

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# مہندی پی پی شرف

مؤلفین :

احد باقرزادہ خلخالی / علیرضا عسگری بشکانی



انتشارات دانشگاهی فرهمند

.....

نام کتاب : مهندسی پی پیشرفته  
 احد باقرزاده خلخالی / علیرضا عسگری بشکانی  
 تاریخ و نوبت چاپ : اول ۱۴۰۳  
 شمارگان : ۱۰۰ نسخه  
 بها : ۴۵۰۰۰۰۰ ریال  
 شابک : ۹۷۸-۶۲۲-۷۳۱۵-۸۸-۲

.....

حق چاپ برای نشر دانشگاهی فرهمند محفوظ می باشد  
 نشانی : تهران، خیابان انقلاب، روبروی دانشگاه تهران، پاساژ فروزنده، طبقه اول، پلاک ۴۱۹

تلفن : ۶۶۴۱۰۶۸۸ - ۶۶۹۶۸۶۱۴

[WWW.FARBOOK.IR](http://WWW.FARBOOK.IR)

Farbook.pub@gmail.com

سرشناسه	: باقرزاده خلخالی، احد، ۱۳۵۶ -
عنوان و نام پدیدآور	: مهندسی پی پیشرفته/ مولفین احد باقرزاده خلخالی، علیرضا عسگری بشکانی.
مشخصات نشر	: تهران: نشر دانشگاهی فرهمند، ۱۴۰۳.
مشخصات ظاهری	: ۲۸۰ ص:، مصور، نمودار.
شابک	: 978-622-7315-88-2
وضعیت فهرست نویسی	: فیبا
موضوع	: پی سازی -- راهنمای آموزشی (عالی) Foundations – Study and teaching (Higher)
شناسه افزوده	: عسگری بشکانی، علیرضا، ۱۳۷۹ -
رده بندی کنگره	: TAVV5
رده بندی دیویی	: ۶۲۴/۱۵۰۷۶
شماره کتابشناسی ملی	: ۹۶۷۹۱۳۷
اطلاعات رکورد کتابشناسی	: فیبا

## فهرست

فصل اول.....	۱۱
آزمون های برجای ژئوتکنیکی.....	۱۱
۱-۱-۱ آزمون های صحرائی.....	۱۲
۱-۱-۱-۱ آزمایش نفوذ استاندارد (SPT):.....	۱۲
۱-۱-۱-۱ ضریب تصحیح انرژی ( $\eta_1$ ).....	۱۴
۱-۱-۱-۲ ضریب تصحیح طول میله حفاری ( $\eta_2$ ).....	۱۵
۱-۱-۱-۳ ضریب تصحیح نمونه گیر ( $\eta_3$ ).....	۱۵
۱-۱-۱-۴ ضریب تصحیح قطر گمانه ( $\eta_4$ ).....	۱۶
۱-۱-۱-۵ ضریب تصحیح سربار مؤثر (CN).....	۱۶
۱-۱-۱-۶ همبستگی های آزمایش نفوذ استاندارد.....	۱۸
۱-۱-۱-۷ روابط همبستگی ارائه شده برای خاک های دانه ای.....	۱۸
۱-۱-۱-۸ روابط همبستگی ارائه شده برای خاک های چسبنده.....	۱۹
۲-۲-۱ آزمایش نفوذ مخروط (CPT).....	۲۱
۲-۲-۱-۱ روابط همبستگی آزمون CPT:.....	۲۳
۲-۲-۲-۱ همبستگی های نتایج CPT با پارامترهای خاک چسبنده:.....	۲۳
۲-۲-۲-۳ همبستگی های نتایج CPT با پارامترهای خاک غیر چسبنده:.....	۲۵
۲-۲-۱ آزمایش برش پره (VST).....	۲۸
۲-۳-۱-۱ اصلاح نتایج آزمایش برش پره.....	۳۲
۲-۳-۲-۱ همبستگی نتایج آزمایش برش پره با مشخصه های خاک.....	۳۲
۲-۲-۴ آزمایش برش گمانه (BST).....	۳۳
۲-۲-۵ آزمایش انبساط سنج تخت (DMT).....	۳۵
۲-۲-۶ آزمایش فشارسنجی (PMT).....	۳۸
۲-۶-۱-۱ تعیین پارامترهای تغییر شکلی و مقاومتی خاک.....	۴۱
۲-۶-۲-۱ تعیین ضریب پرسیمتری:.....	۴۱
۲-۶-۳-۱ تعیین ضریب $K^0$ .....	۴۱
۲-۶-۴-۱ تعیین پارامترهای مقاومتی خاک.....	۴۱
۲-۷-۱ آزمایش بارگذاری صفحه (PLT).....	۴۳
۲-۷-۱-۱ بسط نتایج باربری آزمایش به شالوده های واقعی.....	۴۶

۴۶	۱-۲-۷-۲- خاک های چسبنده - رسی:.....
۴۶	۱-۲-۷-۳- خاک های غیر چسبنده - خاکی های $C$ و $\phi$ دار.....
۴۷	۱-۲-۸- آزمون های آزمایشگاهی تعیین $\phi$ و $C$ .....
۵۲	۱-۲-۹- آزمایش برش سه محوری.....
۶۲	۱-۲-۱۰- آزمایش برش تک محوری.....
۶۴	پرسش های فصل اول.....
۷۱	<b>فصل دوم</b> .....
۷۱	۲-۱- طبقه بندی پی ها.....
۷۳	۲-۲- مراحل طراحی یک پی سطحی.....
۷۵	۲-۳- فلسفه ظرفیت باربری پی سطحی (تئوری ترزاقی).....
۸۰	۲-۴- روابط ظرفیت باربری پی سطحی.....
۸۰	۲-۴-۱- روابط میرهوف.....
۸۲	۲-۴-۲- ضرایب شکل.....
۸۲	۲-۴-۳- ضرایب عمق.....
۸۳	۲-۴-۴- ضرایب میل بار.....
۸۴	۲-۴-۵- ضریب زمین (زمین شیدار).....
۸۴	۲-۴-۶- ضریب پی شیدار.....
۸۵	۲-۵- ملاحظات کلی در مورد معادلات ظرفیت باربری.....
۸۸	۲-۶- مکانیسم های گسیختگی پی ها و عوامل مؤثر بر آنها.....
۸۸	۲-۶-۱- مکانیسم های گسیختگی پی ها.....
۹۰	۲-۶-۲- عوامل مؤثر بر گسیختگی برشی پی ها.....
۹۲	۲-۶-۳- مشخصات هندسی گسیختگی پی های سطحی.....
۹۵	۲-۷-۱- سؤالات خاص ظرفیت باربری پی ها.....
۹۵	۲-۷-۱- ظرفیت باربری پی سطحی بر روی خاک زهکشی نشده.....
۹۹	۲-۷-۲- تأثیر سطح آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری پی های سطحی.....
۱۰۲	۲-۷-۳- تأثیر خروج از مرکزیت بارگذاری بر روی ظرفیت باربری.....
۱۱۱	۲-۷-۴- مروری بر چارچوب روش های ظرفیت باربری پی - آزمون های صحرائی.....
۱۱۵	۲-۷-۵- انواع ظرفیت باربری پی ها.....
۱۲۰	۲-۷-۶- ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر خاک های لایه لایه.....
۱۲۵	۲-۷-۷- ظرفیت باربری شالوده واقع بر خاک رسی ناهمسانگرد (زهکشی نشده).....
۱۲۶	۲-۸- ملاحظات طراحی شالوده های سطحی.....

