کلی برابر است با:

$$s = 1.48 + 7.9 + 0.81 = 10.19 \text{ mm}$$

۸-۱۰ ظرفیت کششی شمعهها

در عمل موارد متعددی وجود دارد که شمعهها تحت نیروی کششی قرار می‌گیرند. مقاومت کششی نهایی شمعهها به‌نحو چشمگیری مورد توجه محققین نبوده است. مقاومت نهایی کلی شمع تحت نیروی کششی را می‌توان طبق رابطه زیر نوشت: (شکل ۸ - ۲۷)

$$T_{ug} = T_{un} + W \quad (۸-۶۵)$$

که در آن:

$$T_{ug} = \text{ظرفیت کششی نهایی کلی شمع}$$

$$T_{un} = \text{ظرفیت کششی نهایی خالص شمع}$$

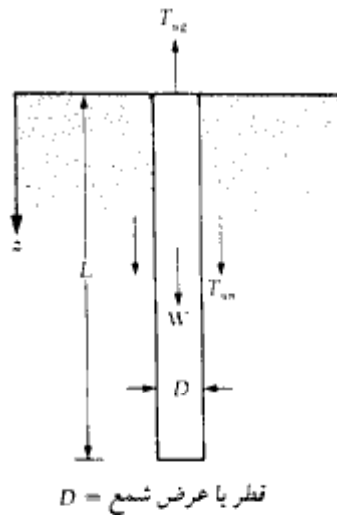
$$W = \text{وزن مؤثر شمع}$$

ظرفیت کششی شمعهها در رس

ظرفیت کششی نهایی خالص شمعههای کوبیده شده در رس اشباع، توسط دس و سیلی^۱ (۱۹۸۲) مورد مطالعه قرار گرفته است. طبق این مطالعه، ظرفیت کششی نهایی خالص شمعهها از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$T_{un} = Lp\alpha'c_v$$

(۸-۶۶)



شکل ۸ - ۲۷ - ظرفیت کششی شمع

که در آن:

$L =$ طول شمع

$P =$ محیط مقطع شمع

$\alpha' =$ ضریب چسبندگی در سطح تماس خاک - شمع

$c_u =$ چسبندگی زهکشی نشده رس

برای شمعهای بتنی در جاریز:

$$\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u \quad (\text{برای } c_u \leq 80 \text{ kN/m}^2) \quad (۶۷ - ۸)$$

$$\alpha' = 0.4 \quad (\text{for } c_u > 80 \text{ kN/m}^2) \quad \text{و} \quad (۶۸ - ۸)$$

برای شمعهای لوله‌ای:

$$\alpha' = 0.715 - 0.0191c_u \quad (\text{برای } c_u \leq 27 \text{ kN/m}^2) \quad (۶۹ - ۸)$$

$$\alpha' = 0.2 \quad (\text{for } c_u > 27 \text{ kN/m}^2) \quad \text{و} \quad (۷۰ - ۸)$$

شمعها در ماسه

وقتی که شمع در خاک دانه‌ای کوبیده می‌شود ($c = 0$)، ظرفیت کششی نهایی خالص را می‌توان از

رابطه زیر تعیین کرد:

$$T_{un} = \int_0^L (f_u p) dz \quad (۷۱-۸)$$

که در آن:

f_u = مقاومت اصطکاکی واحد سطح جانبی شمع در حین کشش

p = محیط سطح مقطع شمع

تغییرات f_u معمولاً مطابق شکل ۸-۲۸ الف می‌باشد که مقدار آن در ابتدا تا $L_{cr} = z$ افزایش پیدا کرده و بعد از آن ثابت می‌ماند. برای $L_{cr} \leq z$ داریم:

$$f_u = K_u \sigma'_v \tan \delta \quad (۷۲-۸)$$

که در آن:

K_u = ضریب برکنش^۱

σ'_v = تنش قائم مؤثر در عمق z

δ = ضریب اصطکاک خاک - شمع

تغییرات ضریب برکنش با زاویه اصطکاک خاک ϕ در شکل ۸-۲۸ ب نشان داده شده است. برپایه تحقیقات نگارنده، به نظر می‌رسد که مقادیر L_{cr} و δ بستگی به تراکم نسبی خاک دارند. در شکل ۸-۲۸ پ طبیعت تقریبی این تغییرات برحسب تراکم نسبی خاک نشان داده شده است. برای محاسبه ظرفیت کششی نهایی خالص شمعها، روش زیر پیشنهاد می‌شود:

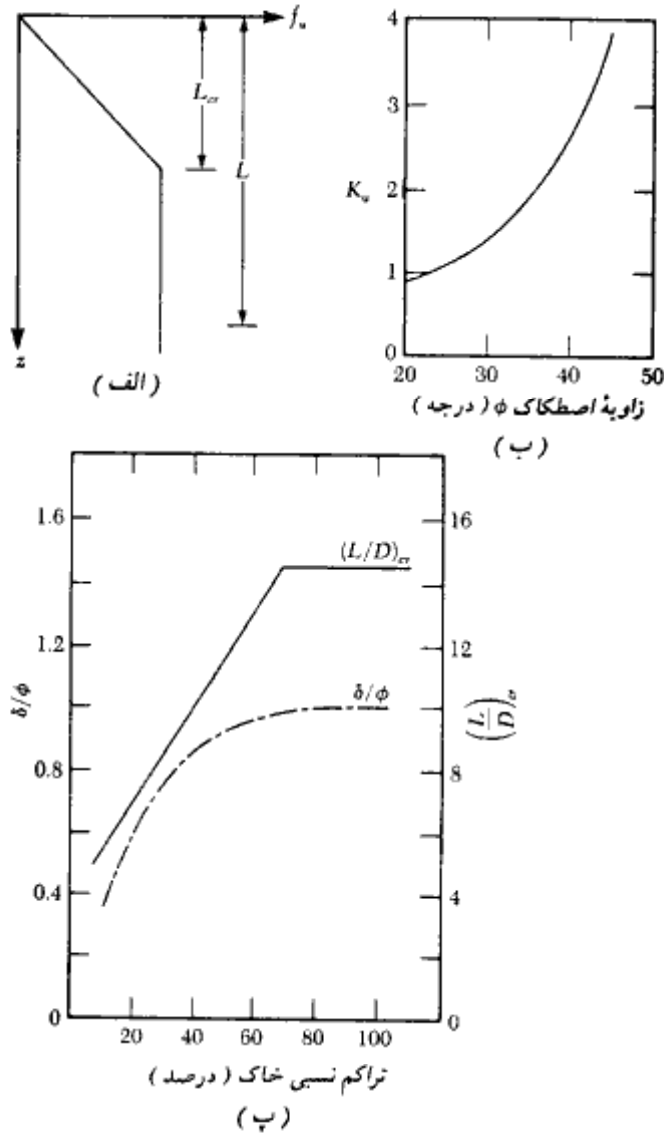
۱. تراکم نسبی خاک را تعیین کرده و با استفاده از شکل ۸-۲۸ ب، مقدار L_{cr} را به دست آورید.

۲. اگر طول شمع L ، کوچکتر و یا مساوی L_{cr} باشد، خواهیم داشت:

$$T_{un} = p \int_0^L f_u dz = p \int_0^L (\sigma'_v K_u \tan \delta) dz \quad (۷۳-۸)$$

در خاکهای خشک، $\sigma'_v = \gamma z$ می‌باشد (γ وزن مخصوص خاک است)، در نتیجه:

$$\begin{aligned} T_{un} &= p \int_0^L (\sigma'_v K_u \tan \delta) dz = p \int_0^L \gamma z K_u \tan \delta dz \\ &= \frac{1}{2} p \gamma L^2 K_u \tan \delta \end{aligned} \quad (۷۴-۸)$$



شکل ۸-۲۸ - (الف) تغییرات f_v در عمق، (ب) ضریب برگشتش K_v ، (پ) تغییرات δ/ϕ و $(L/D)_{cr}$ یا تراکم نسبی ماسه

مقادیر K_v و δ را می‌توان از شکل ۸-۲۸ - ب و پ به‌دست آورد.
 ۳. برای حالتی که در آن $L > L_{cr}$ است:

$$T_{un} = p \int_0^L f_u dz = p \left[\int_0^{L_{cr}} f_u dz + \int_{L_{cr}}^L f_u dz \right]$$

$$= p \left\{ \int_0^{L_{cr}} [\sigma'_v K_u \tan \delta] dz + \int_{L_{cr}}^L [\sigma'_{v(at z=L_{cr})} K_u \tan \delta] dz \right\} \quad (۷۵-۸)$$

در خاک خشک، رابطه ۸-۷۵ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$T_{un} = \frac{1}{2} p \gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + p \gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr}) \quad (۷۶-۸)$$

مقادیر K_u و δ را می‌توان از اشکال ۸-۲۸ ب و پ به دست آورد. برای تعیین ظرفیت کششی مجاز شمع، باید ضریب اطمینانی مساوی ۲ تا ۳ بر ظرفیت کششی نهایی کلی شمع (رابطه ۸-۶۵) اعمال شود:

$$T_{u(alt)} = \frac{T_{ug}}{FS}$$

که در آن:

$$T_{u(alt)} = \text{ظرفیت کششی مجاز}$$

مثال ۸-۱۵

برای شمع لوله‌ای داده شده در مثال ۸-۱۲، مطلوب است تعیین ظرفیت کششی نهایی خالص.

حل:

برای این مثال از رابطه ۸-۶۶ استفاده می‌شود. از آنجایی که لایه‌های رسی فوقانی و تحتانی دارای $c_u > 27 \text{ kN/m}^2$ می‌باشند، مقدار α برای هر دو لایه مساوی $0/2$ می‌باشد. از رابطه ۸-۶۶ داریم:

$$T_{un} = p \alpha \Sigma c_u \Delta L = \pi (0.406) (0.2) [(30)(10) + (100)(20)]$$

$$= 586.7 \text{ kN}$$

مثال ۸-۱۹

با مراجعه به مثال ۸-۱، برای شمع بنشی، مطلوب است تعیین ظرفیت کششی نهایی خالص، تراکم نسبی خاک را ۶۰ درصد منظور نمایید.

حل:

با استفاده از شکل ۸-۲۸، پ، برای تراکم نسبی ۶۰ درصد $(L/D)_{cr} \approx 12.7$ می‌باشد. بنابراین:

$$L_{cr} = (12.7)(0.305) = 3.87 \text{ m}$$

چون $L = 12 \text{ m} > L_{cr}$ است، باید از رابطه ۸-۷۶ استفاده شود:

$$T_{um} = \frac{1}{2} p \gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + p \gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr})$$

با استفاده از شکل ۸-۲۸، ب برای $\phi = 35^\circ$ مقدار $K_u = 1.9$ می‌باشد. به‌طور مشابه با استفاده از شکل ۸-۲۸، پ، برای تراکم نسبی ۶۰ درصد، مقدار $\delta/\phi \approx 0.97$ به‌دست می‌آید. بنابراین:

$$\delta = (0.97)(35) = 33.95^\circ$$

با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه ۸-۷۶ به‌دست می‌آید:

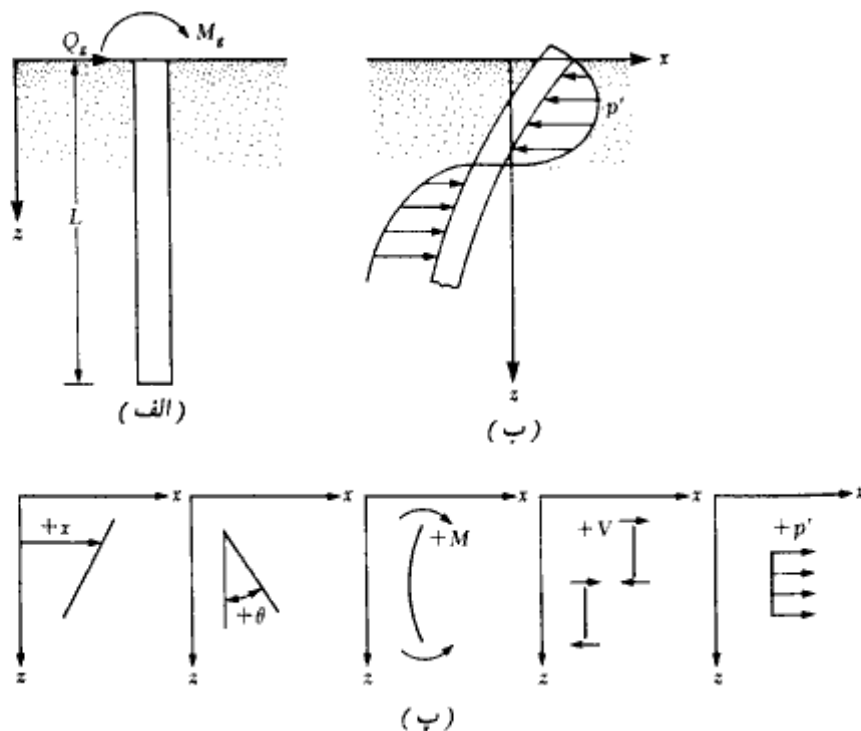
$$\begin{aligned} T_{um} &= \left(\frac{1}{2}\right)(4 \times 0.305)(16.8)(3.87)^2(1.9) \tan(33.95) \\ &\quad + (4 \times 0.305)(16.8)(3.87)(1.9) \tan(33.95)(12 - 3.87) \\ &= 1021.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

۸-۱۱ شمعی‌های قائم تحت بار جانبی

خاکهای دانه‌ای

حل عمومی روابط لنگر و تغییر مکان یک شمع قائم که تحت بار جانبی و لنگر متمرکز در سطح زمین است، توسط متلوک، وریس^۱ (۱۹۶۰) ارائه شد. شمعی به طول L که تحت اثر بار جانبی Q و لنگر M_0 در سطح زمین (یعنی $z = 0$) قرار دارد، مطابق شکل ۸-۲۹ الف در نظر گرفته می‌شود. در

1- Matlock and Reese



شکل ۸-۲۹ - (الف) شمع تحت بار جانبی، (ب) تغییرشکل و واکنش خاک برای شمع تحت بار جانبی، (پ) قرارداد علامت برای تغییر مکان، شیب، لنگر، برش، و واکنش خاک.

شکل ۸-۲۹ - ب تغییرشکل عمومی و همچنین توزیع واکنش خاک برای چنین شمعی نشان داده شده است.

طبق مدل وینکلر، یک محیط الاستیک (که در این حالت خاک اطراف شمع است) را می‌توان به وسیله یک سری فنر الاستیک نزدیک به هم جایگزین نمود. با این فرض می‌توان نوشت:

$$k = \frac{p' \text{ (kN/m)}}{x \text{ (m)}} \quad (۷۷ - ۸)$$

که در آن:

$$k = \text{ضریب واکنش بستر}^1$$

¹ *l*- modulus of subgrade reaction

$p' =$ فشار واکنشی خاک

$x =$ تغییر شکل

ضریب واکنش بستر برای خاکهای دانه‌ای در عمق z ، می‌تواند به صورت زیر نشان داده شود:

$$k_z = n_h z \quad (۷۸-۸)$$

که در آن:

$n_h =$ ثابت ضریب واکنش افقی خاک

با مراجعه به شکل ۸-۲۹ ب و استفاده از تئوری تیر روی بستر الاستیک، می‌توان نوشت:

$$E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} = p' \quad (۷۹-۸)$$

که در آن:

$E_p =$ ضریب الاستیسیته مصالح شمع

$I_p =$ ممان اینرسی مقطع شمع

بر پایه مدل وینکلر، داریم:

$$p' = -kx \quad (۸۰-۸)$$

وجود علامت منفی در رابطه فوق از این جهت است که واکنش خاک در جهت مخالف تغییر شکل شمع است.