۱۲۶	کنترل لغزش شالوده های تحت بار جانبی.....
۱۲۸	۲-۸-۲ مقاطع بحرانی خمش و برش.....
۱۳۱	۳-۸-۲ شالوده های مرکب.....
۱۳۴	۴-۸-۲ نکاتی در مورد طراحی انواع شالوده.....
۱۳۸	پرسش های فصل دوم.....
۱۶۷	<b>فصل سوم</b> .....
۱۶۷	۱-۳ مقدمه.....
۱۶۷	۲-۳ تقسیم بندی انواع شمع ها - دیدگاه های مختلف.....
۱۶۷	۱-۲-۳ تقسیم بندی شمع ها از نظر کاربرد.....
۱۷۰	۲-۲-۳ تقسیم بندی شمع ها از نظر جنس شمع.....
۱۷۲	۳-۲-۳ تقسیم بندی شمع ها از نظر شیوه ساخت.....
۱۷۳	۴-۲-۳ تقسیم بندی شمع ها از نظر جابجائی تحمیلی به خاک اطراف.....
۱۷۵	۵-۲-۳ تقسیم بندی شمع ها از نظر نوع بارگذاری.....
۱۷۶	۳-۳ مکانیسم باربری شمع ها.....
۱۷۷	۴-۳ اهداف طراحی شمع ها.....
۱۷۹	۵-۳ ظرفیت باربری نوک شمع (اتکائی).....
۱۸۰	۱-۵-۳ روابط وسیک میرهوف و جانبو.....
۱۸۶	۲-۵-۳ محاسبه ظرفیت باربری نهایی نوک شمع بر اساس آزمایش های صحرایی.....
۱۸۷	۶-۳ ظرفیت باربری نهایی جلدی شمع ( <i>Qsu</i> ).....
۱۸۹	۱-۶-۳ روش تئوریک.....
۱۹۰	۲-۶-۳ روش $\alpha$ .....
۱۹۱	۳-۶-۳ روش $\lambda$ .....
۱۹۲	۴-۶-۳ روش $\beta$ .....
۱۹۳	۷-۳ ملاحظات خاص در بررسی ظرفیت باربری شمع ها.....
۱۹۳	۱-۷-۳ تغییرات مقاومت نوک و جداره شمع ها در خاک های ماسه ای.....
۱۹۴	۲-۷-۳ تأثیر تراکم پذیری خاک بر مقدار ظرفیت باربری شمع ها.....
۱۹۴	۳-۷-۳ تأثیر شمع کوبشی بر روی مشخصات خاک ها.....
۱۹۵	۴-۷-۳ ظرفیت باربری خالص شمع.....
۱۹۶	۵-۷-۳ ظرفیت باربری کششی شمع.....
۱۹۶	۶-۷-۳ پدیده اصطکاک منفی در شمع ها.....

- ۱۹۷..... ۷-۷-۳ روش محاسبه اثر پدیده اصطکاک منفی.....
- ۲۰۰..... ۸-۷-۳ نشست های شمع.....
- ۲۰۱..... ۸-۳ گروه شمع.....
- ۲۰۳..... ۱-۸-۳ روابط تعیین **Eg**.....
- ۲۰۴..... ۲-۸-۳ مکانیسم های گسیختگی گروه شمع.....
- ۲۰۶..... ۳-۸-۳ تأثیر کلاهدک گروه شمع.....
- ۲۰۷..... ۴-۸-۳ نشست گروه شمع.....
- ۲۱۰..... پرسش های فصل سوم.....
- ۲۲۶..... **فصل چهارم**.....
- ۲۲۶..... ۱-۴ انواع سازه های نگهبان.....
- ۲۲۷..... ۱-۱-۴ دیوارهای مهارشده با پشت بندهای افقی و فشاری.....
- ۲۲۹..... ۲-۱-۴ سیستم دیوار مهاری و میخکوبی.....
- ۲۳۲..... ۳-۱-۴ دیوار سپری مهار شده.....
- ۲۳۴..... ۴-۱-۴ دیوارهای شمعی.....
- ۲۳۵..... ۵-۱-۴ شمع های درجا.....
- ۲۴۰..... ۶-۱-۴ دیوارهای دیافراگمی.....
- ۲۴۲..... ۲-۴ مقایسه ی بین انواع سازه های نگهبان.....
- ۲۴۹..... ۳-۴ اهمیت ملاحظات تغییر شکل برای طراحی.....
- ۲۴۹..... ۱-۳-۴ منابع تغییر شکل.....
- ۲۵۱..... ۲-۳-۴ تخمین مقدار و الگوی جابه جایی زمین.....
- ۲۵۳..... ۳-۳-۴ نظریه Caspe راجع به نشست.....
- ۲۵۶..... ۴-۳-۴ نظریه Goldberg و تغییر شکل سیستم نگهبان.....
- ۲۶۰..... ۵-۳-۴ نظریه Mana and Clough در عوامل موثر بر جابه جایی.....
- ۲۶۷..... ۶-۳-۴ مطالعه Qu et.al در تغییر شکل دیوار.....
- ۲۷۲..... ۷-۳-۴ نظریه Long در سیستم های نگهداری.....
- ۲۷۳..... ۴-۴ تحلیل عددی در جابه جایی.....
- ۲۷۳..... ۱-۴-۴ جابه جایی جانبی در گودبرداری.....
- ۲۸۱..... ۲-۴-۴ جابه جایی عمودی در گودبرداری.....
- ۳۰۰..... ۳-۴-۴ خلاصه مطالب و گام بندی های مربوط به جابه جایی جانبی و عمودی.....
- ۳۰۴..... ۵-۴ دیوار حائل چیست.....
- ۳۰۴..... ۱-۵-۴ دسته بندی دیوارهای حائل.....

۳۰۹	..... ۲-۵-۴ انواع دیوار های حائل
۳۱۲	..... ۳-۵-۴ تست های برجا در مواد پایه
۳۱۳	..... ۴-۵-۴ نیروهای وارد بر دیوارها
۳۱۴	..... ۵-۵-۴ فشارها و نیروهای زمین
۳۱۹	..... ۶-۵-۴ تحلیل های کوتاه مدت و بلند مدت
۳۲۰	..... ۷-۵-۴ طراحی فشارها و نیروهای زمین
۳۲۱	..... ۸-۵-۴ الزامات پایداری دیوارها
۳۲۷	..... ۹-۵-۴ عوامل موثر در انتخاب نوع دیوار حائل
۳۲۷	..... ۱۰-۵-۴ مراحل اجرای دیوار حائل
۳۳۰	..... ۶-۴ مبانی و مفاهیم خاک مسلح
۳۳۱	..... ۱-۶-۴ کرنش در خاک
۳۳۱	..... ۲-۶-۴ اصول طراحی در سازه های خاکی
۳۳۲	..... ۳-۶-۴ عوامل کرنش در خاک مسلح
۳۳۲	..... ۴-۶-۴ انواع تسلیح کننده ها
۳۳۳	..... ۵-۶-۴ گام های بررسی ماکزیمم گسیختگی دیوار خاک مسلح
۳۳۴	..... ۶-۶-۴ روش های ساخت سازه های خاک مسلح
۳۳۵	..... ۷-۶-۴ المان های نما
۳۳۹	..... ۸-۶-۴ انواع پلیمر و روش تولید آنها
۳۳۹	..... ۹-۶-۴ اصول طراحی و انتخاب ژئوسنتتیک ها
۳۴۴	..... ۱۰-۶-۴ اصول ترک های خستگی
۳۴۶	..... ۱۱-۶-۴ ضرایب اطمینان در خاک مسلح
۳۵۳	..... ۱۲-۶-۴ روش میل مهار و دوخت به پشت
۳۵۳	..... ۱۳-۶-۴ سیستم نیلینگ و عملکرد رفتاری آن
۳۵۴	..... ۱۴-۶-۴ مزایای و معایب روش انکراژ
۳۵۴	..... ۱۵-۶-۴ تفاوت انکراژ و میخ کوبی
۳۵۵	..... ۱۶-۶-۴ اجزای انکراژ
۳۵۶	..... ۱۷-۶-۴ مراحل اجرای انکراژ
۳۵۷	..... ۱۸-۶-۴ روش طراحی انکراژ
۳۵۹	..... ۱۹-۶-۴ طراحی زهکش ها
۳۶۰	..... ۲۰-۶-۴ ضریب اطمینان و کنترل پایدار

۳۶۰	.....	۲۱-۶-۴ موارد مورد بررسی در طراحی
۳۶۲	.....	مراجع



## مقدمه مولفین

با افتخار نسخه جدید کتاب "مهندسی پی پیشرفته" را به شما معرفی می‌کنیم. این کتاب، حاصل تلاش‌های بی‌وقفه و تحقیقات گسترده‌ای است که در حوزه مهندسی پی و سازه‌های زیرزمینی انجام شده است. مهندسی پی به عنوان یکی از مهم‌ترین شاخه‌های مهندسی عمران، نیازمند دانش و تجربیات عملی گسترده‌ای است تا بتوان به بهترین نحو ممکن، سازه‌های ایمن و پایدار را طراحی و اجرا نمود.

در این کتاب، نویسنده با بهره‌گیری از سال‌ها تجربه عملی و علمی خود، به بررسی و تحلیل دقیق مفاهیم و اصول مهندسی پی پرداخته است. مطالب این کتاب به گونه‌ای تدوین شده است که هم برای دانشجویان و هم برای مهندسان حرفه‌ای قابل استفاده باشد. از مباحث تئوریک پایه گرفته تا جدیدترین تکنیک‌ها و روش‌های پیشرفته طراحی و اجرای پی‌ها، همه و همه به زبانی ساده و قابل فهم بیان شده است.

این کتاب با پوشش جامعی از موضوعات مختلف مانند انواع پی‌ها، تحلیل پایداری، روش‌های بهسازی خاک، و استفاده از فناوری‌های نوین، به عنوان یک منبع ارزشمند و جامع در اختیار علاقه‌مندان قرار می‌گیرد. در هر فصل از این کتاب، تلاش شده است تا با بهره‌گیری از مثال‌های کاربردی و مطالعات موردی واقعی، مفاهیم پیچیده به صورت عملی و قابل فهم توضیح داده شود. همچنین، روش‌های مدرن تحلیل و طراحی با استفاده از نرم‌افزارهای مهندسی نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

علاوه بر این، بخش‌هایی از کتاب به بررسی مشکلات و چالش‌های رایج در مهندسی پی و راهکارهای مؤثر برای مقابله با آنها اختصاص یافته است. این ویژگی باعث می‌شود که کتاب نه تنها برای یادگیری، بلکه به عنوان یک مرجع کاربردی در پروژه‌های واقعی نیز مفید واقع شود.

ویژگی برجسته این کتاب، تأکید بر پیوند نظریات علمی با کاربردهای عملی است. نویسنده با بهره‌گیری از تجربه‌های خود در پروژه‌های بزرگ ملی و بین‌المللی، دیدگاهی جامع و چندجانبه را ارائه می‌دهد که خوانندگان می‌توانند از آن در حل مسائل واقعی مهندسی پی استفاده کنند. همچنین، ضامم و پیوست‌های کتاب شامل جداول و نمودارهای کاربردی است که به مهندسان در تحلیل و طراحی دقیق تر کمک شایانی می‌کند.

امیدواریم که مطالعه این کتاب بتواند به ارتقای دانش و مهارت‌های شما در زمینه مهندسی پی کمک شایانی نماید و در پروژه‌های آتی تان موفق و سربلند باشید.

با آرزوی موفقیت برای همه خوانندگان عزیز:

دکتر احد باقر زاده خلخالی و مهندس علیرضا عسگری بشکانی.



## فصل اول

### آزمون های برجای ژئوتکنیک

مکانیک خاک شاخه ای از علوم مهندسی است که به مطالعه مشخصات فیزیکی و رفتار توده خاک تحت بارهای وارده می پردازد. مکانیک خاک تقریباً در آغاز قرن بیستم توسعه پیدا نموده است. در آن زمان نیاز به تحلیل و بررسی رفتار خاک ها در بسیاری از کشورها حس میشد که علت آن هم حوادثی همانند زمین لغزش ها و گسیختگی فونداسیون ها بود. بسیاری از اصول پایه مکانیک خاک در آن زمان به خوبی مورد استفاده قرار می گرفتند اما جمع بندی جامعی از این مبانی بنیادی تحت عنوان علم مکانیک خاک وجود نداشت. نخستین کسانی که کمک شایانی به توسعه مکانیک خاک نمودند عبارتند از: کولمب<sup>۱</sup> که در سال ۱۷۷۶ رساله مهمی در رابطه با گسیختگی خاک تالیف نمود و همچنین رانکین<sup>۲</sup> که در سال ۱۸۵۷ مقاله بسیار مهمی در رابطه با حالت های محتمل تنش به چاپ رساند. در سال ۱۸۵۶ دارسی<sup>۳</sup> نتایج تحقیقاتش در رابطه با نفوذپذیری خاک را با هدف تامین آب شهر Dijon به چاپ رساند. اصول مکانیک مصالح و محیط پیوسته شامل استاتیک و مقاومت مصالح نیز به خوبی در قرن نوزدهم در اثر فعالیت های، کوشی ناویر و بوزینسک توسعه پی نموده بودند.

اما برای اینکه تمام این تمام این مبانی بنیادی را بتوان تحت عنوان یک علم واحد گردهم آورد باید تا قرن بیستم منتظر می ماندیم در آغاز این قرن، کارل ترزاقی<sup>۴</sup> بیشترین و مهمترین سهم را در توسعه مکانیک خاک بر عهده داشت. ترزاقی در سال ۱۹۲۵ کتاب Erdbaumechanik (مکانیک خاک) را به چاپ رساند چنانکه امروزه چاپ این کتاب به عنوان مبداء پیدایش مکانیک خاک مدرن شناخته می شود. وی علاوه بر به کارگیری علوم مکانیک مصالح خواصی از خاک را مورد بررسی قرار داد. که از ذهن دیگر محققین به دور مانده بود. ترزاقی نحوه در نظر گرفتن تاثیر فشار آب منفذی بر رفتار خاک را نیز مورد بررسی قرار داد. این مسئله یکی از عناصر اساسی نظریه مکانیک خاک است به طوری که اشتباه در در نظر گرفتن این جنبه از رفتار خاک تاکنون منجر به وقوع فجایع بزرگی همانند گسیختگی سد تتون شده است.

<sup>1</sup>Coulomb, ۱۷۷۶

<sup>2</sup> Rankine, ۱۸۵۷

<sup>3</sup>Darcy, ۱۸۵۶

<sup>4</sup> Carl Von Terzaghi

مطالب فوق نگاهی اجمالی بود بر پیدایش مکانیک خاک نوین و بسط و گسترش آن در سال های اخیر، در ادامه قصد داریم تاریخچه مکانیک خاک و مهندسی ژئوتکنیک را به طور مفصل تری بررسی نماییم.

## ۱.۱ آزمون های صحرائی

همان طور که بیان شد یکی از روش های شناسائی مستقیم مصالح خاکی یک زمین استفاده از آزمون های صحرائی یا درجا است. انواع متفاوتی از آزمون های صحرائی برحسب نوع خاک، میزان تراکم عمق مورد آزمایش و پارامترهای مورد نیاز تعریف شده اند. متداول ترین و کم هزینه ترین آزمایش درجا آزمایش SPT نفوذ استاندارد است. آزمون هایی نظیر CPT، بارگذاری صفحه پرسیومتر و برش پره یا گمانه نیز جزو این گروه از آزمایش های درجا قرار می گیرند در کدام از این آزمون ها تشریح و دامنه کاربرد آنها ارائه می شود.

### ۱.۱.۱ آزمایش نفوذ استاندارد (SPT):

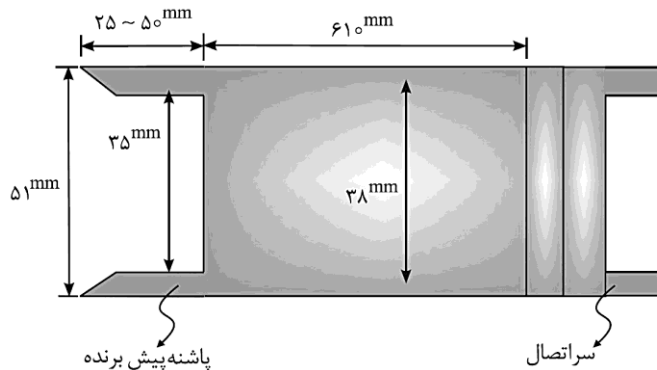
ادامه هر این آزمایش بر اساس اعمال ضرباتی بر نمونه گیر SPT و ثبت تعداد ضربات لازم برای نفوذ معین نمونه گیر در خاک مورد مطالعه بکار برده می شود. تعداد ضربات ثبت شده معیاری برای تخمین مقاومت خاک یا مشخصه های تراکمی یا تغییر شکل پذیری آن است.

#### الف) دامنه کاربرد آزمایش:

این آزمایش هرچند به طور متداول برای کلیه خاک ها مورد استفاده قرار می گیرد لیکن برای خاک های دانه ای و ماسه ای تعریف شده است و کمترین خطا را برای این گروه از خاک ها دارا است.

#### ب) ابزار آزمایش

ابزار آزمایش در یک تفکیک کلی از دو بخش نمونه گیر و سیستم کوبش تشکیل می شود. ابزار کوبشی این آزمایش چکشی به وزن  $(63 \pm 0/5)$  کیلوگرم می باشد که از ارتفاعی معادل ۷۶ سانتی متر بر روی نمونه گیر رها می شود و عملاً هر رها سازی و برخورد به نمونه گیر؛ معرف یک ضربه می باشد. نمونه گیر SPT از نوع استوانه ای شکاف دار (نمونه گیر قاشقی) می باشد که مرکب از دو نیمه استوانه ای است که بر روی هم قرار می گیرند. از بالا به سر اتصالی پیچ می شوند که می تواند به میله حفاری متصل شود. لذا امکان انجام آزمایش در عمق گمانه نیز فراهم می گردد از پایین به یک پاشنه برنده متصل می شود که باعث فرو رفتن نمونه گیر به آسانی به داخل خاک می شود و از استهلاک زود هنگام نمونه گیر هم جلوگیری می کند. مشخصات هندسی این نمونه گیر مطابق شکل (۱-۱) است.