با ترکیب روابط ۸-۷۹ و ۸-۸۰ به دست می‌آید:

$$E_p I_p \frac{d^4 x}{dz^4} + kx = 0 \quad (۸۱-۸)$$

با حل رابطه فوق، نتایج زیر حاصل می‌شود:

تغییر شکل جانبی شمع در هر عمق $[x_2(z)]$

$$x_2(z) = A_x \frac{Q_x T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_x T^2}{E_p I_p} \quad (۸۲-۸)$$

شیب شمع در هر عمق $[\theta_2(z)]$

$$\theta_2(z) = A_\theta \frac{Q_x T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_x T}{E_p I_p} \quad (۸۳-۸)$$

لنگر خمشی شمع در هر عمق $[M_z(z)]$

$$M_z(z) = A_m Q_0 T + B_m M_0 \quad (۸۴ - ۸)$$

نیروی برشی شمع در هر عمق $[V_z(z)]$

$$V_z(z) = A_v Q_0 + B_v \frac{M_0}{T} \quad (۸۵ - ۸)$$

واکنش خاک در هر عمق $[p'_z(z)]$

$$p'_z(z) = A_p \frac{Q_0}{T} + B_p \frac{M_0}{T^2} \quad (۸۶ - ۸)$$

که در آن $A_x, B_x, A_0, B_0, A_m, B_m, A_p, B_p, A_v, B_v$ ضرایب هستند و:

$T =$ طول مشخصه سیستم خاک - شمع

$$T = \sqrt{\frac{E_p I_e}{n_h}} \quad (۸۷ - ۸)$$

در رابطه ۸ - ۷۸ تعریف شده است.

در صورتی که طول شمع $L \geq 5T$ باشد، به‌عنوان شمع بلند در نظر گرفته می‌شود. برای $L \leq 2T$ ، شمع صلب در نظر گرفته می‌شود. در جدول ۸ - ۱۲ مقادیر ضرایب روابط ۸ - ۸۲ و تا ۸ - ۸۶ برای شمعهای بلند ($L/T \geq 5$) ارائه شده است. توجه شود که Z موجود در ستون اول این جدول، عمق بدون بعد است. یعنی:

$$Z = \frac{z}{T} \quad (۸۸ - ۸)$$

قرارداد علامت توابع $x_z(z)$ ، $\theta_z(z)$ ، $M_z(z)$ ، $V_z(z)$ و $p'_z(z)$ در تعیین مقادیر جدول ۸ - ۱۲ از آنها استفاده شده، در شکل ۸ - ۲۹ - پ نشان داده شده است. در شکل ۸ - ۳۰ نیز تغییرات B_m و A_m ، B_x ، A_x برای مقادیر مختلف $L/T = Z_{max}$ نشان داده شده است. این اشکال بر این نکته دلالت دارند که برای L/T بزرگتر از حدود ۵، ضرایب تغییر نمی‌کنند. این مسئله فقط از خصوصیات شمعهای بلند می‌باشد.

جدول ۸-۱۲ - ضرایب شمعهای بلند $k_s = n_s z$

Z	A_s	A_p	A_m	A_r	A_p	B_s	B_p	B_m	B_r	B_p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

From *Drilled Pier Foundations*, by R. J. Woodwood, W. S. Gardner, and D. M. Greer. Copyright 1972 by McGraw-Hill. Used with the permission of McGraw-Hill Book Company.

برای تعیین طول مشخصه T برای شمع، لازم است مقدار صحیحی برای n_s فرض شود. در جدول ۸-۱۳، مقادیر نمونه برای n_s ارائه شده است.

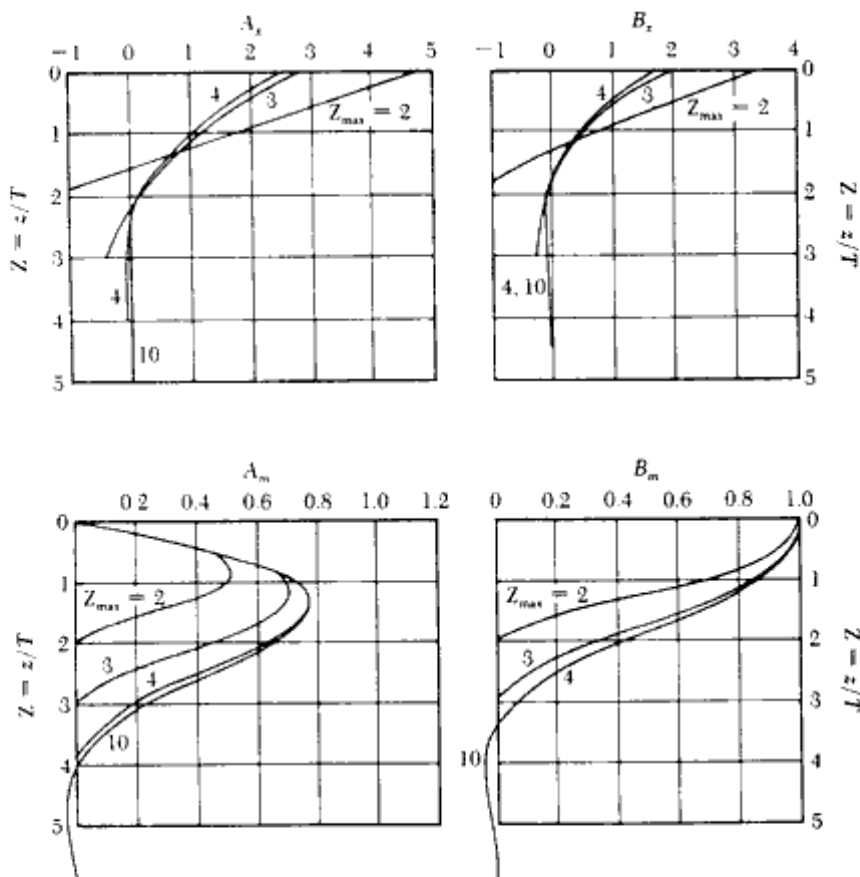
خاکهای چسبنده

برای شمعهای فرو رفته در لایه‌های رسی، با حلی مشابه حل روابط ۸-۸۲ تا ۸-۸۶ دیویسون، و گیل (۱۹۶۳)^۱ به نتایج زیر رسیدند:

جدول ۸-۱۳ - مقادیر نمونه برای n_s

نوع خاک	n_s (kN/m ³)
ماسه خشک یا مرطوب	نسب: 1800-2200 متوسط: 5500-7000 متراکم: 15000-18000
ماسه غوطه‌ور	نسب: 1000-1400 متوسط: 3500-4500 متراکم: 9000-12000

توجه: $1 \text{ kN/m}^3 = 6.36 \text{ lb/ft}^3$



شکل ۸-۳۰- تغییرات \$B_m, A_m, B_x, A_x\$ با عمق \$Z\$ (متلوک و ریس ۱۹۶۰)

تغییر شکل جانبی شمع:

$$x_z(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \quad (۸۹-۸)$$

لنگر خمشی:

$$M_z(z) = A'_m Q_g R + B'_m M_g \quad (۹۰-۸)$$

که در روابط فوق \$B'_m, A'_m, B'_x, A'_x\$ ضریب هستند و

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \quad (۹۱ - ۸)$$

مقادیر ضرایب A و B در شکل ۸ - ۳۱ ارائه شده‌اند. توجه شود که در این شکل:

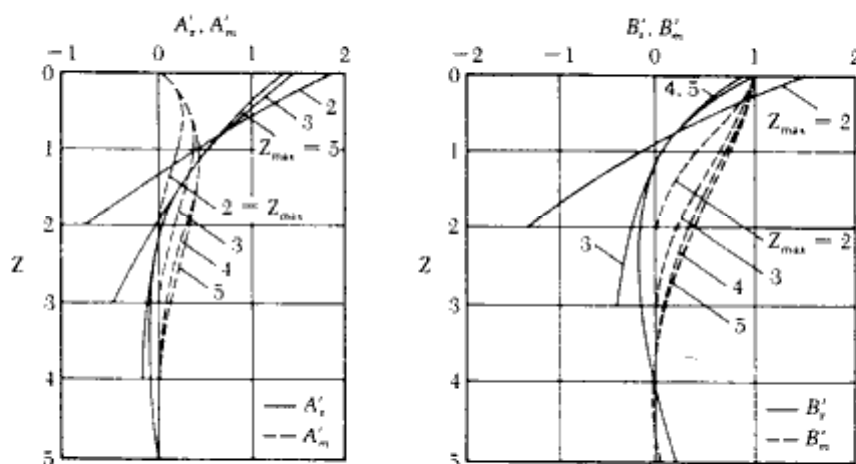
$$Z = \frac{z}{R} \quad (۹۲ - ۸)$$

و

$$Z_{max} = \frac{L}{R} \quad (۹۳ - ۸)$$

برای استفاده از روابط ۸ - ۸۹ و ۸ - ۹۰ باید مقدار طول مشخصه R معلوم باشد. این مقدار را به شرط اینکه ضریب واکنش خاک معلوم باشد، می‌توان از رابطه ۸ - ۹۱ محاسبه نمود. برای ماسه ضریب واکنش بستر با رابطه ۸ - ۷۸ تعریف می‌شود که نشان‌دهنده تغییرات خطی آن با عمق است. لیکن در خاکهای چسبنده، می‌توان فرض کرد که ضریب واکنش بستر تقریباً با عمق ثابت است. وسیک (۱۹۶۱) رابطه زیر را برای تخمین مقدار k در خاکهای رسی ارائه داد:

$$k = 0.65 \sqrt[3]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p} \frac{E_s}{1 - \mu_s^2}} \quad (۹۴ - ۸)$$



شکل ۸ - ۳۱ - تغییرات A'_i, B'_i, A''_m و B''_m با Z (دیویسون، وگیل ۱۹۶۳)

که در آن:

E_s = ضریب الاستیسیته خاک

D = عرض یا قطر شمع

μ_s = ضریب پواسون خاک

ضریب الاستیسیته E_s را می‌توان از آزمایش آزمایشگاهی نحکیم با استفاده از رابطه زیر تعیین کرد:

$$E_s = \frac{3(1 - \mu_s)}{m_v} \quad (۹۵ - ۸)$$

که در آن:

m_v = ضریب قابلیت فشرده‌گی حجمی (به فصل ۱ مراجعه نمایید)

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta p(1 + e_{sv})}$$

مقدار ضریب پواسون μ_s را می‌توان چیزی بین ۰/۳ تا ۰/۴ فرض کرد.

مثال ۸-۱۷

یک شمع H از نیمرخ (HP 250 × 0.834) به طول ۲۵ متر که به‌طور کامل در یک خاک ماسه‌ای مدفون است، در نظر بگیرید. تغییر مکان مجاز بالای شمع ۸ میلی‌متر می‌باشد. مطلوب است تعیین بار جانبی مجاز Q_0 . مقدار لنگر متمرکز خارجی M_0 را صفر فرض کنید. $n_s = 12,000 \text{ kN/m}^3$ می‌باشد.

حل:

با استفاده از جدول ۸-۱ الف، مشخصات شمع HP 250 × 0.834 به‌شرح زیر است:

$$I_p = 123 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (\text{در حول محور قوی})$$

$$E_p = 207 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از رابطه ۸-۸۷

$$T = \sqrt{\frac{E_p I_p}{n_s}} = \sqrt{\frac{(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}{12,000}} = 1.16 \text{ m}$$

$$L/T = 25/1.16 = 21.55 > 5$$

پس شمع بلند است. از طرفی چون $M_0 = 0$ است، رابطه ۸-۸۲ به شکل زیر در می آید:

$$x_1(z) = A_x \frac{Q_0 T^3}{E_p I_p}$$

در نتیجه:

$$Q_0 = \frac{x_1(z) E_p I_p}{A_x T^3}$$

در $z = 0$ از جدول ۸-۱۲ مقدار $A_x = 2.435$ به دست می آید و تغییر مکان جانبی مجاز نیز ۸ میلیمتر است ($x_1(z=0) = 8 \text{ mm} = 0.008 \text{ m}$). با گذاشتن این مقادیر در رابطه به دست آمده، خواهیم داشت:

$$Q_0 = \frac{(0.008)(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}{(2.435)(1.16^3)} = 53.59 \text{ kN}$$

مقدار $Q_0 = 53.59 \text{ kN}$ بر پایه محدود کردن تغییر شکل جانبی بالای شمع به دست آمد. لازم است مقدار Q_0 بر پایه ظرفیت خمشی شمع نیز به دست آید. برای این منظور با مراجعه به رابطه ۸-۸۴ با $M_0 = 0$ خواهیم داشت:

$$M_1(z) = A_m Q_0 T$$

طبق جدول ۸-۱۲، حداکثر مقدار A_m مساوی 0.772 می باشد. از طرف دیگر ظرفیت خمشی مجاز شمع برابر است با:

$$M_{z(\max)} = \sigma_{\text{all}} \frac{I_p}{d_1/2}$$

$$\sigma_{\text{all}} = 125,000 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = 123 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad \text{و} \quad d_1 = 0.254 \text{ m}$$

$$\frac{I_p}{\left(\frac{d_1}{2}\right)} = \frac{123 \times 10^{-6}}{\left(\frac{0.254}{2}\right)} = 968.5 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

می توان نوشت:

$$Q_0 = \frac{M_{z(\max)}}{A_m T} = \frac{(968.5 \times 10^{-6})(125,000)}{(0.772)(1.16)} = 135.2 \text{ kN}$$

با مقایسه دو مقدار به دست آمده برای Q_u ، ملاحظه می‌شود که مقدار به دست آمده بر مبنای تغییر شکل جانبی ۸ میلی‌متر در بالای شمع حاکم است. در نتیجه:

$$Q_u = 53.59 \text{ kN}$$

کنترل فشار حداکثر

$$p'_z(Z) = A_p \cdot \frac{Q_u}{T} \quad (\text{رابطه ۸-۸۶})$$

$$A_p (\text{حداکثر}) = -0.977 \quad (\text{جدول ۸-۱۲})$$

$$p'_z(Z) = -0.977 \times \frac{53.59}{1.16} = -45.14 \text{ kN/m}$$

خاک باید قابلیت حمل فشار فوق را داشته باشد.

۸-۱۲ روابط کوبیدن شمع^۱

در کنار روابطی که ظرفیت باربری شمع را با استفاده از پارامترهای خاک به دست می‌دهند، روابطی وجود دارند که به کمک آنها می‌توان ظرفیت نهایی شمع را در حین کوبیدن تعیین کرد. این روابط به روابط کوبیدن شمع و یا روابط دینامیک معروف هستند و از اهمیت عملی زیادی برخوردار می‌باشند. به کمک این روابط می‌توان در حین کوبیدن این مسئله را کنترل کرد که آیا طول طراحی شده شمع بر پایه روابط پارامترهای خاک (روابط استاتیک)، ظرفیت باربری کافی در شمع ایجاد می‌کند یا نه.