شکل (۱-۱): مشخصات هندسی نمونه گیر SPT

توجه شود اگر مقادیر قطرهای داخلی و خارجی هندسه نمونه گیر SPT در رابطه (۱-۱) جایگذاری شود، دست خوردگی نمونه اخذ شده در این آزمایش معادل ۱۱۳٪ بدست می آید؛ لذا نمونه های استحصالی در این آزمایش دست خورده محسوب می گردد.

### ج) نحوه انجام آزمایش

معمولاً این آزمایش در حین حفاری گمانه های شناسایی از فواصل ۱ الی ۲ متری عمق گمانه انجام می پذیرد. در حین حفاری وقتی گمانه به عمق مورد نظر برای انجام آزمایش می رسد؛ مته حفاری از گمانه خارج و نمونه گیر SPT با اتصال به میله حفاری به داخل گمانه فرستاده می شود. بعد از جای گیر شدن نمونه در ته گمانه (عمق مورد نظر) با وارد کردن ضربات سقوط آزاد چکشی به وزن  $63 \pm 0/5$  کیلوگرم از ارتفاع ۷۶ سانتی متری بر میله حفاری نمونه گیر به داخل خاک کف گمانه کوبیده می شود و اینکار در سه مرحله نفوذ ۱۵ سانتی متری (به عمق نفوذ نهایی ۴۵ سانتی متر) انجام می پذیرد تعداد ضربات هر ۱۵ سانتی متر از اولین نفوذ تا مرحله پایانی به ترتیب  $N_1$ ،  $N_2$  و  $N_3$  تعریف و ثبت می شود.

مجموع دو عدد  $N_2$  و  $N_3$  به عنوان عدد نفوذ استاندارد خاک (N) که برخی از آن به عنوان عدد نفوذ خام یاد می کنند، تعریف می شود. در حقیقت N عبارتست از مجموع تعداد ضربات لازم در آزمایش برای نفوذ ۳۰ سانتی متر انتهایی نمونه گیر.

توجه شود آزمایش SPT در موارد ذیل فاقد اعتبار لازم است و انجام آن متوقف می گردد. این بدان مفهوم نیست که آزمایش نفوذ در کل آن گمانه متوقف می شود بلکه صرفاً آزمایش در عمق مورد نظر انجام نمی پذیرد و در ادامه حفاری مجدداً آزمایش در ترازهای عمقی بعدی صورت می گیرد.

- اگر به ازاء  $150^{mm}$  نفوذ؛ ۵۰ ضربه یا بیشتر نیاز باشد،
- اگر به ازاء  $150^{mm}$  نفوذ انتهایی، ۱۰۰ ضربه یا بیشتر لازم باشد،
- اگر به ازاء ۱۰ ضربه متوالی نفوذی حاصل نگردد.

البته از نظر برخی مراجع اگر در همان ضربه اول نیز کل نفوذ صورت گیرد را نیز جزو حالات بدون اعتبار در نظر می گیرند. به عبارتی آزمایش SPT برای خاک های بسیار شل و بسیار سفت کاربرد و اعتبار فنی لازم را ندارد.

#### د) عوامل مؤثر بر عدد نفوذ (نحوه اصلاح عدد خام)

یکی از مهمترین مراحل بهره گیری از نتایج ثبت شده آزمایش SPT، اصلاح عدد خام آزمایش (N) بر پایه عوامل مؤثر می باشد تا بتوان عدد اصلاح شده نفوذ ( $N'$ ) را مبنای تعریف پارامترهای مورد نیاز خاک قرار داد. ۵ عامل اصلی به قرار ذیل بر روی نتایج این آزمایش تأثیرگذار می باشند.

#### ۱-۱-۱-۱- ضریب تصحیح انرژی ( $\eta_1$ )

با توجه به وزن چکش و ارتفاع سقوط در این آزمایش؛ انرژی استاندارد تعریف شده در آزمون به قرار ذیل قابل تعریف است:

$$E_{in} = \frac{1}{2} mv^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} [(2gh)^{\frac{1}{2}}]^2 \quad (1-1)$$

$$E_{in} = Wh = 63/5 \times 9/807 \times 0/762 = 474/5 \text{ ژول}$$

به عبارتی در این آزمون برحسب وزن چکش (W) و ارتفاع سقوط (h) می توان پذیرفت که انرژی استاندارد اعمالی معادل ۴۷۵ ژول می باشد. در حین آزمایش درجا وابسته به سازنده ابزار چکش، نوع سیستم کوبش (طناب دار یا خودکار) و نوع چکش (چکش وزنه ای، ایمن و یا حلقوی) معمولاً انرژی اعمالی متفاوت (کمتر) از مقدار استاندارد است. این انرژی وابسته به سه عامل یاد شده که معمولاً توسط مهندس مکانیک تعریف میشود به عنوان انرژی واقعی (Eact) تعریف می گردد. بدین ترتیب نسبت انرژی آزمایش ( $E_r$ ) به صورت ذیل تعریف می شود:

$$E_r = \frac{E_{act}}{E_{in}} \quad (2-1)$$

نسبت انرژی آزمایش

این در حالی است که روابط تجربی تخمین پارامترهای خاک برحسب عدد نفوذ خاک را که در ادامه بیان می شوند، معمولاً برحسب انرژی مبنائی معادل ۵۵ الی ۷۰٪ انرژی استاندارد ارائه می کنند. به عبارتی وقتی نیاز به  $N_{70}$  است؛ مفهوم آن این است که عدد نفوذ بدست آمده در کارگاه (N خام) وابسته به انرژی به کار رفته در کارگاه (Eact) می بایست به عدد نفوذ معادل  $E_{in} \times 70\%$  تبدیل شود؛ یعنی داریم:

$$N_{70} = \frac{E_{act}}{0/7 \times E_{in}} N = \frac{E_{in}}{0/7} \times N \quad (3-1)$$

بنابراین اگر درصد مورد نیاز برای انرژی مبنائی را  $E_{rb} = 70\%$  برای مثال فوق) تعریف کنیم؛ ضریب تصحیح  $\eta_1$  به عنوان اولین ضریب تصحیح عدد نفوذ به قرار ذیل قابل تعریف است:

$$\eta_1 = \frac{E_r}{E_{rb}} = \frac{\text{نسبت انرژی واقعی آزمایش}}{\text{نسبت انرژی مبنای مورد نیاز}} \quad (4-1)$$

### ۱-۱-۱-۲- ضریب تصحیح طول میله حفاری ( $\eta_2$ )

برای طول های میله حفاری کمتر از ۱۰ متر لازم است ضرایب تصحیح  $\eta_2$  اعمال شود چرا که در صورت کمتر بودن طول میله (کمتر از ۱۰ متر)؛  $N$  ثبت شده بزرگتر از مقدار واقعی برآورد می شود. لذا بر اساس تجربه ضریب کوچکتری از یک بنام  $\eta_2$  جهت اصلاح  $N$  تعریف شده است که در آن ضرب می شود. مقدار  $\eta_2$  برای طول های مختلف به قرار ذیل است:

طول میله حفاری	$\eta_2$
$> 10^m$	۱/۰
6 ~ 10	۰/۹۵
4 ~ 6	۰/۸۵
0 ~ 4	۰/۷۵

جدول ۱-۱: نحوه تعیین  $\eta_2$  برحسب طول میله حفاری

### ۱-۱-۱-۳- ضریب تصحیح نمونه گیر ( $\eta_3$ )

در برخی از موارد، برای سهولت اخذ نمونه در داخل نمونه گیر از غلاف نمونه گیر استفاده می شود که وظیفه نگه داشتن نمونه اخذ شده را در داخل نمونه گیر به عهده دارد. به جهت اصطکاک ایجاد شده با حضور این غلاف مقدار  $N$  بیش از واقعیت تخمین زده می شود لذا ضریب تصحیح غلاف نمونه گیر ( $\eta_3$ ) به قرار ذیل کوچکتر از یک تعریف شده است:

$$\eta_3 = 1/0 \rightarrow \text{بدون غلاف}$$

$$\eta_3 = 0/80 \rightarrow \text{رس و ماسه متراکم}$$

$$\eta_3 = 0/9 \rightarrow \text{ماسه سست}$$

$$(5-1)$$

#### ۱-۱-۱-۴- ضریب تصحیح قطر گمانه ( $\eta_4$ )

اگر قطر گمانه تحت آزمایش بیش از  $120^{mm}$  باشد تأثیر افزایش قطر گمانه ( $\eta_4$ ) می بایست در تصحیح عدد نفوذ خام اعمال شود. این به نحوی است که هر چه قطر گمانه افزایش یابد، عدد نفوذ ثبت شده کمتر از واقعیت است لذا به ضریب بزرگتر از  $1/0$  ضرب می شود. این مقدار ( $\eta_4$ ) برای گمانه به قطرهای  $150^{mm}$  و  $200^{mm}$  به ترتیب  $1/0.5$  و  $1/1.5$  می باشد.

#### ۱-۱-۱-۵- ضریب تصحیح سربار مؤثر ( $C_N$ )

بیشترین تأثیر در اصلاح عدد نفوذ را ضریب تصحیح سربار مؤثر دارد. روابط متعددی برای  $C_N$  ارائه شده است که متداولترین آنها به قرار ذیل است:

$$C_N = \left( \frac{100}{\sigma'_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{بر حسب } kPa$$

(۶-۱) و یا رابطه

$$C_N = \left( \frac{100}{\sigma'_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{بر حسب کیلو گرم بر سانتی متر مربع}$$

در این رابطه  $\sigma'_0$  مقدار تنش مؤثر قائم در جای محل انجام آزمایش نفوذ استاندارد است. مقدار  $C_N$  نباید خیلی کوچکتر از یک باشد لذا معمولاً به  $0/5$  محدود می شود و همچنین نباید خیلی بزرگتر از یک باشد لذا در مرز بالا به  $2/0$  محدود می گردد ( $0/5 \leq C_N \leq 2/0$ ).

بر اساس معیار دیگری اگر با اعمال ضریب  $C_N$ ، فشردگی نسبی کمتر از  $0/5$  باشد، تأثیر سربار قائم منظور نمی شود منظور از فشردگی نسبی همان تراکم نسبی ( $D_r$ ) است که برحسب عدد نفوذ اصلاح شده ( $N$ ) پس از آزمایش بدست می آید.

پس از تعیین ضرایب اصلاح عدد نفوذ بویژه  $C_N$  و  $\eta_1$  بر حسب  $E_{rb}$  (نسبت انرژی مبنای مورد نیاز)، عدد نفوذ اصلاح شده در انرژی مبنا ( $N_{Erb}$ ) به قرار ذیل تعریف می شود:

$$N_{Erb} = C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot N \quad (7-1)$$

از این عدد اصلاح شده به ازاء کاربردهای مختلف پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک را بدست می آید.

**توجه ۱:** با توجه به اینکه رابطه (۷-۱)؛ رابطه خطی محسوب می گردد، لذا اگر عدد نفوذ خاک در انرژی های  $E_1$  و  $E_2$  به ترتیب  $N_1$  و  $N_2$  فرض شوند، رابطه ذیل بین آنها برقرار خواهد بود:

$$N_1 \cdot E_1 = N_2 \cdot E_2 \quad (8-1)$$



**توجه ۲:** برخی از محققین برای وجود آب زیرزمینی هم یک تصحیح جداگانه در نظر می گیرند چرا که گسترش آب حفره ای را مبنای شل شدن ماسه های ریز ارزیابی می کنند و نتیجه آن را کاهش عدد  $N$  ثبت شده می دانند. لیکن در محاسبات معمول به جهت رعایت اصلاح سربار مؤثر  $(\sigma' = \sigma - U)$  از این مهم صرفنظر می شود و فقط به صورت تئوریک مدنظر قرار می گیرد.

### هـ - کاربردهای نتایج آزمایش SPT

**هـ-۱-** نمونه های حاصل از SPT معمولاً نیمرخ مشاهده ای از حدود ۵۰ درصد عمق گمانه را بدست می دهند. مثلاً اگر فرض کنیم از هر ۱/۰ متر عمق حفاری یک آزمایش نفوذ SPT انجام گرفته باشد،  $450^{mm}$  نمونه از نمونه گیر آزمایش بدست می آید که معادل ۵۰ درصد یک متر طول حفاری حدود است. پس کارایی مشاهده ای این آزمون حدود ۵۰٪ است.

**هـ-۲-** از نمونه های SPT به طور مشخص برای آزمون های طبقه بندی خاک، حدود اثربرگ، چگالی دانه های جامد و به عبارتی آزمون های فیزیکی که نیاز به نمونه دست نخورده ندارند؛ استفاده می شود.

**هـ-۳-** از نتایج آزمایش SPT برای تخمین پارمترهای مقاومتی خاک ها استفاده می شود. به طوری که در خاک های دانه ای؛  $\gamma$  (وزن مخصوص)،  $D_r$  (تراکم نسبی)،  $\phi$  (زاویه اصطکاک خاک) برحسب روابط تجربی بدست می آیند و در خاک های چسبنده؛ مقدار  $q_{tu}$  (مقاومت تک محوری) و گاهی  $O.C.R$  (نسبت بیش تحکیمی) را می توان به صورت تخمینی تعیین نمود هر چند که این آزمون برای خاک های چسبنده چندان توصیه نمی شود.

به طور عمومی رابطه عددی  $\dot{N}_{70}$  با دانسیته نسبی ( $D_r$ ) و زاویه اصطکاک داخلی خاک های دانه ای ( $\phi$ ) به قرار جدول ۱-۲ است. هر چند که روابط تجربی محاسباتی مربوط به این همبستگی ها در ادامه ارائه خواهند شد.

شرایط تراکمی خاک دانه ای	بسیار سست	سست (Loose)	متوسط (Medium)	متراکمی (Dense)	خیلی متراکم (Very Dense)
$\dot{N}_{70}$	1 ~ 6	3 ~ 9	7 ~ 25	16 ~ 45	> 40
$D_r$	0 ~ 0 /15	0/15 ~ 0 /35	0/35 ~ 0 /65	0/6~0/85	0/85~ 1/0
$\phi$	26 ~ 30	28 ~ 34	30 ~ 40	33 ~ 42	< 50

جدول (۱-۲): رابطه عددی  $\dot{N}_{70}$  با پارامترهای خاک دانه ای

مشابه چنین رابطه تقریبی برای خاک های چسبنده به قرار ذیل تعریف شده است.

شرایط تراکمی خاک دانه‌ای	بسیار نرم		متوسط	سفت		خیلی سفت	سخت
	(soft)			(stiff)			(hard)
$N'_{\gamma_0}$	۰~۲	۳~۵	۶~۹	۱۰~۱۶	۱۷~۳۰	> ۳۰	
$q_u$ (kPa)	< ۲۵	۲۵~۵۰	۵۰~۱۰۰	۱۰۰~۲۰۰	۲۰۰~۴۰۰	> ۴۰۰	

جدول (۳-۱): رابطه عددی  $N'_{70}$  با مقاومت تک محوری و میزان سفتی خاک های ریزدانه

هـ-۴- از مقادیر  $N'$  خاک برای تعیین مشخصه های تغییر شکل خاک ( $E, v$  و حتی  $C_n$  و  $C_s$ ) نیز بهره گرفته می شود.

هـ-۵- برحسب برخی از روابط تجربی امکان استفاده مستقیم از  $N'$  برای تعیین ظرفیت باربری پی ها اعم از عمیق و یا سطحی فراهم شده است که روابط مربوطه در فصول دوم و سوم تشریح شده اند.

### ۱-۱-۱-۶- همبستگی های آزمایش نفوذ استاندارد

همانطور که در بخش قبلی بیان شد یکی از کاربردهای نتایج آزمایش نفوذ استاندارد؛ تخمین محاسباتی برخی از مشخصه های فیزیکی و مکانیکی خاک های دانه ای با تقریب مناسب و خاک های ریزدانه با پذیرش تقریب می باشد. در خصوص این محاسبات؛ روابط همبستگی مختلفی توسط محققین ارائه گردیده اند که متداولترین آنها به قرار ذیل تشریح می شوند.