یکی از قدیمترین روابط دینامیک، رابطه ENR^۲ می‌باشد که بر پایه تئوری کار-انرژی به دست می‌آید. بدین معنی که:

عمق نفوذ در هر ضربه \times مقاومت شمع = انرژی اعمال شده در اثر چکش در هر ضربه
طبق رابطه ENR، مقاومت نهایی Q_u شمع از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \quad (۸-۹۶)$$

که در آن:

W_R = وزن چکش (به عنوان مثال به جدول ۸-۶ مراجعه نمایید)

1- Pile driving Formulas

2- Engineering News Record

h = ارتفاع سقوط چکش

S = عمق نفوذ شمع در هر ضربه چکش

C = مقدار ثابت

مقدار نفوذ S شمع، معمولاً مساوی مقدار متوسط چند ضربه آخر در نظر گرفته می‌شود.

در شکل اولیه رابطه، مقدار C به صورت زیر پیشنهاد شده است:

(اگر واحد S و h برحسب اینچ بیان شود) $C = 1 \text{ in.}$ → برای چکش سقوطی

(اگر واحد S و h برحسب اینچ بیان شود) $C = 0.1 \text{ in.}$ → برای چکش بخار

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز، ضریب اطمینانی در حدود ۶ توصیه می‌شود.

برای شمعکوبهای بخاری یک طرفه و دو طرفه، جمله $W_R h$ می‌تواند با EH_E جایگزین شود

که در آن E راندمان شمعکوب و H_E انرژی آن می‌باشد. بنابراین برای این شمعکوبها داریم:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \quad (97-8)$$

طی سالهای متمادی، تجدیدنظرهای متعددی روی رابطه ENR انجام گرفت. شکل کنونی رابطه که

به ENR اصلاح شده معروف است، به شکل زیر می‌باشد:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \cdot \frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P} \quad (98-8)$$

که در آن:

E = راندمان شمعکوب

C = مساوی ۰/۱ اینچ اگر S و h برحسب اینچ بیان شوند.

W_P = وزن شمع

n = ضریب بازگشت^۱ بین چکش و کلاهکش شمع

در جدول زیر راندمان E شمعکوبهای مختلف ارائه شده است:

1- restitution

نوع شمعکوب	راندمان E
شمعکوبهای بخاری و یا هوای فشرده یکطرفه و دوطرفه	۰/۷ تا ۰/۸۵
شمعکوبهای دیزل	۰/۹ تا ۰/۸
شمعکوبهای سقوط آزاد	۰/۷ تا ۰/۹

مقادیر نمونه ضریب بازگشت n نیز طبق جدول زیر است:

مصلح شمع	ضریب بازگشت n
چکش چدنی و شمع بتنی (بدون کلاهک)	۰/۴ تا ۰/۵
بالشتک چوبی روی شمع فولادی	۰/۳ تا ۰/۴
شمع چوبی	۰/۲۵ تا ۰/۳

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز، ضریب اطمینانی بین ۴ تا ۶ بر رابطه ۸-۹۸ اعمال می‌شود. کمیته شاهرهای میشیگان (۱۹۵۶) یک برنامه تحقیقاتی برای تعیین یک رابطه منطقی کوبیدن شمع به مرحله اجرا در آورد. در سه منطقه، مجموعاً ۸۸ شمع کوبیده شد. بر پایه این آزمایشها، شکل اصلاح شده دیگری از رابطه ENR نتیجه شد:

$$Q_u = \frac{1.25H_E}{S+C} \frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P} \quad (۹۹-۸)$$

که در آن:

H_E = انرژی حداکثر شمعکوب که توسط سازنده مشخص می‌شود.

C = مساوی ۰/۱ اینچ

واحد S برحسب اینچ است و برای تعیین ظرفیت باربری مجاز، باید ضریب اطمینان ۶ بر رابطه اعمال شود.

رابطه دیگری که به رابطه دانمارکی^۱ معروف است، نتایجی با قابلیت اعتمادی در حد روابط دیگر به دست می‌دهد.

1- Danish formula

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}} \quad (۱۰۰-۸)$$

که در آن:

E = راندمان شمعکوب

H_E = انرژی شمعکوب

E_p = ضریب الاستیسیته مصالح شمع

L = طول شمع

A_p = سطح مقطع شمع

(توجه شود که در رابطه فوق نباید سطح مقطع مغزه خاکی مطابق اشکال ۸-۱۰ ب و پ منظور شود)

در رابطه ۸-۱۰۰ باید از واحدهای سازگار استفاده شود و برای تعیین ظرفیت باربری مجاز، لازم است ضریب اطمینانی بین ۳ تا ۶ بر آن اعمال گردد. دو رابطه متداول دیگر در این زمینه، روابط زیر می‌باشند:

رابطه آیین‌نامه ساختمانی متحد ساحل اقیانوس آرام^۱ (۱۹۸۲)

$$Q_u = \frac{(EH_E) \left(\frac{W_R + nW_L}{W_R + W_L} \right)}{S + \frac{Q_u L}{AE}} \quad (۱۰۱-۸)$$

مقدار n در رابطه قبل مساوی ۰/۲۵ برای شمعهای فولادی و ۰/۱ برای سایر شمعها می‌باشد.

رابطه جانبی^۲

$$Q_u = \frac{EH_E}{K_u S} \quad (۱۰۲-۸)$$

1- Pacific Coast Uniform Building Code formula

2- Janbu's formula

که در آن:

$$K_u = C_d(1 + \sqrt{1 + \lambda/C_d}) \quad (۱۰۳-۸)$$

$$C_d = 0.75 + 0.15(W_p/W_R) \quad (۱۰۴-۸)$$

$$\lambda = (EH_E L/A_p E_p S^2) \quad (۱۰۵-۸)$$

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز از رابطه فوق، ضریب اطمینانی در حدود ۴ تا ۵ باید بر آن اعمال شود.

مثال ۸-۱۸

یک شمع بتنی پیش‌ساخته به مقطع ۱۲×۱۲ اینچ ($۳۰/۵ \times ۳۰/۵$ سانتیمتر) به وسیله یک

شمعکوب ولکان (مدل no.08) با مشخصات زیر کوبیده می‌شود:

(جدول ۸-۶) حداکثر انرژی شمعکوب = 26 kips. ft (36 kN.m)

وزن چکش = 8 kips (36.32 kN)

طول کل شمع = 65 ft (19.81 m)

راندمان شمعکوب = 0.8

ضریب بازگشت = 0.45

وزن کلاهک = 0.72 kip (3.27 kN)

5 = تعداد ضربات برای نفوذ ۱ اینچ در آخرین ضربه‌ها

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع با استفاده از روابط زیر:

الف: رابطه ۸-۹۷ (با ضریب اطمینان ۶)

ب: رابطه ۸-۹۸ (با ضریب اطمینان ۴)

پ: رابطه ۸-۱۰۰ (با ضریب اطمینان ۳)

حل:

قسمت الف: با استفاده از رابطه (۸-۹۷):

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C}$$

داریم:

$$E = 0.8, H_E = 26 \text{ kips} \cdot \text{ft}$$

$$S = \frac{1}{5} = 0.2 \text{ in.}$$

در نتیجه:

$$Q_u = \frac{\overbrace{(0.8)(26)(12)}^{\text{kips} \cdot \text{in.}}}{0.2 + 0.1} = 832 \text{ kips (3777 kN)}$$

پس

$$Q_{ult} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{832}{6} = 138.7 \text{ kips (630 kN)}$$

قسمت ب: با استفاده از رابطه (۸ - ۹۸):

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} = \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

$$\text{وزن شمع} = W_{A_p} \gamma_c = (65 \text{ ft})(1 \text{ ft} \times 1 \text{ ft})(150 \text{ lb/ft}^3) \\ = 9750 \text{ lb} = 9.75 \text{ kips}$$

$$W_p = \text{وزن کلاهک} + \text{وزن شمع} \\ = 9.75 + 0.72 = 10.47 \text{ kips}$$

$$Q_u = \left[\frac{(0.8)(26)(12)}{0.2 + 0.1} \right] \left[\frac{8 + (0.45)^2(9.75)}{8 + 9.75} \right] \\ = (832)(0.562) = 467.6 \text{ kips (2123 kN)}$$

$$Q_{ult} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{467.6}{4} = 116.9 \text{ kips (530 kN)}$$

قسمت پ: رابطه (۸ - ۱۰۰):

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

$$E_p = 3 \times 10^6 \text{ lb/in.}^2 (2.1 \times 10^5 \text{ Mpa})$$

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(26 \times 12)(65 \times 12)}{(2)(12 \times 12)\left(\frac{3 \times 10^2}{1000}\right)}} = 0.475 \text{ in. (12.06 mm)}$$

↑
kips/in.²

در نتیجه:

$$Q_u = \frac{(0.8)(26)(12)}{0.2 + 0.475} = 369.8 \text{ kips (1679 kN)}$$

$$Q_{un} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{369.8}{3} = 123.3 \text{ kips (560 kN)}$$

۸-۱۳ تنشهای تولید شده در شمع در حین کوبیدن

با استفاده از روابط کوبیدن شمع که در قسمت قبل ارائه شد، می‌توان حداکثر تنش تولید شده در شمع را محاسبه نمود. به‌عنوان مثال این کار را می‌توان با استفاده از رابطه اصلاح شده ENR (رابطه ۸-۹۸) انجام داد:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P}$$

در رابطه فوق، S مساوی نفوذ متوسط شمع در هر ضربه شمعکوب است. آن را می‌توان به صورت زیر هم نشان داد:

$$S = \frac{1}{N} \quad (۸-۱۰۶)$$

که در رابطه فوق، S برحسب اینچ و N تعداد ضربات شمعکوب برای نفوذ به اندازه ۱ اینچ می‌باشد. بنابراین:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{\frac{1}{N} + 0.1} \frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P} \quad (۸-۱۰۷)$$

حال می‌توان مقادیر مختلفی برای N برای شمعکوب و شمع مشخصی فرض کرد و Q_u مربوطه را محاسبه نمود. سپس با تقسیم نیروی محاسبه شده بر سطح مقطع شمع، می‌توان مقادیر تنشهای Q_u/A_p را برحسب N داشت. نتایج کار را می‌توان به صورت تغییرات تنش در مقابل N درآورد (شکل ۸-۳۲). به‌عنوان مثال فرض کنید که یک شمع بتنی پیش‌تنیده به طول ۸۰ فوت (۲۴/۳۸ متر) با شمعکوب (MKT) 11B3 کوبیده شود. بعد مقطع شمع ۱۰ اینچ (۲۵/۴ سانتیمتر) اندازه‌گیری شده است. با استفاده از جدول ۸-۳-ب برای این شمع داریم:

$$A_p = 100 \text{ in.}^2 \text{ (645 cm}^2\text{)}$$

وزن شمع برابر است با:

$$W_p = A_p L \gamma_c = \left(\frac{100 \text{ in.}^2}{144} \right) (80 \text{ ft}) (150 \text{ lb/ft}^3) \\ = 8.33 \text{ kips (37.82 kN)}$$

$$\text{وزن کلاهک} = 0.67 \text{ kip (3.04 kN)}$$

$$W_p = 8.33 + 0.67 = 9 \text{ kips (40.86 kN)}$$

مجدداً با استفاده از جدول ۸ - ۶ برای شمعکوب 11B3 داریم:

$$\text{انرژی} = 19.2 \text{ kips} \cdot \text{ft} = H_E = W_R h = (26.57 \text{ kN.m})$$

$$\text{وزن چکش} = 5 \text{ kips} = (22.7 \text{ kN})$$

همچنین فرض نماییم:

$$E = 0.85$$

$$n = 0.35$$

با قرار دادن این مقادیر در رابطه ۸ - ۱۰۷ به دست می آید:

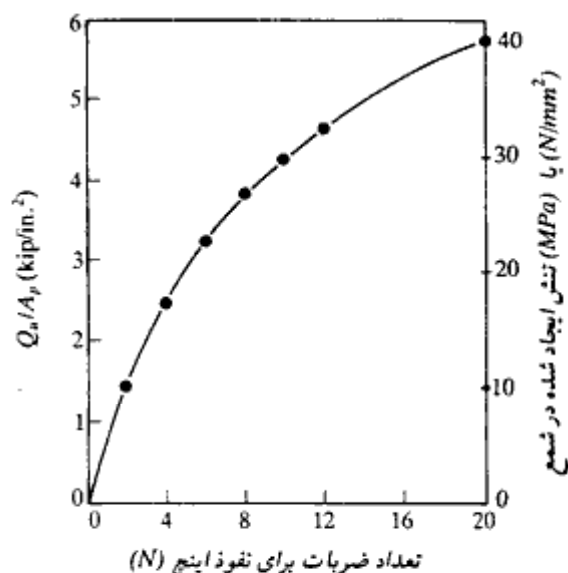
$$Q_u = \left[\frac{(0.85)(19.2 \times 12)}{\frac{1}{N} + 0.1} \right] \left[\frac{5 + (0.35)^2(9)}{5 + 9} \right] = \frac{85.37}{\frac{1}{N} + 0.2} \text{ kips}$$

با استفاده از رابطه فوق می توان جدول زیر را تهیه کرد:

N	Q_u (kips)	A_p (in. ²)	Q_u/A_p (kips/in. ²)	Q_u/A_p Mpa
0	0	100	0	0
2	142.3	100	1.42	9.94
4	243.9	100	2.44	17.08
6	320.1	100	3.20	22.4
8	379.4	100	3.79	26.53
10	426.9	100	4.27	29.89
12	465.7	100	4.66	32.62
20	569.1	100	5.69	39.83

حال می توان نتایج جدول فوق را به صورت نمودار تعداد ضربه برای نفوذ ۱ اینچ در مقابل تنش ایجاد شده در شمع، درآورد (شکل ۸ - ۳۲). با داشتن این نمودار، در عمل می توان با توجه به تعداد ضربات لازم برای نفوذ ۱ اینچ، تنش ایجاد شده در شمع را تعیین نمود.