### ۱-۱-۱-۷- روابط همبستگی ارائه شده برای خاک های دانه ای

shiai و Fukur در سال ۱۹۸۲ رابطه ذیل را برای محاسبه  $\phi$  و برحسب  $N'_{70}$  اصلاح شده آزمایش SPT در تراز انرژی مبنای ۷۰ ارائه داده اند:

$$\phi = 0.45 N'_{70} + 20 \quad (9-1)$$

میرهوف در سال ۱۹۵۷ به طور غیر مستقیم رابطه ذیل را برای همبستگی  $N$  و  $D_r$  ارائه داد:

$$\frac{N'_{70}}{D_r^2} = A + B \cdot P' \quad (10-1)$$

$P'$ : تنش مؤثر قائم در عمق مورد نظر برحسب (kPa)

$A, B$  ضرایب همبستگی هستند که اسکمپتون مقادیر آنها مطابق زیر و بر اساس آزمایش های محلی تعیین نموده است.

$$B \in [0/2 \ 0/3] \text{ و } A \in [15, 54]$$

لذا اگر مقادیر متوسط A و B را که چندان هم تقریب خوبی ندارد، در رابطه (۱۰-۱) بپذیریم، خواهیم داشت:

$$\frac{\dot{N}_{70}}{D_r^2} = 32 + 0/29 P' \quad (11-1)$$

برای تعیین  $\varphi$  علاوه بر رابطه (۹-۱)؛ در صورت دسترسی به  $D_r$  می توان پذیرفت:

$$\varphi = 28 + 0/15 D_r \quad (12-1)$$

در این رابطه  $D_r$  برحسب درصد جایگذاری شود و مقدار  $\varphi$  بدست آمده با تقریب  $\pm 2^\circ$  قابل قبول خواهد بود.

**توجه ۳:** در خاک های شن دار، ممکن است نتایج SPT دور از واقعیت بدست آید؛ لذا به جای پاشنه پیش برنده نمونه گیر آزمایش از مخروطی توپر استفاده می شود و آزمایش به همان شکلی که در استاندارد آمده است انجام می پذیرد. لیکن مقادیر N حاصل می بایست حدود ۲۵ درصد اضافه شوند تا بتوانیم از روابط همبستگی ارائه شده در فوق بهره بگیریم. علت این افزایش به جهت شکل مخروط است که امکان نفوذ را به راحتی در خاک فراهم می نماید و باعث حصول اعداد نفوذ کوچکتر در حین آزمایش می شود.

### ۱-۱-۱-۸- روابط همبستگی ارائه شده برای خاک های چسبنده

شکل عمومی همبستگی  $\dot{N}_{70}$  و  $q_u$  (مقاومت تک محوری) به قرار ذیل می باشد:

$$q_u = k \cdot \dot{N}_{70} \quad (13-1)$$

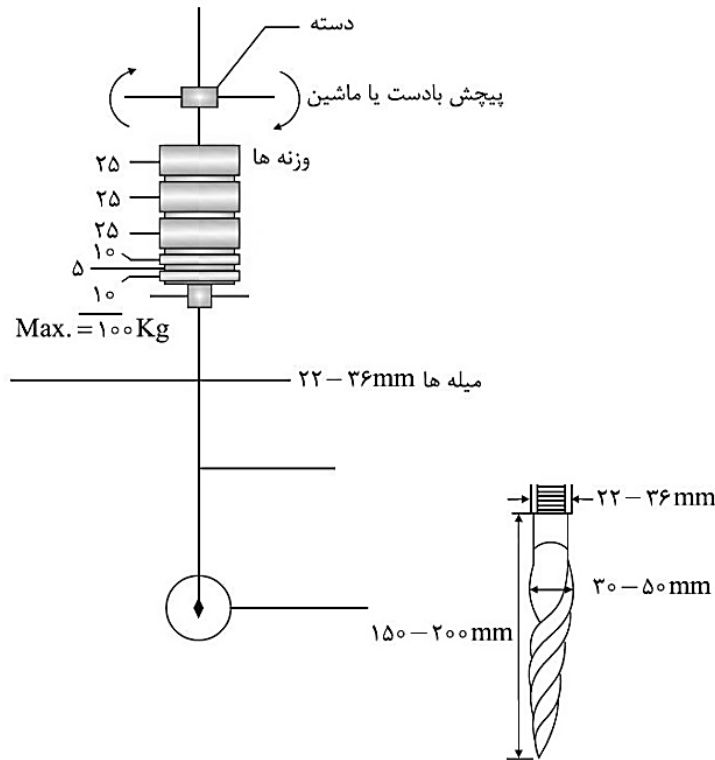
مقدار ضریب ثابت رابطه ( $k$ )، از نظر محققین مختلف متفاوت است. معمولاً دیدگاه Bowles که  $k = 12$  را ارائه داده است، مبنا قرار می گیرد. داس (Das) این مقدار را معادل ۷ تا ۱۲ معرفی می نماید. توجه شود که چسبندگی زهکشی نشده خاک های چسبنده (رس ها) معادل نصف  $q_u$  بدست آمده خواهد بود ( $q_u = 2 C_v$ ). مقادیر  $q_u$  حاصل از رابطه (۱۵-۱) برحسب  $kPa$  است. در خصوص همبستگی  $\dot{N}_{70}$  با  $O.C.R$  (نسبت بیش تحکیمی) خاک های ریزدانه داریم:

$$O.C.R = 0/193 \left( \frac{\dot{N}_{70}}{p_0} \right)^{0/689} \simeq 0/2 \left( \frac{\dot{N}_{70}}{p_0} \right)^{0/7} \quad (14-1)$$

در این رابطه  $p_0$  برحسب مگا پاسکال می بایست جایگذاری شود.

**توجه ۴:** روابط همبستگی کاربردی بین  $\dot{N}_{55}$  با ظرفیت باربری پی های سطحی و شمع ها ارائه شده است که در فصول دوم و سوم به طور کامل تشریح گردیده اند.

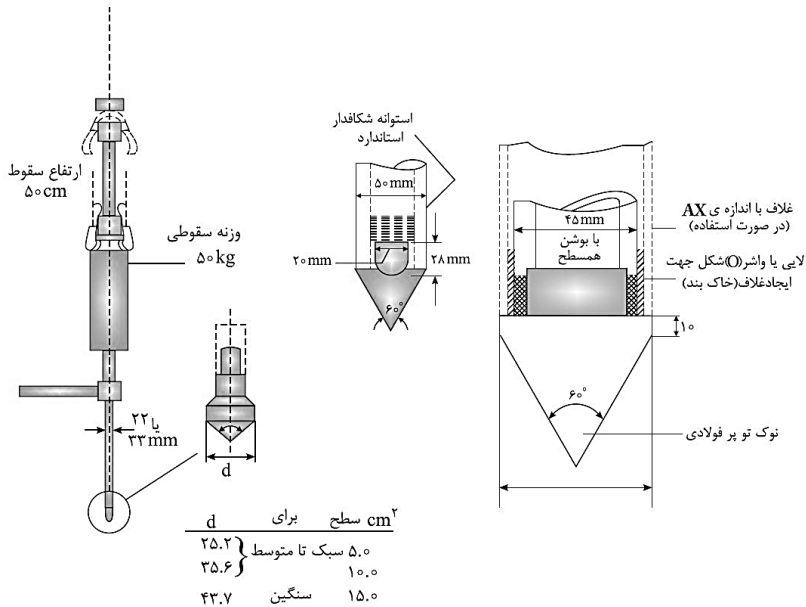
**توجه ۵:** چند روش دیگر از آزمون های نفوذی نیز مطرح می باشد آزمایش CPT در بخش آتی به عنوان یکی دیگر از این روش های نفوذی (مشابه SPT) تشریح خواهد شد. روش دیگری با عنوان گمانه زنی وزن های سوئدی وجود دارد که در کشورهای مختلف برای خاک های ریزدانه بویژه لای بسیار نرم یا رس های اشباع بکار گرفته می شود. اصولاً این آزمایش شامل فشار دادن دستگاه تا عمق مشخص و سپس افزودن وزنه تا زمانی است که نوک پیچی شروع به گردش خودکار کرده و به پایین حرکت کند. در این حالت مقدار وزنه و تعداد نیم دورهای لازم برای پیمودن یک فاصله مشخص (معمولاً  $1/0^{mm}$  یا طول نوک مته) ثبت میشود. شکل این دستگاه مطابق شکل (۱-۲) است.



شکل (۱-۲): تجهیزات آزمایش نفوذ سوئدی

در صورتی که حداکثر وزن  $100\text{ kg}$  باعث شروع چرخش نفوذ سنج نشود آن را به صورت دستی (یا با موتور) می چرخانند و تعداد نیم دورهای لازم برای طی یک فاصله مشخص ثبت می شود. نوع خاک به نموداری برحسب وزن و تعداد دور مرتبط می شود.