معمولاً، تنش کوبیدن در شمع چوبی به $0.7f_c$ محدود می شود. این عدد برای شمع بتنی و فولادی به ترتیب مساوی $0.6f_c$ و $0.85\sigma_c$ می باشد. در اغلب اوقات، شمعهای چوبی یا انرژی

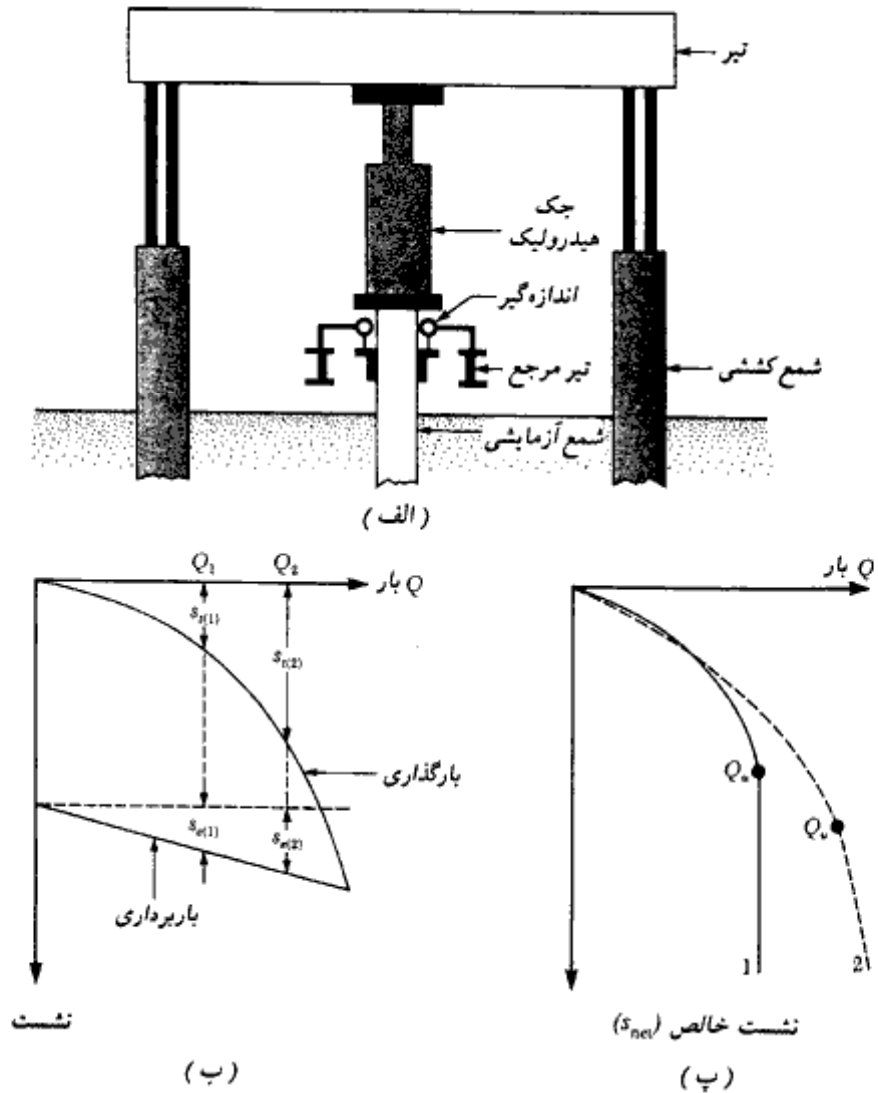


شکل ۸-۳۲

شمعکوب کمتر از ۶۰ کیلونیوتن متر (۴۵ کیلوپوند - فوت) کوبیده می‌شوند و مقاومت کوبیدن اغلب به ۴ تا ۵ ضربه برای نفوذ ۱ اینچ محدود می‌شود. در شمع بتنی مقدار N بین ۶ تا ۸ و در شمع فولادی بین ۱۲ تا ۱۴ انتخاب می‌گردد.

۸-۱۴ آزمایش بارگذاری شمع

در اغلب پروژه‌های بزرگ، باید تعداد مشخصی آزمایش بارگذاری شمع انجام شود. این مسئله ناشی از عدم قطعیت‌های موجود در پیش‌بینی ظرفیت باربری شمعهاست. ظرفیت باربری قائم و جانبی شمع را می‌توان در صحرا آزمایش کرد. در شکل ۸-۳۳ الف یک شکل شماتیک از تجهیزات آزمایش بارگذاری شمع در صحرا نشان داده شده است. این تجهیزات مربوط به آزمایش شمع تحت فشار محوری می‌باشند. نیروی فشاری توسط جک هیدرولیک اعمال می‌شود. افزایش بارگذاری به صورت پله‌ای بوده و پس از هر آزمایش، فرصت کافی برای توقف نشست داده می‌شود. نشست شمع به وسیله یک اندازه‌گیر دقیق اندازه‌گیری می‌شود. مقدار باری که در هر بار افزوده می‌شود، در حدود یک پنجم بار بهره‌برداری شمع می‌باشد و شمع باید بتواند حداقل دو برابر بار بهره‌برداری را تحمل نماید. بعد از رسیدن به بار موردنظر، شمع به تدریج باربرداری می‌شود.



شکل ۸-۳۳ - (الف) شکل شماتیک تجهیزات آزمایش بارگذاری شمع، (ب) نمودار بار در مقابل نشست کل، (پ) نمودار بار در مقابل نشست خالص.

آزمایش بارگذاری برای شمعهایی که در ماسه کوبیده می شوند، بلافاصله بعد از کوبیده شدن می تواند انجام شود. لیکن در مورد شمعهایی که در رس کوبیده می شوند، باید بین اتمام کوبیدن و آزمایش بارگذاری، فاصله معقولی منظور شود که مقدار آن احتیاج به قضاوت مهندسی دارد. این

فاصله زمانی بین ۳۰ تا ۶۰ روز و یا بیشتر می‌باشد و علت آن این است که به‌خاک اجازه دهیم تا مقاومت نیکسوتروپیک^۱ خود را باز یابد.

در شکل ۸-۳۳-ب نمودار تغییرات بار-نشست برای حالت بارگذاری و باربرداری که از آزمایش بارگذاری شمع به‌دست آمده، نشان داده شده است. برای هر بار (Q)، نشست خالص شمع را می‌توان به‌صورت زیر محاسبه نمود. وقتی که $Q = Q_1$ است:

$$s_{net(1)} = s_{t(1)} - s_{e(1)} \quad \text{د (نشست خالص)}$$

وقتی که $Q = Q_2$ است:

$$s_{net(2)} = s_{t(2)} - s_{e(2)} \quad \text{د (نشست خالص)}$$

که در آنها:

$$s_{net} = \text{نشست خالص}$$

$$s_e = \text{نشست الاستیک خود شمع}$$

$$s_t = \text{نشست کل}$$

با محاسبه نشست خالص، می‌توان نمودار بار-نشست خالص را مطابق شکل ۸-۳۳-پ رسم کرد. بار نهایی شمع را از این نمودار می‌توان تعیین کرد. بار نهایی در نقطه‌ای رخ می‌دهد که نمودار بار-نشست به‌حالت قائم درآید. این موضوع با منحنی ۱ در شکل ۸-۳۳-پ نشان داده شده است. گاهی مواقع نمودار به‌صورت قائم در نیامده و شاخه انتهایی آن با شیب کم ادامه پیدا می‌کند. این وضعیت مبین نشست بزرگ به‌علت افزایش ناچیز بار است (منحنی ۲ شکل ۳۳-پ).

در این حالت، بار نهایی Q ، نقطه شروع این ناحیه کم شیب می‌باشد (منحنی ۲ شکل

۸-۳۳-پ).

آزمایش بارگذاری که شرح آن رفت، احتیاج به‌اعمال بارگذاری پله‌ای و اندازه‌گیری نشست دارد. این نوع آزمایش، آزمایش باکنترل بارگذاری^۲ نامیده می‌شود. تکنیک دیگری که برای آزمایش بارگذاری شمع از آن استفاده می‌شود، آزمایش با آهنگ نفوذ ثابت^۳ نامیده می‌شود. در این نوع آزمایش، بار شمع به‌طور پیوسته افزایش داده می‌شود به‌طوری که بتواند آهنگ نفوذ ثابتی بین ۰/۲۵ تا ۲/۵ میلی‌متر بر دقیقه را حفظ کند. نمودار بار نشست حاصل از این آزمایش مشابه آزمایش با

1- thixotropic strength

2- load controlled mode of test

3- constant rate of penetration

کنترل بارگذاری می‌باشد. نوع دیگر آزمایش بارگذاری شمع، آزمایش بارگذاری متناوب می‌باشد که در آن یک نمو بار به‌طور مکرر بارگذاری و باربرداری می‌شود.

۸-۱۵ گروه شمع

برای انتقال بار سازه به خاک، شمعها در اغلب اوقات به‌صورت گروه به‌کار گرفته می‌شوند. در بالای گروه شمع، یک کلاهک شمع^۱ یکپارچه احداث می‌شود. کلاهک شمع در اکثر اوقات مطابق شکل ۸-۳۴ الف در تماس با زمین است، لیکن مطابق شکل ۸-۳۴ ب، کلاهک شمع می‌تواند در ارتفاع قابل توجهی از سطح زمین ساخته شود (مثل سکوهاى ساحلی). در بخشهای قبلی ظرفیت باربری شمعهای تک مورد بررسی قرار گرفت. تعیین ظرفیت باربری گروه شمع یک مسئله بی‌نهایت پیچیده‌ای می‌باشد و تا به‌حال به‌طور کامل حل نشده است. وقتی که شمعها نزدیک یکدیگر اجرا شوند، منطقی است فرض شود که تنشهای انتقالی از طریق شمعها به‌زمین، یکدیگر را پوشش می‌دهند (شکل ۸-۳۴ پ). این مسئله می‌تواند باعث کاهش ظرفیت باربری شمع گردد. به‌طور ایده‌آل، فاصله شمعها در گروه شمع باید طوری انتخاب شود که ظرفیت باربری گروه شمع کمتر از مجموع ظرفیتهای باربری تک‌تک شمعها نشود. در عمل فاصله حداقل مرکز به‌مرکز شمعها (d)، مساوی 2.5D در نظر گرفته می‌شود که به‌طور معمول از فاصله 3.5D - 3 استفاده می‌شود (D بعد یا قطر شمع). راندمان گروه شمع به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\eta = \frac{Q_{g(n)}}{\sum Q_u} \quad (108-8)$$

که در آن:

$$\eta = \text{راندمان گروه شمع}$$

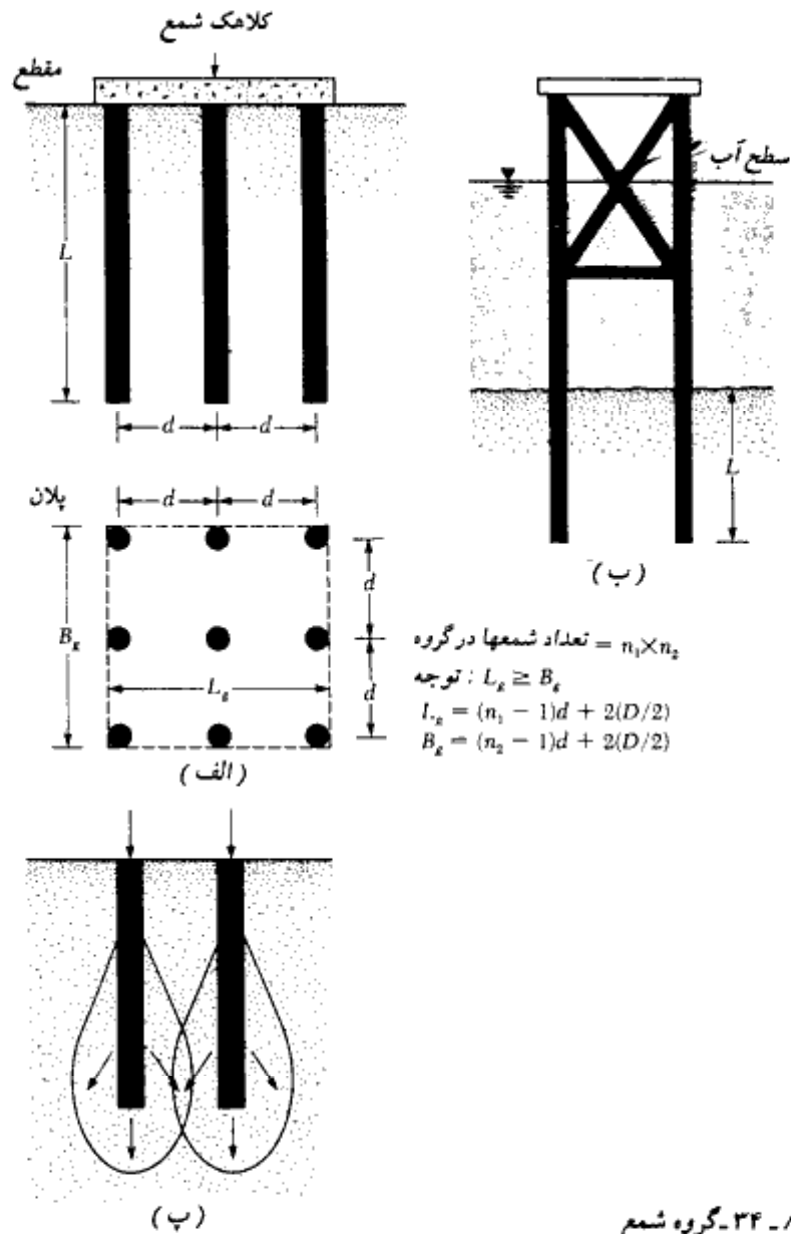
$$Q_{g(n)} = \text{ظرفیت باربری نهایی گروه شمع}$$

$$Q_u = \text{ظرفیت باربری هر شمع به‌تنهایی بدون اثر گروه}$$

گروه شمع در ماسه

خیلی از مهندسان سازه از یک روش ساده برای تعیین راندمان گروه شمع برای شمعهای اصطکاکی

1- pile cap



شکل ۸-۳۴- گروه شمعی

در ماسه استفاده می‌نمایند. این روش را می‌توان با استفاده از شکل ۸-۳۴- الف نشان داد. برحسب فاصله‌اشان در گروه، شمعی‌ها می‌توانند به یکی از دو صورت زیر رفتار نمایند. (۱) به صورت یک

بلوک با ابعاد $L_0 \times B_0 \times L$ یا (۲) به صورت شمعهای جدا از هم. اگر شمعها به صورت یک بلوک یکپارچه عمل نمایند، ظرفیت اصطکاکی به صورت زیر قابل بیان است:

$$f_{av} p_0 L \approx Q_{g(u)}$$

که در آن:

$$2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D = \text{محیط مقطع بلوک} = p_0$$

$$f_{av} = \text{مقاومت اصطکاکی متوسط واحد سطح}$$

به طور مشابه اگر شمعها به صورت مجزا عمل نمایند، خواهیم داشت:

$$Q_u \approx p L f_{av}$$

$$p = \text{محیط مقطع هر شمع}$$

بنابراین:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} = \frac{f_{av} [2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D] L}{n_1 n_2 p L f_{av}} \quad (۱۰۹ - ۸)$$

$$= \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2}$$

در نتیجه:

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2} \right] \Sigma Q_u \quad (۱۱۰ - ۸)$$

از رابطه ۸-۱۱۰، اگر فاصله مرکز به مرکز شمعها (d) بزرگ باشد، مقدار $\eta > 1$ به دست می آید. در این حالت، شمعها به صورت مجزا عمل می کنند. بنابراین در عمل اگر $\eta < 1$ باشد:

$$Q_{g(u)} = \eta \Sigma Q_u$$

و اگر $\eta \geq 1$ باشد:

$$Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$$

رابطه دیگری که استفاده از آن توسط مهندسان معمول است، رابطه کانورس - لا باره^۱ می باشد که به صورت زیر تعریف می شود:

1- Converse-Labarre

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta \quad (۸-۱۱۱)$$

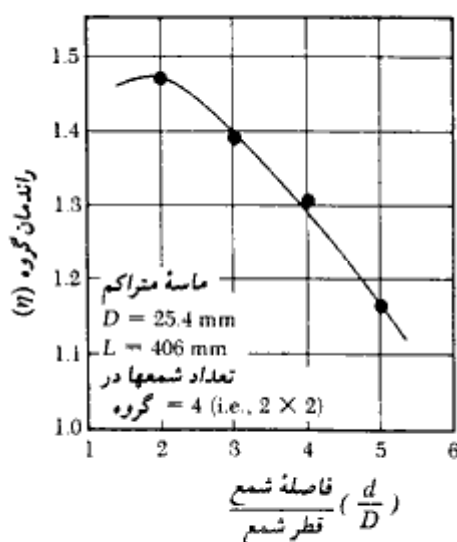
که در آن

$$\theta \text{ (deg)} = \tan^{-1} (D/d) \quad (۸-۱۱۲)$$

در شکل ۸-۳۵ نتایج آزمایش مدل آزمایشگاهی برای شمعی‌های گرد کوبیده شده در ماسه متراکم ارائه شده است. توجه شود که راندمان گروه در واقعیت می‌تواند بزرگتر از ۱ شود. این مسئله ناشی از ناحیه متراکم‌شده‌ای می‌باشد که در اطراف هر شمع بعد از کوبیدن ایجاد می‌شود. بر پایه مشاهدات تجربی رفتار گروه شمع در ماسه، نتایج زیر قابل بیان است:

۱. برای گروه شمعی‌های کوبیده شده در ماسه با $d \geq 3D$ ، مقدار $Q_{g(u)}$ را می‌توان مساوی ΣQ_u در نظر گرفت. این مجموع شامل مقاومت اصطکاکی جدار و نوک برای تمام شمعیها می‌باشد.

۲. برای شمعی‌های حفاری شده در ماسه در فواصلی در حدود $d \approx 3D$ (که فاصله متداول است)، $Q_{g(u)}$ را می‌توان مساوی $\frac{2}{3}$ تا $\frac{3}{4}$ مقدار ΣQ_u (یعنی مجموع مقاومتهای اصطکاکی و نوک برای تمام شمعیها) در نظر گرفت.



شکل ۸-۳۵- نتایج راندمان گروه برای مدل آزمایشگاهی شمعی‌های گرد کوبیده شده در ماسه متراکم.

گروه شمعها در رس

ظرفیت باربری نهایی گروه شمع در رس را می‌توان به طریق زیر تخمین زد:

۱. مقدار $\Sigma Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$ را محاسبه نمایید. از رابطه ۸-۱۸ داریم:

$$Q_p = A_p [9c_{u(p)}]$$

که در آن:

$$c_{u(p)} = \text{چسبندگی زهکشی نشده رس در نوک شمع}$$

همچنین از رابطه ۸-۴۳ داریم:

$$Q_s = \Sigma \alpha p c_u \Delta L$$

در نتیجه:

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L] \quad (۸-۱۱۳)$$

۲. ظرفیت باربری نهایی را با این فرض که گروه شمع به صورت یک بلوک با ابعاد

$L_g \times B_g \times L$ عمل می‌کند، به دست آورید. مقاومت اصطکاکی بلوک برابر است با:

$$\Sigma p_g c_u \Delta L = \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

ظرفیت باربری نوک نیز به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

مقدار ضریب باری (N_c^*) را می‌توان از شکل ۷-۱۵ به دست آورد. در استفاده از شکل به تغییرات زیر توجه کنید:

۱. در امتداد محور طولها، جمله H/B در شکل ۷-۱۵ معادل L/B_g برای مسئله است.

۲. L/B در شکل ۷-۱۵ معادل L_g/B_g می‌باشد. بنابراین ظرفیت باربری نهایی برابر است با:

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (۸-۱۱۴)$$

۳. دو مقدار حاصل از روابط ۸-۱۱۳ و ۸-۱۱۴ را مقایسه کنید، کمترین دو مقدار، مساوی

$Q_{g(u)}$ در نظر گرفته می‌شود.

گروه شمعها در سنگ

برای شمعهای متکی بر نوک در روی بستر سنگی، اغلب آیین‌نامه‌های ساختمانی مقرر می‌دارند که

$Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$ به شرطی که حداقل فاصله مرکز به مرکز شمعها مساوی $D + 300 \text{ mm}$ باشد.

برای شمعهای H و شمعها با مقطع مربع، مقدار D مساوی قطر مقطع می‌باشد.

توصیه‌های عمومی

در صورتی مطابق شکل ۸-۳۴ الف، کلاهک متکی بر زمین باشد، در ظرفیت باربری گروه شمع مشارکت خواهد کرد. لیکن برای مقاصد طراحی در جهت اطمینان این مشارکت نادیده در نظر گرفته می‌شود. بعضی مواقع در طول عمر پروژه، به علت فرسایش و عوامل مشابه، ممکن است تماس بین کلاهک و زمین از بین برود.

مثال ۸-۱۹

در شکل ۸-۳۴ الف اطلاعات زیر در دست است:

$$n_1 = 4, n_2 = 3, D = 305 \text{ mm}, \text{ و } d = 2.5D$$

مقطع شمعها به صورت مربع می‌باشد و در ماسه فرو رفته‌اند. با استفاده از رابطه ۸-۱۰۹ ضریب کارایی گروه را به دست آورید.

حل:

با استفاده از رابطه ۸-۱۰۹ داریم:

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}$$

$$d = 2.5D = (2.5)(305) = 762.5 \text{ mm}$$

$$p = 4D = (4)(305) = 1220 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{2(4 + 3 - 2)762.5 + 1220}{(1220)(4)(3)} = 0.604 = 60.4\%$$

مثال ۸-۲۰

مثال ۸-۱۹ را با استفاده از رابطه ۸-۱۱۱ مجدداً حل کنید.

حل:

از رابطه ۸-۱۱۱ داریم:

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \tan^{-1} \left(\frac{D}{d} \right)$$

$$\tan^{-1} \left(\frac{D}{d} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{2.5} \right) = 21.8^\circ$$

$$\eta = 1 - \left[\frac{(3)(3) + (2)(4)}{(90)(3)(4)} \right] (21.8^\circ) = 0.657 = 65.7\%$$

مثال ۸-۲۱

در شکل ۸-۳۴ الف اطلاعات زیر در دست است:

$$n_1 = 4, n_2 = 3, D = 305 \text{ mm}, d = 1220 \text{ mm}, L = 15 \text{ m}$$

مقطع شمعها به صورت مربع بوده و در یک رس همگن با $c_u = 70 \text{ kN/m}^2$ فرو رفته‌اند. با استفاده از ضریب اطمینان ۴، مطلوب است تعیین ظرفیت باربری گروه شمع.

حل:

با استفاده از رابطه ۸-۱۳ داریم:

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L]$$

$$A_p = (0.305)(0.305) = 0.093 \text{ m}^2$$

$$p = (4)(0.305) = 1.22 \text{ m}$$

$$c_u = 70 \text{ kN/m}^2 \quad \text{شکل ۸-۱۹} \rightarrow \alpha = 0.63$$

$$\begin{aligned} \Sigma Q_u &= (4)(3)[(9)(0.093)(70) + (0.63)(1.22)(70)(15)] \\ &= 12(58.59 + 807.03) \approx 10,387 \text{ kN} \end{aligned}$$

با استفاده از رابطه ۸-۱۱۴، ظرفیت باربری بلوک برابر است با:

$$L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

$$L_g = (n_1 - 1)d + 2\left(\frac{D}{2}\right) = (4 - 1)(1.22) + 0.305 = 3.965 \text{ m}$$

$$B_g = (n_2 - 1)d + 2\left(\frac{D}{2}\right) = (3 - 1)(1.22) + 0.305 = 2.745 \text{ m}$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{15}{2.745} = 5.46$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.965}{2.745} = 1.44$$

با استفاده از شکل ۷-۱۵، مقدار $N_g^* \approx 8.6$ به دست می‌آید. بنابراین:

$$\begin{aligned} \text{ظرفیت باربری بلوک} &= (3.965)(2.745)(70)(8.6) + 2(3.965 + 2.745)(70)(15) \\ &= 6552 + 14,091 = 20,643 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{g(u)} = 10,387 \text{ kN} < 20,643 \text{ kN}$$

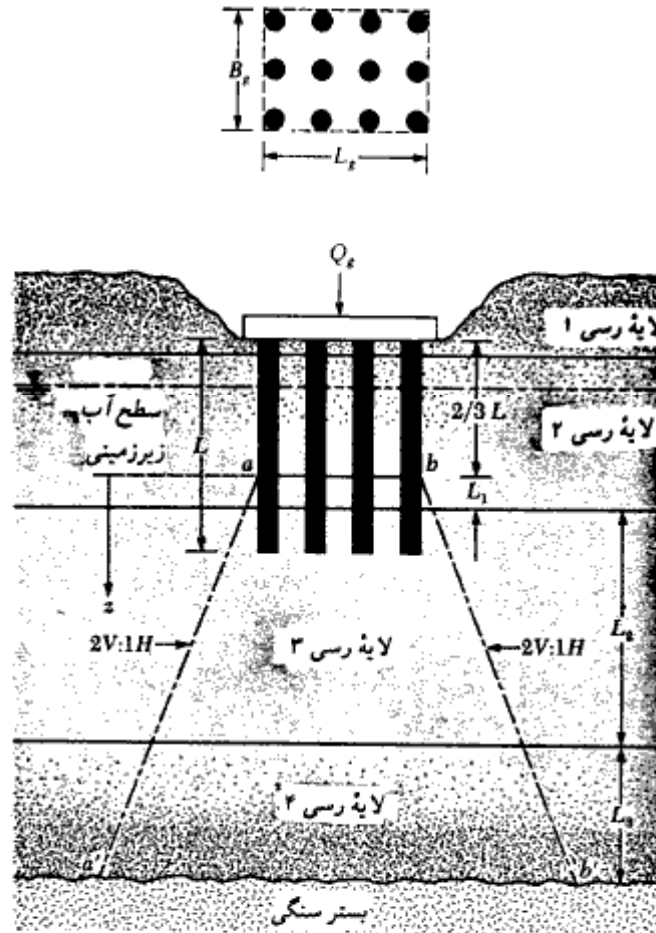
$$Q_{g(alt)} = \frac{Q_{g(u)}}{FS} = \frac{10,387}{4} \approx 2597 \text{ kN}$$

۸-۱۶ نشست تحکیم گروه شمع

نشست تحکیم گروه شمع را می‌توان به‌طور تقریبی با استفاده از توزیع تنش با شیب ۲ قائم به ۱ افقی، مطابق شکل ۳-۳۸ تخمین زد. با توجه به این شکل، روش گام‌به‌گام برای انجام محاسبات به شرح زیر است.

۱. طول مدفون شمعها را مساوی L در نظر بگیرید. گروه شمعها تحت نیروی کلی Q_g قرار دارد. اگر کلاهک شمع زیر سطح اولیه زمین باشد، Q_g مساوی بار کل روسازه واقع در روی شمعها منهای وزن مؤثر خاک بالای گروه شمع می‌باشد که گودبرداری شده است.
۲. مطابق شکل ۸-۳۶ فرض کنید که بار Q_g از عمق $2L/3$ از بالای شمعها به زمین منتقل می‌شود. این تراز با عمق $z = 0$ در شکل نشان داده شده است. از این تراز بار Q_g با شیب ۲ قائم به ۱ افقی در زمین گسترده می‌شود. خطوط aa' و bb' خطوطی با شیب ۲ قائم به ۱ افقی هستند.

۳. با استفاده از رابطه زیر، افزایش تنش در وسط هر لایه خاک را محاسبه کنید:



شکل ۸-۳۶- نشست تحکیم گروه شمع

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (۸-۱۱۵)$$

که در آن:

- Δp_i = افزایش تنش در وسط لایه i ام
- B_g, L_g = به ترتیب عرض و طول پلان گروه شمع
- z_i = فاصله از $z = 0$ تا وسط لایه i

برای مثال در شکل ۸-۳۶ برای لایه ۲، مقدار $z_i = L_1/2$ می‌باشد. به‌طور مشابه برای لایه ۳، مقدار $z_i = L_1 + L_2/2$ و برای لایه ۴، مقدار $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$ است. توجه شود که چون لایه ۱ در بالای تراز $z = 0$ قرار دارد، هیچگونه افزایش تنش در آن موجود نیست.

۴. نشست هر لایه را با استفاده از رابطه زیر به‌علت افزایش تنش محاسبه کنید:

$$\Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] H_i \quad (۱۱۶-۸)$$

که در آن:

$$\Delta s_i = \text{نشست تحکیم لایه } i \text{ ام}$$

$$\Delta e_{(i)} = \text{تغییر در نسبت تخلخل به‌علت افزایش تنش در لایه } i$$

$$e_o = \text{تخلخل اولیه لایه } i \text{ (قبل از احداث شالوده)}$$

$$H_i = \text{ضخامت لایه } i \text{ (توجه: در شکل ۸-۳۶، مقدار } H_i \text{ برای لایه ۲ مساوی } L_1 \text{ و برای لایه}$$

$$H_i = L_2, ۳ \text{ و برای لایه ۴، } H_i = L_3 \text{ می‌باشد)}$$

در فصل ۱ روابط لازم برای محاسبه $\Delta e_{(i)}$ ارائه شده است.

۵. نشست تحکیم گروه شمع برابر خواهد شده با:

$$\Delta s_{g(c)} = \Sigma \Delta s_i \quad (۱۱۷-۸)$$

توجه شود که نشست گروه شمع می‌تواند به‌علت خاکریزی در نزدیکی آن، بار ساختمانهای مجاور و پایین آوردن سطح آب زیرزمینی هم رخ دهد.

مثال ۸-۲۲

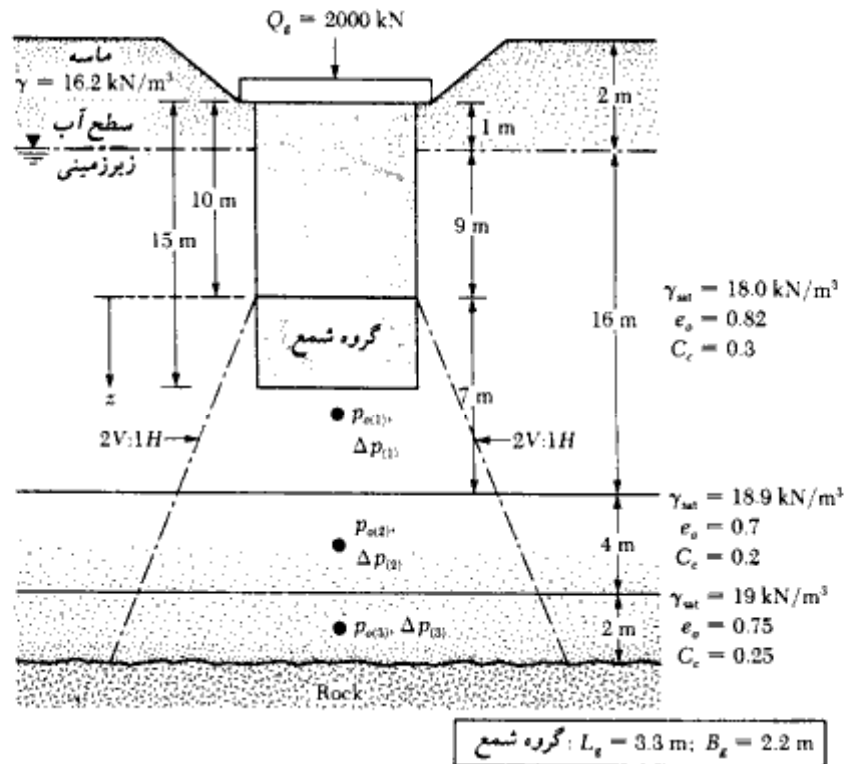
در شکل ۸-۳۷ یک گروه شمع در لایه رسی نشان داده شده است. مطلوب است تعیین نشست تحکیم گروه شمع. تمام رسها عادی تحکیم‌یافته می‌باشند.