نفوذ سنجی های دیگری با عنوان نفوذ سنجی های دینامیکی مخروطی وجود دارد که جزو آزمون های نفوذ دینامیکی محسوب می شوند (شکل ۳-۱) در این آزمایش ها نوک مخروطی تا عمق مشخص کوبیده می شوند و تعداد ضربات لازم مشابه آزمایش SPT شمارش می شوند.



شکل (۳-۱): مخروط های مکانیکی متداول برای آزمون های نفوذ دینامیکی

## ۱-۲-۲ آزمایش نفوذ مخروط (CPT)

این آزمایش نفوذی در ابتدا در هلند ابداع شد و عمدتاً در اروپا رایج بوده است. اما لزوماً به موازات آزمایش نفوذ SPT گسترش چشمگیری داشته است.

### الف) دامنه کاربرد:

این آزمایش در رس ها لایه های نرم و ماسه های ریز تا متوسط مورد استفاده قرار می گیرد. به عبارتی عمدتاً برای رسوبات نرم کاربرد دارد. توجه شود که در خاک های شنی یا رسوبات بسیار چسبنده نرم و یا سخت کاربرد ندارد. از این آزمایش در شناسایی ژئوتکنیکی بستر دریاها و طراحی پی های شمعی سکوه های دریایی به طور وسیعی استفاده می شود.

### ب) ابزار آزمایش:

یک مخروط با اندازه استاندارد که تحت فشار استاتیک به داخل خاک رانده می شود؛ بخش اصلی ابزار آزمایش می باشد. مساحت قاعده مخروط در حدود ۱۰ سانتی متر مربع و زاویه نوک مخروط معادل 60° است (مخروط مکانیکی).

مخروط به میل های متصل می باشد که از طریق آن میتوان فشار لازم را به مخروط وارد نمود (بار مرده مناسب که به طور معمول از طریق وزن یک کامیون یا ماشین تأمین میشود). با پیشروی مخروط به داخل زمین، میله های اضافی به آن متصل و آزمایش ادامه می یابد. در برخی از مخروط ها؛ مخروط در غلافی با ابعاد مشخص قرار دارد که از طریق غلاف، مقاومت اصطکاکی یا جداری اندازه گیری می شود و از طریق نوک مخروط نیز مقاومت اتکائی یا نوک ثبت می شود. به چنین مخروط هائی؛ مخروط الکتریکی می گویند.

به طور کلی مخروط ها را می توان به دو دسته به قرار ذیل تقسیم بندی نمود:

- مخروط مکانیکی (هلندی)

- مخروط الکتریکی (الکتریکی - اصطکاکی)

در صورت استفاده از مخروط مکانیکی، اطلاعات حاصل از مخروط با عمق داده های پیوسته ای نیست و در هر عمق مشخصی اطلاعات ثبت می شود. این عیب در خصوص مخروط الکتریکی رفع شده است چرا که در مخروط الکتریکی هر دو مؤلفه (مقاومت نوک)  $q_u$  و (مقاومت جلدی)  $q_s$  به طور همزمان در عمق های مختلف و به صورت پیوسته ثبت می شوند.

البته در برخی مراجع از مخروط دیگری با نام مخروط لرزه ای (Seismic Cone) یاد می شود که در صورت استفاده از آن در این آزمایش می توان سرعت موج در خاک و ضریب مدول برش دینامیکی خاک را هم به دست آورد تشریح این آزمایش خارج از حیطه کتاب حاضر است و مطالب آن در کتاب های دینامیک خاک قابل دسترسی است.

### ج) نحوه انجام آزمایش:

مخروط آزمایش با سرعتی حدود ۱۰ تا ۲۰ میلی متر بر ثانیه به داخل زمین رانده می شود و مقاومت مربوطه اندازه گیری می شود. این مقاومت به طور کلی شامل دو بخش می باشد. یکی مقاومت نوک مخروط که با  $q_u$  نشان داده می شود و دیگری مقاومت جداری (اصطکاکی) مخروط که با  $q_s$  نمایش داده می شود. البته علاوه بر اطلاعات فوق، مخروط های الکتریکی مجهز به ابزار سنجش فشار آب حفره ای و انحراف سنج می باشند. در عمق های زیاد بسیار کلیدی است که مقدار انحراف کنترل گردد چرا که حتی انحراف جزئی در عمق زیاد اطلاعات گمراه کننده ای را بدست میدهد. یکی از محدودیت های این آزمایش عدم اخذ نمونه است چرا که آزمایش بدون حفر گمانه انجام می پذیرد. اگر در پروژه ای نیاز به تهیه نمونه باشد می بایست به موازات این آزمون از آزمایش های نمونه گیر دیگر استفاده نمود.

### د) کاربردهای نتایج آزمایش CPT:

- تعیین مشخصه های مقاومتی خاک های چسبنده و دانه ای
- تعیین مشخصه های تغییر شکل خاک ها (مدول الاستیسیته  $E_s$ )
- تخمین ظرفیت باربری پی های سطحی و عمیق به طور مستقیم بر اساس داده های این آزمایش
- تعیین نوع خاک تحت آزمایش

#### ۱-۲-۲-۱- روابط همبستگی آزمون CPT:

#### ۱-۲-۲-۲-۱- همبستگی های نتایج CPT با پارامترهای خاک چسبنده:

همبستگی میان مقاومت اتکایی مخروط ( $q_u$ ) و مقاومت برشی زهکشی نشده ( $S_U$ ) بر اساس معادله ظرفیت باربری پی ها (فصل دوم) به قرار ذیل برقرار شده است:

$$q_c = N_k S_U + p'_o \quad (15-1)$$

در این رابطه؛

$p'_o$ : تنش مؤثر قائم در عمقی است که  $q_c$  برای آن اندازه گیری شده است.

$N_k$ : ضریب مخروط است که مقداری بین ۵ تا ۷۵ است اما عموماً از بازه ۱۰ تا ۳۰ و اغلب از محدوده ۱۵ تا ۲۰ بهره گرفته می شود. محققین مختلف پیشنهادهای ذیل را دارند:

$$\rightarrow \text{داس (Das)} \begin{cases} N_k = 15 & \text{مخروط الکتریکی} \\ N_k = 20 & \text{مخروط مکانیکی} \end{cases}$$

$$\text{Whitelow} \rightarrow \begin{cases} N_k = 15 \sim 20 & \text{رس تحکیم عادی یافته} \\ N_k = 24 \sim 30 & \text{رس پیش تحکیم یافته} \end{cases}$$

در رابطه (۱۵-۱)، مقاومت نوک مخروط است که اندازه گیری شده است. لذا عموماً فرم رابطه به

$$\text{صورت } S_U = \frac{q_c - p'_o}{N_k} \text{ به کار می رود چرا که به دنبال محاسبه } S_U \text{ خاک هستیم.}$$

این رابطه زمانی که مخروط مورد استفاده الکتریکی است کاربرد گسترده دارد، چرا که ۹۰ به تفکیک از مقاومت جلدی در اختیار است در مخروط مکانیکی که مقاومت کل نفوذ مخروط ( $q_T$ ) ثبت می شود؛ رابطه ذیل برای محاسبه  $S_U$  کاربرد دارد:

$$S_U = \frac{q_T - p'_o}{N_{KT}} \quad (16-1)$$

پراکندگی ضریب  $N_{KT}$  به مراتب کمتر از  $N_k$  است و عملاً به بازه ۱۰ تا ۲۰ تعلق دارد. به دلیل محدود شدن بازه تغییرات، رابطه ذیل می تواند به صورت عمومی برای تعیین  $N_{KT}$  به کار رود.

$$N_{kT} = 13 + \frac{5/5}{50} I_p \quad (17-1)$$

در این رابطه  $I_p$  دامنه خمیری و یا به عبارتی  $PI$  ( $PI = LL - PL$ ) درس مکانیک خاک است. مقادیر به دست آمده از رابطه (17-1) خطائی در حد  $\pm 2$  را داراست.

Sully و همکارانش در سال ۱۹۸۸ با استفاده از مخروط فشارسنج به همراه سنسورهای ثبت فشار منفذی در قاعده و نوک مخروط توانستند همبستگی به قرار ذیل برای تعیین  $O.C.R.$  یک خاک چسبنده ارائه نمایند.

$$PPD = \left( \frac{U_c}{U_o} \right)_{\text{نوک}} - \left( \frac{U_c}{U_o} \right)_{\text{قاعده}} \quad (18-1)$$

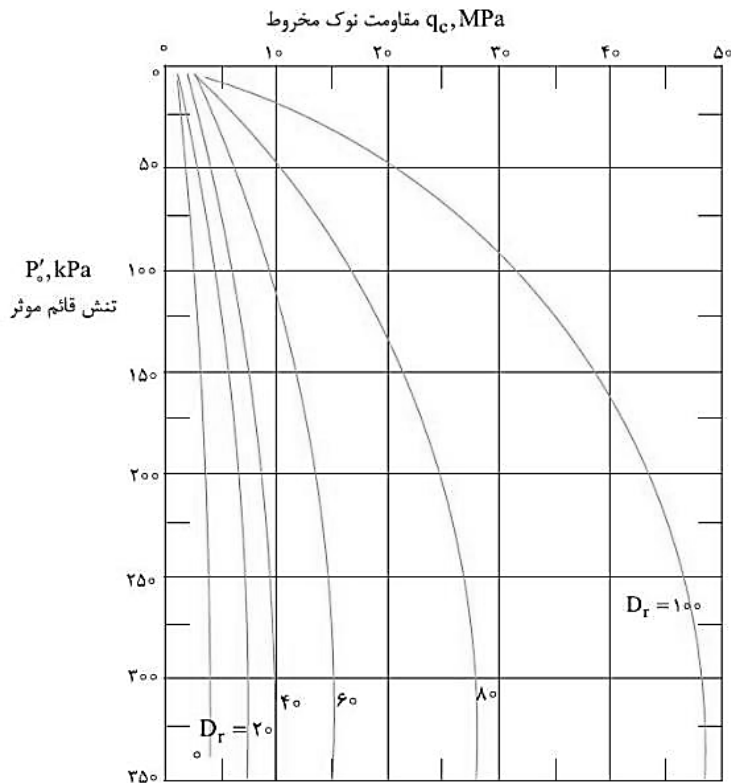
$$O.C.R. = 0/50 + 1/5 PPD$$

در این رابطه  $U_o$  فشار منفذی هیدرواستاتیک در جا بر حسب همان واحدهای فشار منفذی اندازه گیری شده مخروط در نوک و قاعده ( $U_c$ ) می باشد. توجه شود بهترین محدوده استفاده از رابطه (18-1) برای  $O.C.R.$  کمتر از ۱۰ است.



### ۱-۲-۳- همبستگی نتایج CPT با پارامترهای خاک غیر چسبنده:

نمودار مشخصی جهت تعیین تراکم نسبی ( $D_r$ ) خاک های غیر چسبنده برحسب  $q_c$  آزمایش CPT ارائه شده است که متداولترین آن مطابق شکل (۴-۱) است.



شکل (۴-۱): همبستگی بین  $D_r$  با  $q_c$

اگر تراکم نسبی خاک برحسب آزمایش CPT از نمودار شکل (۴-۱) تخمین زده شود. به کمک رابطه ذیل میتوان  $\phi$  خاک را نیز برآورد نمود.

$$\phi = 28 + 0/15D_r \quad (۱۹-۱)$$

البته رابطه مستقیمی برحسب  $q_c$  اندازه گیری شده آزمایش CPT (بر حسب واحد  $MPa$ ) برای تعیین  $\phi$  به قرار ذیل برای ماسه ها ارائه شده است:

$$\phi = 29 + \sqrt{q_c} \quad (۲۰-۱)$$

$\phi$  حاصل از این آزمایش بر اساس رابطه (۲۰-۱) برای ماسه لای دار تقریب  $5^\circ -$  و برای ماسه شن دار تقریب  $5^\circ +$  را دارا است.

برای تخمین  $O.C.R.$  ماسه ها (که گاهی برای رس ها نیز به کار می رود)، ابتدا نسبت فشار آزمایش ( $B_q$ ) تعیین و مقدار  $O.C.R.$  بر اساس آن محاسبه می شود:

$$B_q = \frac{U_c - U_0}{q_T - p_0} = \frac{\Delta U}{q_T - p_0} \quad (21-1)$$

مطابق تعاریف  $U_c$  و  $U_0$  که به ترتیب فشار منفذی اندازه گیری شده و مقدار محاسبه شده اولیه درجا ( $U_0 = \gamma_{\omega} \cdot Z$ ) می باشند، صورت کسر رابطه (21-1) معرف اضافه فشار منفذی تولید شده ( $\Delta U$ ) حین آزمایش نفوذی CPT است. فشار کل ثبت شده مخروط و  $p_0$  تنش مؤثر در عمق مورد نظر است.

$$O.C.R. = \frac{2/3B_q}{3/7B_q - 1} \quad (22-1)$$

**توجه ۶:** توصیه عمومی بر این است که اگر اطلاعات گسترده ای از منطقه مورد مطالعه در اختیار نداریم، با احتیاط از همبستگی های تشریح شده فوق می بایست استفاده شود. یا این که مقادیر مورد نیاز از چند فرمول تعیین و متوسط نهایی مشخصه در طراحی به کار گرفته شود.

**توجه ۷:** به طور کلی توصیه میشود  $q_c$  بدست آمده از آزمایش CPT به  $N$  معادل آزمایش SPT تبدیل شود چرا که آزمایش SPT از پشتوانه اطلاعاتی قوی تری برخوردار است. در این خصوص روابط تجربی مختلفی ارائه شده اند؛ که به طور کلی رابطه ذیل کاربرد گسترده تری دارد:

$$q_c = K \cdot N_{60}' \quad (23-1)$$

در این رابطه،  $N_{60}'$ : عدد نفوذ اصلاح شده خاک مورد نظر به ازاء انرژی مبنای ۶۰٪ انرژی استاندارد (ضریب مبنای ۰/۶۰)

$q_c$ : مقاومت نوک مخروط CPT بر حسب  $Mpa$

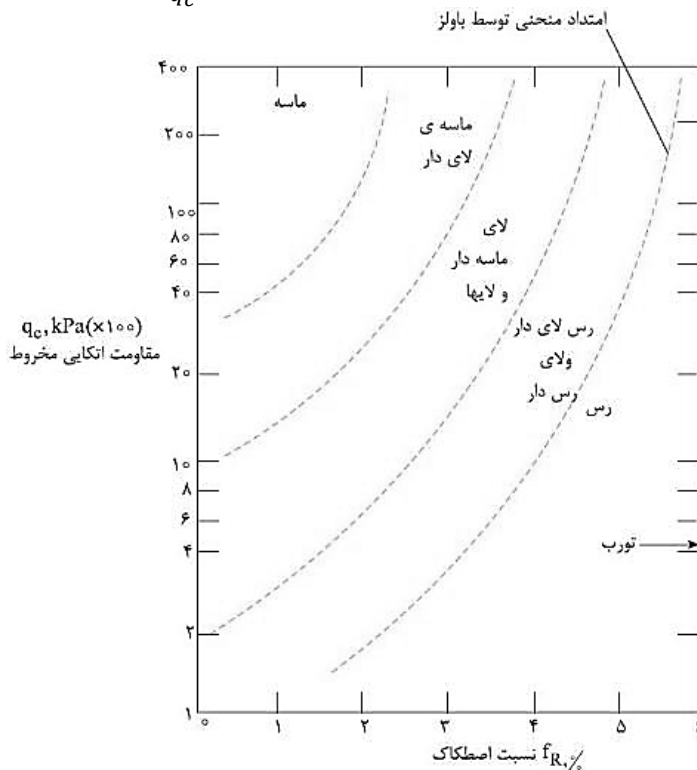
$K$ : ضریب تبدیل آزمایش ها است که مقادیر آن به قرار ذیل توصیه شده است:

مقدار $K$ پیشنهادی	خاک
۰/۱ ~ ۰/۲	لای ها، لای های ماسه دار و مخلوط های کمی چسبنده (لای - ماسه)
۰/۳ ~ ۰/۴	ماسه ریز تا متوسط و ماسه کمی لای دار
۰/۵ ~ ۰/۷	ماسه درشت یا ماسه با کمی شن
۰/۸ ~ ۱	شن های ماسه دار یا شن

جدول (۴-۱): ضریب تبدیل آزمایش های CPT و SPT (بازه تغییرات ۰.۱ تا ۱.۰ است)

**توجه ۸:** یکی از کاربردهای آزمایش CPT، تعیین رده خاک (طبقه بندی خاک) است. برای این جدول (۴-۱) ارائه شده است. نسبت اصطکاک ( $f_R$ ) نشان داده شده در این نمودار برحسب نتایج ثبت شده آزمایش CPT به قرار ذیل تعریف می شود:

$$f_R = \frac{q_s}{q_c} \times 100 \quad (24-1)$$



شکل (۵-۱): نمودار تعیین رده خاک بر حسب نتایج آزمون CPT

مطابق این نمودار هر چه مقدار مقاومت نوک ( $q_c$ ) افزایش یابد خاک به سمت ماسه