حل:

چون طول هر یک از شمعها ۱۵ متر می‌باشد، توزیع تنش در عمق ۱۰ متری از بالای شمعها

$$Q_s = 2000 \text{ kN}$$

شروع می‌شود. داریم:



شکل ۸-۳۷ (بدون مقیاس)

محاسبه نشست لایه رسی ۱:

برای رس عادی تحیم یافته داریم:

$$\Delta s_1 = \left[\frac{C_{c(1)} H_1}{1 + e_{o(1)}} \right] \log \left[\frac{p_{o(1)} + \Delta p_{(1)}}{p_{o(1)}} \right]$$

$$\Delta p_{(1)} = \frac{Q_f}{(L_f + z_1)(B_f + z_1)} = \frac{2000}{(3.3 + 3.5)(2.2 + 3.5)} = 51.6 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18.0 - 9.81) = 134.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta s_1 = \frac{(0.3)(7)}{1 + 0.82} \log \left[\frac{134.8 + 51.6}{134.8} \right] = 0.1624 \text{ m} = 162.4 \text{ mm}$$

نشست لایه ۲:

$$\Delta s_2 = \frac{C_{c(2)} H_2}{1 + e_{c(2)}} \log \left[\frac{p_{o(2)} + \Delta p_{(2)}}{p_{o(2)}} \right]$$

$$p_{o(2)} = 2(16.2) + 16(18.0 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p_{(2)} = \frac{2000}{(3.3 + 9)(2.2 + 9)} = 14.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta s_2 = \frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7} \log \left[\frac{181.62 + 14.52}{181.62} \right] = 0.0157 \text{ m} = 15.7 \text{ mm}$$

نشست لایه ۳:

$$p_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta p_{(3)} = \frac{2000}{(3.3 + 12)(2.2 + 12)} = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta s_3 = \frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75} \log \left[\frac{208.99 + 9.2}{208.99} \right] = 0.0054 \text{ m} = 5.4 \text{ mm}$$

بنابراین نشست کلی برابر است با:

$$\Delta s_g = 162.4 + 15.7 + 5.4 = 183.5 \text{ mm}$$

۸-۱۷ نشست الاستیک گروه شمع

در ادبیات مهندسی خاک، مقالات متعددی در خصوص محاسبه نشست الاستیک گروه شمع وجود دارد که نتایج آنها اختلاف قابل توجهی با هم دارند. ساده‌ترین رابطه برای تعیین نشست گروه شمع توسط وسیک (۱۹۶۹) به صورت زیر ارائه شده است:

$$s_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{Ds}}$$

(۸-۱۱۸)

که در آن:

 $s_{g(e)}$ = نشست الاستیک گروه شمع B_g = عرض مقطع گروه شمع (به شکل ۸-۳۴ الف مراجعه شود). D = عرض یا قطر هر شمع در گروه شمع s = نشست الاستیک هر شمع در بار بهره‌برداری (به بخش ۸-۹ مراجعه شود).

برای گروه شمع در ماسه و شن، مایرهوف (۱۹۷۶) رابطه تجربی زیر را برای محاسبه نشست الاستیک پیشنهاد می‌نماید:

$$s_{g(e)} \text{ (mm)} = \frac{0.92q\sqrt{B_g I}}{N_{cor}} \quad (۱۱۹-۸)$$

که در آن:

$$q = Q_g / (L_g B_g) \quad (۱۲۰-۸)$$

B_g و L_g = به ترتیب عرض و طول مقطع گروه شمع

N_{cor} = عدد نفوذ استاندارد متوسط اصلاح شده در نشستگاه شمع^۱ (عمقی در حدود B_g از

نوک شمع)

I = ضریب تأثیر طبق رابطه زیر:

$$I = 1 - L/8B_g \geq 0.5 \quad (۱۲۱-۸)$$

L = طول مدفون شمعها

به روش مشابه می‌توان نشست گروه شمعها را به مقاومت نفوذ مخروط^۲ طبق رابطه زیر ارتباط داد:

$$s_{g(e)} = \frac{q B_g I}{2q_c} \quad (۱۲۲-۸)$$

که در آن:

q_c = مقاومت متوسط نفوذ مخروط در نشستگاه شمع

در رابطه ۸-۱۱۲ باید از آحاد سازگار استفاده شود.

۸-۱۸ ظرفیت کششی گروه شمع

راندمان^۳ گروه شمع تحت بار فشاری در بخش ۸-۱۵ مورد بحث قرار گرفت. تحت بعضی شرایط خاص، گروه شمع ممکن است تحت نیروی کششی قرار گیرد (شکل ۸-۳۸). مثل رابطه ۸-۱۰۸، ضریب کارایی گروه شمع تحت نیروی کششی را می‌توان طبق رابطه زیر تعریف نمود:

1- seat of settlement

2- cone penetration resistance

3- efficiency

$$\eta_T = \frac{T_{un(g)}}{T_{in}}$$

(۱۲۳-۸)

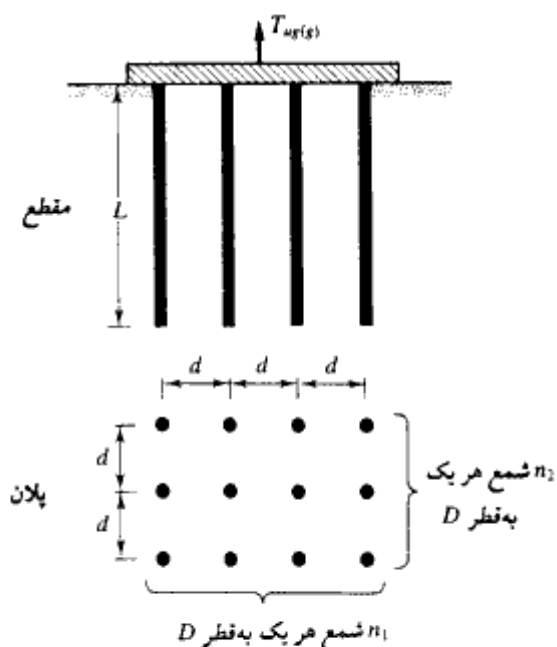
که در آن:

 η_T = راندمان گروه تحت نیروی کششی $T_{un(g)}$ = ظرفیت کششی نهایی خالص گروه شمع T_{in} = ظرفیت کششی نهایی خالص یک شمع تنها (بخش ۸-۱۰)

توجه شود که:

$$T_{un(g)} = T_{up(g)} - n_1 \cdot n_2 W - W_{cap} \quad (124-8)$$

که در آن:

 $T_{up(g)}$ = ظرفیت کششی نهایی کلی گروه شمع W = وزن مؤثر هر یک از شمعها $n_1 \cdot n_2$ = تعداد شمعها در گروه شمع W_{cap} = وزن مؤثر کلاهک شمع

شکل ۸-۳۸- گروه شمع تحت نیروی کششی

در حال حاضر، در ادبیات مهندسی خاک تعداد نتایج تجربیات آزمایشگاهی برای محاسبه η_T کم است. دس، و آزیم^۱ (۱۹۸۵) تعداد محدودی آزمایش بر روی مدل به منظور تعیین راندمان گروه η_T برای گروه شمعیهای صلب که در لایه رسی اشباع فرو رفته‌اند، انجام دادند. در شکل ۸-۳۹ نتایج این مطالعات ارائه شده است. با استفاده از این شکل، نتایج زیر قابل بیان است:

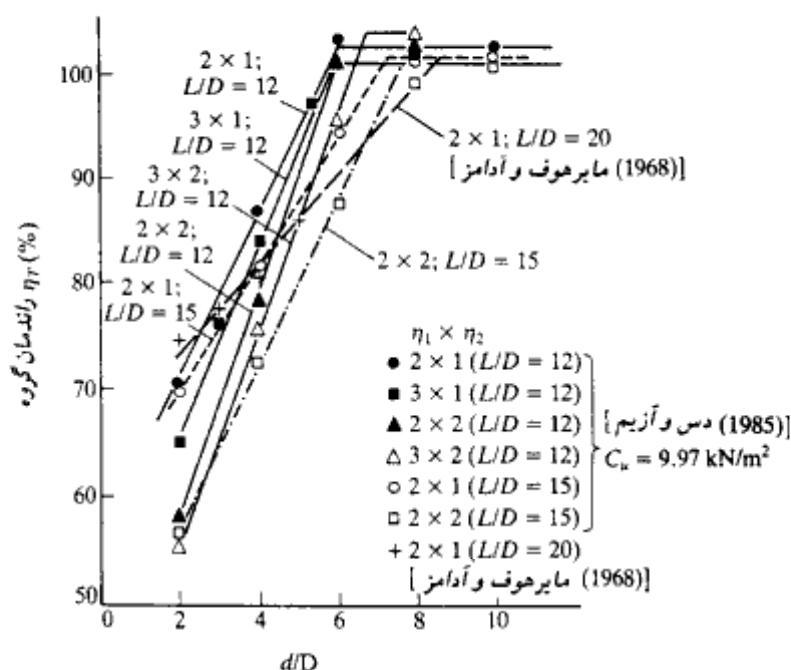
۱. برای یک گروه شمع، η_T به طور خطی با نسبت d/D افزایش می‌یابد تا به ۱۰۰ درصد برسد.

مقدار نسبت d/D که به ازای آن η_T به ۱۰۰ درصد می‌رسد در حدود $\frac{1}{2}(L/D)$ می‌باشد.

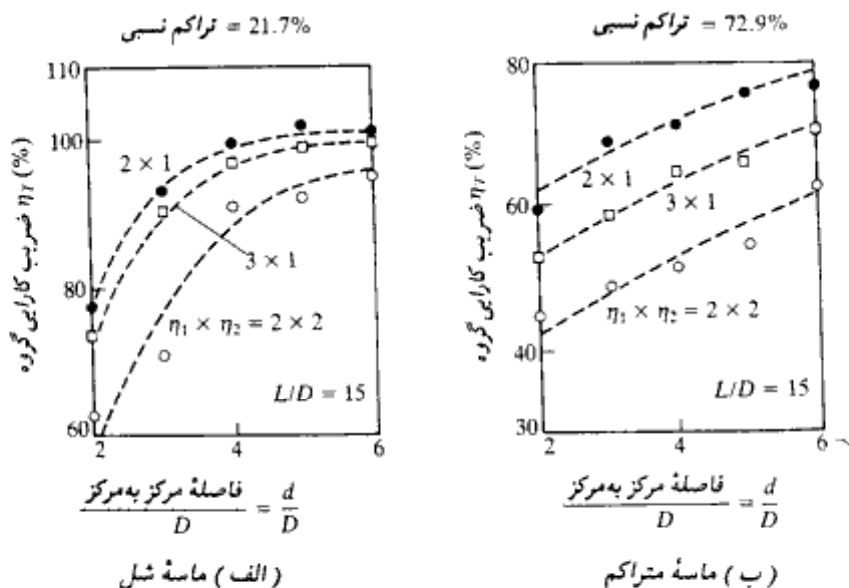
۲. برای یک نسبت d/D و L/D مشخص، مقدار η_T با افزایش تعداد شمعیهای گروه، کاهش می‌یابد.

راندمان گروه می‌تواند تابعی از سفتی^۲ رس باشد.

شکل ۸-۴۰ نشان‌دهنده نتایج آزمایش مدل‌های آزمایشگاهی برای تعیین راندمان گروه



شکل ۸-۳۹. ضریب کارایی گروه شمع صلب که در لایه رسی اشباع کوبیده شده‌اند و تحت نیروی کششی هستند.



شکل ۸-۴۰. راندمان گروه شمع صلب که در لایه ماسه‌ای کوبیده شده‌اند و تحت نیروی کششی می‌باشند (بر پایه مدلهای آزمایشگاهی - دس ۱۹۸۴)

شمعهای صلب زیر که در داخل ماسه شل و متراکم کوبیده شده‌اند، می‌باشد (دس ۱۹۸۴). شمعهای گروه در این آزمایش دارای نسبت L/D مساوی ۱۵ می‌باشند. همان‌طور که از شکل ۸-۴۰ دیده می‌شود، مقدار η_T تابعی از L/D ، d/D ، تعداد شمعهای گروه و تراکم نسبی ماسه می‌باشد. برای اینکه بتوان پارامترهای کنترل‌کننده راندمان گروه η_T را به صورت کمی ارائه داد، احتیاج به مطالعات بیشتری می‌باشد.

۸-۱۹ اصطکاک جدار منفی

اصطکاک جدار منفی یک نیروی اصطکاک به سمت پایین در روی جدار شمع به علت خاک اطراف آن است. چنین وضعیتی در حالات مختلفی می‌تواند رخ بدهد که بعضی از آنها در زیر شرح داده می‌شود:

1- related density

۱. اگر یک خاکریز رسی روی یک لایه خاک دانه‌ای اجرا شود که در آن شمع کوبیده شده است، خاکریز به تدریج تحکیم می‌شود. این تحکیم تولید یک نیروی اصطکاکی به طرف پایین در روی شمع در حین فرآیند تحکیم می‌نماید. (شکل ۸ - ۴۱ - الف)
 ۲. اگر مطابق شکل ۸ - ۴۱ - ب، یک خاکریز دانه‌ای بر روی لایه نرم رسی اجرا گردد، باعث تحکیم لایه رسی شده و اصطکاک رو به پایین (منفی) در روی شمعها ایجاد می‌کند.
 ۳. پایین آوردن سطح آب زیرزمینی باعث افزایش تنش مؤثر قائم خاک در هر عمق می‌شود. این مسئله باعث نشست تحکیم در رس می‌شود. اگر در چنین خاکی شمع وجود داشته باشد، تحت نیروی اصطکاکی رو به پایین قرار می‌گیرد.
- در بعضی حالات، نیروی اصطکاکی رو به پایین ممکن است آنقدر بزرگ شود که باعث شکست شالوده شود. در مباحث بعدی دو روش برای محاسبه نیروی اصطکاک رو به پایین ارائه می‌شود.

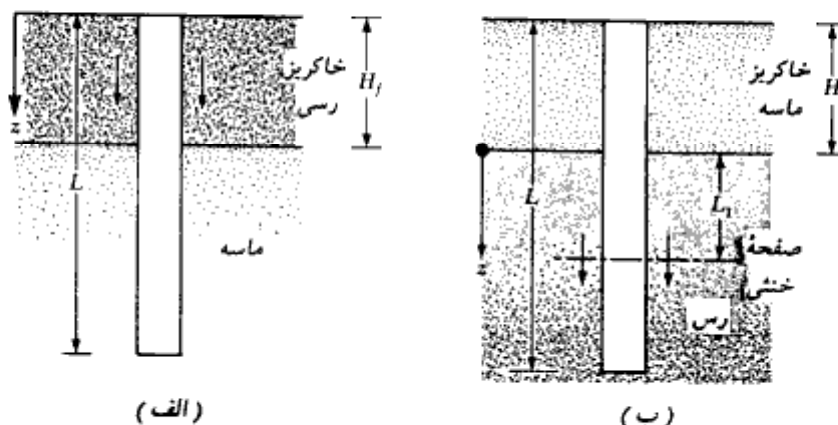
خاکریز رسی روی خاک دانه‌ای (شکل ۸ - ۴۱ - الف)

مشابه روش β که در بخش ۸ - ۶ ارائه شد، تنش اصطکاکی رو به پایین را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$f_n = K' \sigma'_v \tan \delta \quad (۸ - ۱۲۵)$$

که در آن:

K' = ضریب فشار جانبی خاک که مساوی ضریب فشار در حالت سکون در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۸ - ۴۱ - نیروی اصطکاکی منفی

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

σ'_0 = تنش مؤثر قائم در هر عمق که برابر است با:

$$z = \gamma'_f z$$

γ'_f = وزن مخصوص مؤثر خاکریز

δ = زاویه اصطکاک بین خاک و شمع که در حدود 0.7ϕ تا 0.5ϕ می باشد.

بنابراین نیروی اصطکاک روی رو به پایین کل Q_n در روی یک شمع برابر است با:

$$Q_n = \int_0^{H_f} (\rho K' \gamma'_f \tan \delta) z dz = \frac{\rho K' \gamma'_f H_f^2 \tan \delta}{2} \quad (۸-۱۲۶)$$

که در آن:

H_f = ارتفاع خاکریز

اگر خاکریز در بالای سفره آب زیرزمینی باشد، وزن مخصوص مؤثر γ'_f باید با وزن مخصوص مرطوب جایگزین شود.

خاکریز ماسه‌ای در بالای لایه رسی (شکل ۸-۴۱ - ب)

در این حالت، شواهد کافی وجود دارد که نشان دهد که نیروی اصطکاک می تواند از عمق $z = 0$ تا L_1 که عمق خنثی نامیده می شود، وجود داشته باشد (وسیک، ۱۹۷۷). عمق خنثی را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma} \right] - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma} \quad (۸-۱۲۷)$$

که در آن γ'_f و γ = به ترتیب وزن مخصوص مؤثر خاکریز و لایه رسی زیر آن است.

بعد از تعیین L_1 ، نیروی اصطکاک رو به پایین را می توان به روش زیر به دست آورد:

نیروی اصطکاک منفی در هر عمق از $z = 0$ تا $z = L_1$ برابر است با:

$$f_n = K' \sigma'_0 \tan \delta \quad (۸-۱۲۸)$$

که در آن:

$$K' = K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$\sigma'_0 = \gamma'_f H_f + \gamma z$$

$$\delta = 0.5-0.7\phi$$

بنابراین کل نیروی اصطکاک رو به پایین برابر است با:

$$\begin{aligned} Q_n &= \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma_f' H_f + \gamma' z) \tan \delta \cdot dz \\ &= (p K' \gamma_f' H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta}{2} \end{aligned} \quad (۱۲۹-۸)$$

اگر خاک و خاکریز بالای سطح آب زیرزمینی باشند، وزن مخصوص مؤثر باید با وزن مخصوص مرطوب جایگزین شود. در بعضی موارد برای حذف نیروی اصطکاک رو به پایین، در ناحیه‌ای از شمع که انتظار اصطکاک منفی می‌رود، سطح شمع را قیراندود می‌کنند تا ضریب اصطکاک سطح جانبی حداقل گردد.

مثال ۸-۶۳

در شکل ۸-۴۱ الف، $H_f = 2$ m و مقطع شمع به صورت دایره‌ای قطر ۰/۳۰۵ متر می‌باشد. برای خاکریز که در بالای سطح سفره آب قرار دارد، وزن مخصوص $\gamma_f = 16$ kN/m³ و زاویه اصطکاک $\phi = 32^\circ$ می‌باشد. مطلوب است تعیین کل نیروی اصطکاک رو به پایین.

حل:

با استفاده از رابطه ۸-۱۲۶ داریم:

$$\begin{aligned} Q_n &= \frac{p K' \gamma_f'^2 \tan \delta}{2} \\ p &= \pi(0.305) = 0.958 \text{ m} \\ K' &= 1 - \sin \phi = 1 - \sin 32^\circ = 0.47 \\ \delta &= (0.6)(32) = 19.2^\circ \\ Q_n &= \frac{(0.958)(0.47)(16)(2)^2 \tan 19.2^\circ}{2} = 5.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

مثال ۸ - ۲۳

در شکل ۸ - ۴۱، ب، $H_f = 2$ m، قطر شمع مساوی 0.305 متر و $\gamma_f = 16.5$ kN/m³ و $\phi_{\text{clay}} = 34^\circ$ و $\gamma_{\text{sat}(\text{clay})} = 17.2$ kN/m³ و $L = 20$ m می‌باشد. سطح آب زیرزمینی منطبق بر بالای لایه رسی می‌باشد. مطلوب است تعیین نیروی اصطکاک رو به پایین.

حل:

عمق سطح خنثی از رابطه ۸ - ۱۲۷ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

توجه شود که در رابطه ۸ - ۱۲۷، γ_f با γ' جایگزین شده است، زیرا خاکریز بالای سطح آب زیرزمینی می‌باشد. بنابراین:

$$L_1 = \frac{(20 - 2)}{L_1} \left[\frac{(20 - 2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)} \right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}$$

$$L_1 = \frac{242.4}{L_1} - 8.93$$

$$L_1 = 11.75 \text{ m}$$

حال با مراجعه به رابطه ۸ - ۱۲۹ داریم:

$$Q_n = (\rho K \gamma_f H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 \rho K \gamma' \tan \delta}{2}$$

$$\rho = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \sin 34^\circ = 0.44$$

$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)](11.75) + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)[\tan(0.6 \times 34)]}{2}$$

$$= 60.78 + 79.97 = 40.75 \text{ kN}$$

مسائل فصل هشتم

۸-۱ - طول یک شمع بتن مسلح پیش‌تنیده ۲۰ متر می‌باشد. مقطع آن به صورت مربع به ابعاد ۴۶۰×۴۶۰ میلیمتر بوده و شمع به‌طور کامل در لایه ماسه‌ای فرو رفته است. با استفاده از روش مایر هوف (روابط ۸-۱۲، ۸-۱۳ و ۸-۱۴)، مطلوب است تخمین ظرفیت باربری نهایی نوک Q_u برای ماسه داریم:

$$\gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3 \quad \text{و} \quad \phi = 30^\circ$$

۸-۲ - مسئله ۸-۱ را با استفاده از روش کویل-کاستلو و شکل ۸-۲۰ مجدداً حل نمایید.

۸-۳ - مسئله ۸-۱ را با استفاده از روش وسیک (رابطه ۸-۱۹) و با استفاده از $I_r = I_{rr} = 75$ حل نمایید.

۸-۴ - مسئله ۸-۱ را با استفاده از روش جانبو (رابطه ۸-۲۹) با $\eta' = 90^\circ$ حل کنید.

۸-۵ - بر پایه نتایج مسائل ۸-۱ تا ۸-۴، ظرفیت باربری مجاز نوک را با استفاده از ضریب اطمینان $FS = 4$ به دست آورید.

۸-۶ - با مراجعه به مثال ۸-۱، مطلوب است محاسبه نیروی مقاوم اصطکاکی نهایی کل شمع با استفاده از روابط ۸-۳۲، ۸-۳۳ و ۸-۳۶ با استفاده از $K = 1.5$ و $\phi = 0.8\delta$.

۸-۷ - با مراجعه به مثال ۸-۱، مطلوب است محاسبه نیروی مقاوم اصطکاکی نهایی کل شمع با استفاده از روش کویل و کاستلو.

۸-۸ - یک شمع بتنی به طول ۱۵ متر و مقطع ۴۰×۴۰ سانتیمتر مفروض است. شمع به‌طور کامل در لایه ماسه‌ای فرو رفته است. وزن مخصوص ماسه $۱۷/۶$ کیلونیوتن بر متر مکعب و زاویه اصطکاک داخلی آن $\phi = 30^\circ$ درجه می‌باشد. مطلوب است تعیین موارد زیر:

الف: مقاومت نهایی نوک Q_p با استفاده از روش مایر هوف (روابط ۸-۱۲، ۸-۱۳ و ۸-۱۵)

ب: مقاومت نهایی اصطکاکی با استفاده از روابط ۸-۳۲، ۸-۳۳، ۸-۳۴ با $K = 1.3$ و $\delta = 0.08\phi$

۸-۹ - مسئله ۸-۸ را با استفاده از روش کویل - کاستلو حل کنید (اشکال ۸-۲۰ و ۸-۲۱).

۸-۱۰ - قسمت الف مسئله ۸-۸ را با روش وسیک حل کنید (رابطه ۸-۱۹) از $I_r = I_{rr} = 50$ استفاده کنید.

۸-۱۱ - یک شمع بتنی با ابعاد مقطع 356×356 میلیمتر به طور کامل در یک لایه رسی فرو رفته، به طوری که طول مدفون آن $15/5$ متر است. تراکم نسبی لایه ماسه‌ای ۵۵ درصد و وزن مخصوص آن 15.5 kN/m^3 می‌باشد. مطلوب است تعیین مقاومت اصطکاکی نهایی شمع. از روابط ۸-۳۲، ۸-۳۳، ۸-۳۴ و ۸-۳۶ استفاده کنید.

۸-۱۲ - مطابق شکل، یک شمع لوله‌ای فولادی با انتهای بسته به داخل یک لایه ماسه‌ای کوبیده شده است. مطلوب است تعیین موارد زیر:

الف: ظرفیت نهایی نوک با استفاده از روش مایر هوف

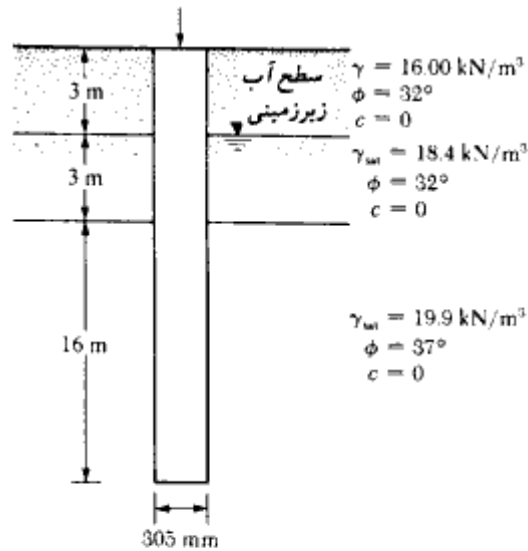
ب: ظرفیت نهایی نوک با استفاده از روش وسیک ($I_r = I_{rr} = 50$)

پ: ظرفیت نهایی نوک با قضاوت مهندسی از قسمت‌های الف و ب

ت: ظرفیت نهایی اصطکاکی Q_s با استفاده از روابط ۸-۳۲، ۸-۳۳ و ۸-۳۴ با $K = 1.4$ و $\delta = 0.7\phi$

ث: ظرفیت باربری مجاز شمع با ضریب اطمینان $FS = 5$

۸-۱۳ - یک شمع بتنی به طول ۱۸ متر با مقطع 38×38 سانتیمتر به طور کامل در یک لایه رس اشباع کوبیده شده است. برای رس؛ وزن مخصوص اشباع $19/6$ کیلونیوتن بر متر مکعب، زاویه اصطکاک $\phi = 0$ و $e = 0.7$ مساوی 71 کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد. فرض کنید سطح آب زیرزمینی پایین تر از نوک شمع باشد. با ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز



شکل مسئله ۸- ۱۲

شمع را به دست آورید. برای تعیین ظرفیت اصطکاکی جلدی از روش α استفاده کنید.

۸- ۱۴ - مسئله ۸- ۱۳ را با استفاده از روش λ برای تعیین مقاومت اصطکاکی مجدداً تکرار کنید.

۸- ۱۵ - مطابق شکل، یک شمع بتنی به مقطع 405×405 میلیمتر در نظر بگیرید. مطلوب است محاسبه ظرفیت نهایی اصطکاکی این شمع با استفاده از روشهای زیر:

الف: روش α

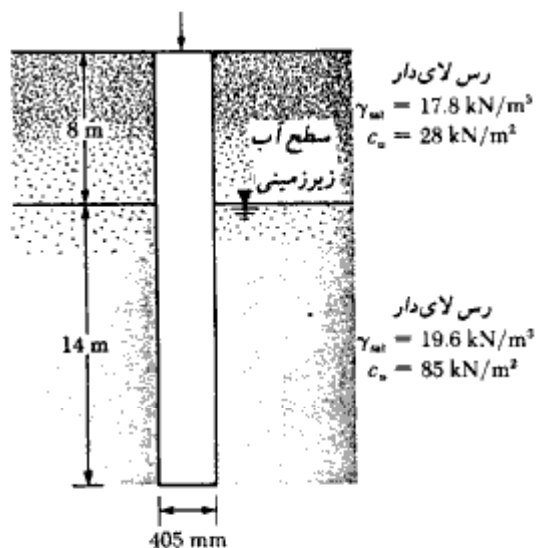
ب: روش λ

پ: روش β

برای تمام رسها، $\phi_R = 25^\circ$ بوده و همه آنها به طور عادی تحکیم یافته هستند.

۸- ۱۶ - مسئله ۸- ۱۴ را با این فرض که سطح آب زیرزمینی در عمق ۹ متری زمین است، مجدداً حل کنید.

۸- ۱۷ - یک شمع فولادی (مقطع H با نمره $HP 360 \times 1.491$ - جدول ۸- ۱ - الف) در یک لایه



شکل مسئله ۸-۱۵

ماسه سنگ کوبیده شده است. طول شمع ۱۵ متر می‌باشد، مشخصات ماسه سنگ به شرح زیر است:

$$q_{u(\text{lab})} = 87 \text{ N/mm}^2 = 87000 \text{ kN/m}^2 = \text{مقاومت فشاری محدود نشده آزمایشگاهی}$$

$$= 34^\circ \text{ زاویه اصطکاک}$$

با استفاده از ضریب اطمینان ۴، مطلوب است تخمین مقاومت مجاز نوک

۸-۱۸ - بار بهره‌برداری در روی یک شمع پیش‌تنیده به طول ۲۱ متر که در یک لایه ماسه‌ای کوبیده شده، مساوی ۵۰۲ کیلونیوتن می‌باشد. شمع دارای مقطع شش ضلعی با $D = 356 \text{ mm}$ (شکل ۸-۳ الف) می‌باشد. ۳۵۰ کیلونیوتن از بار وارده توسط اصطکاک جلدی و باقیمانده توسط مقاومت نوک حمل می‌شود. داریم:

$$E_p = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2 \quad \mu_p = 0.35$$

$$E_s = 25 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \quad \zeta = 0.55 \text{ (رابطه ۸-۵۸)}$$

مطلوب است تعیین نشست الاستیک شمع (مقدار I_{wp} در رابطه ۸-۵۹ را مساوی ۰/۸ در نظر بگیرید).

۸-۱۹ - یک شمع بتنی به طول ۱۵ و مقطع ۴۰۰×۴۰۰ میلیمتر مفروض است. این شمع در یک لایه ماسه‌ای با وزن مخصوص $۱۸/۸$ کیلونیوتن بر متر مکعب و $\phi = 37^\circ$ کوبیده شده است. بار بهره‌برداری این شمع ۷۷۰ کیلونیوتن می‌باشد. اگر ۴۵۵ کیلونیوتن از این بار توسط اصطکاک جدار و مابقی توسط مقاومت نوک حمل شود، مطلوب است تعیین نشست الاستیک شمع.

$$E_p = 21 \times 10^9 \text{ kN/m}^2 \quad \mu_p = 0.35$$

$$E_s = 35 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 \quad \zeta = 0.62$$

۸-۲۰ - یک شمع بتنی پیش‌ساخته با مقطع ۴۰۶×۴۰۶ میلیمتر در یک لایه ماسه‌ای فرو رفته است. طول شمع $۱۰/۴$ متر می‌باشد. وزن مخصوص لایه ماسه $۱۵/۸$ کیلونیوتن بر متر مکعب، زاویه اصطکاک داخلی آن ۳۰ درجه و تراکم نسبی آن ۷۰ درصد می‌باشد. مطلوب است تعیین مقاومت مجاز کششی شمع با ضریب اطمینان ۴

۸-۲۱ - مسئله ۸-۲۰ را با داده‌های زیر تکرار نمایید:

وزن مخصوص ماسه $۱۸/۹$ کیلونیوتن بر متر مکعب، زاویه اصطکاک داخلی آن ۳۷ درجه و تراکم نسبی آن ۸۰ درصد می‌باشد.

۸-۲۲ - یک شمع بتنی به طول ۱۵ متر در یک لایه رس اشباع $c_u = 41.5 \text{ kN/m}^2$ فرو رفته است. مقطع شمع مربع به ابعاد ۳۰۰×۳۰۰ میلیمتر می‌باشد. با استفاده از ضریب اطمینان $FS = 4$ مطلوب است تعیین ظرفیت کششی مجاز شمع

۸-۲۳ - مسئله ۸-۲۲ را با تغییرات زیر حل کنید:

لایه فوقانی به ضخامت ۵ متر دارای $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$ و لایه تحتانی دارای $c_u = 55 \text{ kN/m}^2$ می‌باشد.

۸-۲۴ - مطلوب است تعیین ظرفیت کششی نهایی شمع مورد بحث در مسئله ۸-۱۵

۸-۲۵ - مطلوب است تعیین ظرفیت کششی نهایی شمع مورد بحث در مسئله ۸-۱۳

۸- ۲۶ - یک شمع H با نیمرخ ($HP 360 \times 1.707$ - جدول ۸ - ۱ - الف) توسط شمعکوب MKT S-20 (به جدول ۸ - ۶ مراجعه نمایید) کوبیده شده است. داریم:

$$۸۰ \text{ فوت} = ۲۴/۴ \text{ متر} = \text{طول شمع}$$

$$۰/۳۵ = \text{ضریب ارتجاع}$$

$$۱۷/۸ \text{ کیلو پوند} = ۸۱ \text{ کیلونیوتن} = \text{وزن کلاهک}$$

$$۰/۸۴ = \text{راندمان شمعکوب}$$

$$۱۰ = \text{تعداد ضربه برای نفوذ ۱ اینچ (۲/۵۴ سانتیمتر)}$$

مطلوب است تعیین ظرفیت نهایی شمع با استفاده از رابطه ۸ - ۹۷. برای شمع داریم:

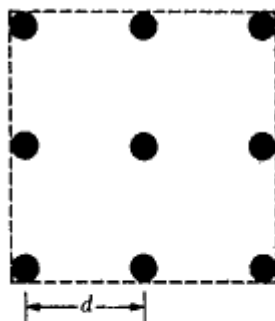
$$E_p = 30 \times 10^6 \text{ lb/in.}^2 = 2.10 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

۸- ۲۷ - مسئله ۸ - ۲۶ را با استفاده از رابطه ۸ - ۹۸ حل نمایید.

۸- ۲۸ - مسئله ۸ - ۲۶ را با استفاده از رابطه ۸ - ۱۰۰ حل نمایید.

۸- ۲۹ - در شکل، پلان یک گروه شمع (شمع اصطکاکی) در ماسه نشان داده شده است. شمعها با مقطع دایره بوده و قطر خارجی آنها ۴۶۰ میلیمتر می‌باشد. فاصله مرکز به مرکز شمعها، d ، مساوی ۹۲۰ میلیمتر است. با استفاده از رابطه ۸ - ۱۰۹ مطلوب است تعیین راندمان گروه شمع.

۸- ۳۰ - مسئله ۸ - ۲۹ را با استفاده از رابطه کانورس - لا باره مجدداً حل کنید.



شکل مسئله ۸ - ۲۹

فصل هشتم

۶۸۰

۸- ۳۱ - اگر در مسئله ۸- ۲۹ فاصله مرکز به مرکز شمعها به ۱۲۰۰ میلیمتر افزایش یابد، راندمان گروه چقدر خواهد بود.

۸- ۳۲ - مسئله ۸- ۳۱ را با استفاده از رابطه کانورس - لا باره مجدداً حل کنید.

۸- ۳۳ - پلان گروه شمع شکل مسئله ۸- ۲۹ را در نظر بگیرید. فرض کنید که شمعها در یک لایه رسی اشباع با $c_u = 95.8 \text{ kN/m}^2$ فرو رفته اند. داریم:

$$(D) = 406 \text{ mm} \text{ قطر شمع}$$

$$= 850 \text{ mm} \text{ فاصله مرکز به مرکز شمعها}$$

$$= 18.5 \text{ m} \text{ طول شمع}$$

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز گروه شمع با استفاده از ضریب اطمینان ۳

۸- ۳۴ - مسئله ۸- ۳۳ را با داده های زیر مجدداً حل کنید.

$$۷۶۰ \text{ میلیمتر} = \text{فاصله مرکز به مرکز شمعها}$$

$$۱۳/۵ \text{ متر} = \text{طول شمعها}$$

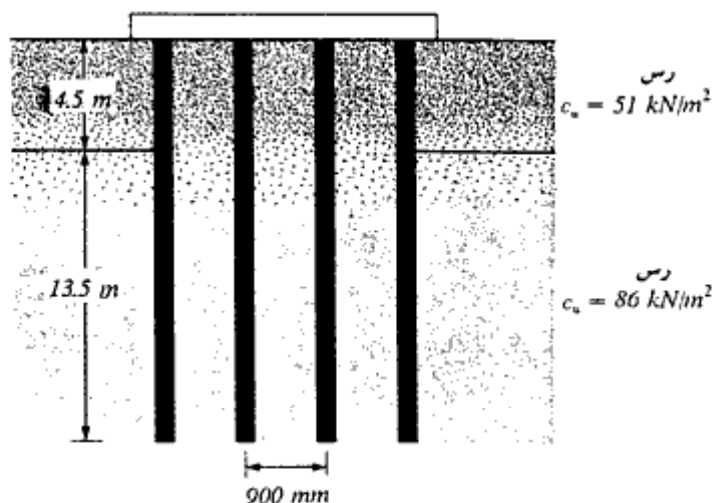
$$D = 305 \text{ mm}$$

$$c_u = 42 \text{ kN/m}^2$$

۸- ۳۵ - مقطع یک گروه شمع (به تعداد ۳×۴) در یک خاک رس اشباع لایه بندی شده در شکل نشان داده شده است. مقطع شمعها مربع به ابعاد ۳۵۰×۳۵۰ میلیمتر و فاصله مرکز به مرکز آنها مساوی ۹۰۰ میلیمتر است. با استفاده از ضریب اطمینان ۴، مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز گروه شمع.

۸- ۳۶ - مقطع یک گروه شمع در شکل نشان داده شده است. مطلوب است تعیین نشست تحکیم گروه شمع.

۸- ۳۷ - به مثال ۸- ۲۲ مراجعه نمایید. اگر گروه شمع دارای ابعاد $L_g = 3.5 \text{ m}$ و $B_g = 3 \text{ m}$ و لایه رس شماره ۱، پیش تحکیم یافته با $(C_u = \frac{1}{4}C_c, \rho_c = 155 \text{ kN/m}^2)$ باشد، مطلوب است



شکل مسئله ۸-۳۵

تعیین نشست گروه شمعی.

۸-۳۸ - شکل ۸-۴۱ الف یک شمعی را نشان می‌دهد. طول l مساوی ۱۵ متر، قطر شمعی 45° میلیمتر، ضخامت خاکریز رس $H_f = 3.5$ m، وزن مخصوص آن $\gamma_f = 18$ kN/m³ و زاویه اصطکاک آن $\phi_{f(III)} = 28^\circ$ می‌باشد. مطلوب است تعیین نیروی کل اصطکاک به طرف پایین روی شمعی. فرض نمایید که خاکریز در بالای سطح آب زیرزمینی است. همچنین:

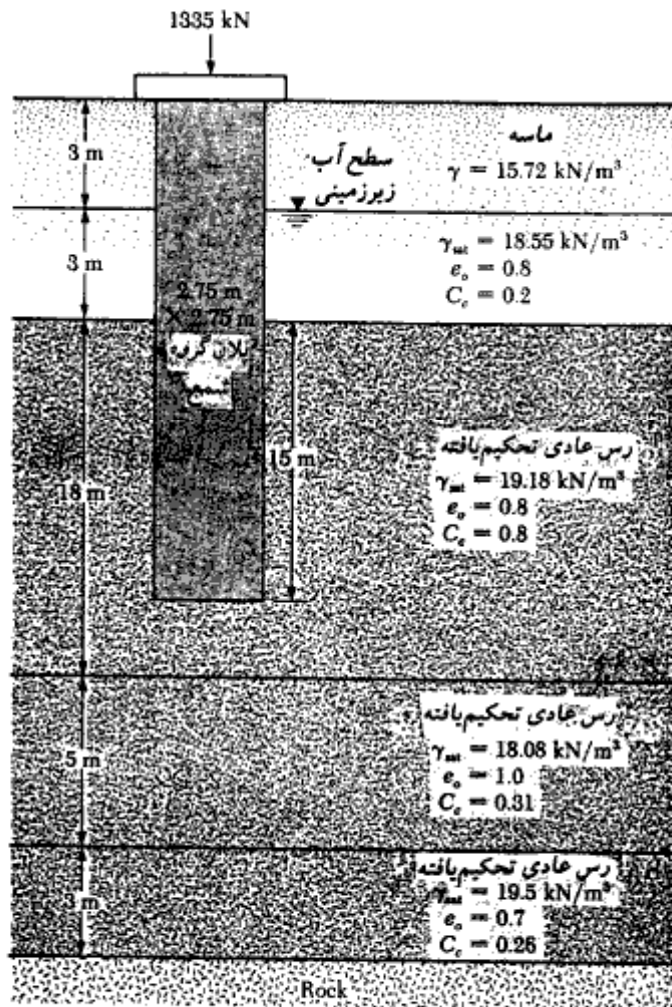
$$\delta = 0.6\phi_{f(III)}$$

۸-۳۹ - مسئله ۸-۳۸ را با این فرض که سطح آب زیرزمینی منطبق بر تراز بالای خاکریز و وزن مخصوص اشباع خاکریز مساوی ۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد، مجدداً حل کنید. سایر کمیات بدون تغییر باقی می‌مانند. مطلوبست تعیین نیروی اصطکاک به طرف پایین روی شمعی. فرض کنید:

$$\delta = 0.6\phi_{f(III)}$$

۸-۴۰ - شکل ۸-۴۱ ب را با داده‌های زیر در نظر بگیرید:

$$L = 19 \text{ m}, \gamma_{f(III)} = 15.2 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat(\text{clay})} = 19.5 \text{ kN/m}^3 \text{ و}$$



شکل مسئله ۸ - ۳۶

$\phi_{clay} = 30^\circ$, $H_f = 3.2 \text{ m}$ و قطر شمع = 0.460 m

سطح آب زیرزمینی در بالای لایه رسی قرار دارد. مطلوب است تعیین نیروی اصطکاکی به طرف پایین روی شمع. فرض کنید:

$$\delta = 0.5\phi_{clay}$$

<p>مأخذ فصل هشتم</p>

- American Society of Civil Engineers (1959). "Timber Piles and Construction Timbers," *Manual of Practice*, No. 17.
- Bhusan, K. (1982). "Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, No. GT11, pp. 1508-1510.
- Bowles, J. E. (1982). *Foundation Design and Analysis*, McGraw-Hill, New York.
- Coyle, H. M., and Castello, R. R. (1981). "New Design Correlations for Piles in Sand," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT7, pp. 965-986.
- Das, B. M. (1984). "Model Uplift Tests on Pile Groups in Sand," *Transportation Research Record No. 998*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 25-28.
- Das, B. M. and Azim, M. F. (1985). "Uplift Capacity of Rigid Pile Groups in Clay," *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 4, pp. 56-60.
- Das, B. M., and Seeley, G. R. (1975). "Uplift Capacity of Buried Model Piles in Sand," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT10, pp. 1091-1094.
- Das, B. M., and Seeley, G. R. (1982). "Uplift Capacity of Pipe Piles in Saturated Clay," *Soils and Foundations*, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 22, No. 1, pp. 91-94.
- Davisson, M. T., and Gill, H. L. (1963). "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. SM3, pp. 63-94.
- Goodman, R. E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, New York.
- International Conference of Building Officials (1982). "Uniform Building Code," Whittier, Calif.
- Janbu, N. (1953). *An Energy Analysis of Pile Driving with the Use of Dimensionless Parameters*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication No. 3.
- Janbu, N. (1976). "Static Bearing Capacity of Friction Piles," *Proceedings, Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1.2, pp. 479-482.
- Matlock, H., and Reese, L. C. (1960). "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. SM5, Part I, pp. 63-91.
- McClelland, B. (1974). "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT7, pp. 709-747.
- Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp. 197-228.
- Meyerhof, G. G., and Adams, J. I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 5, No. 4, pp. 225-244.
- Michigan State Highway Commission (1965). *A Performance Investigation of Pile Driving Hammers and Piles*, Lansing, Michigan, 338-pp.

- Vesic, A. S. (1961). "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids," *Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 87, No. EM2, pp. 35-53.
- Vesic, A. S. (1969). "Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand," *American Society for Testing and Materials; Special Technical Publication, No. 444*, pp. 177-222.
- Vesic, A. S. (1970). "Tests on Instrumented Piles—Ogeechee River Site," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 96, No. SM2, pp. 561-584.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A., Jr. (1972). *A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay*, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston, Texas.
- Woodward, R. J., Gardner, W. S., and Greer, D. M. (1972). *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, New York.

دانلود از:

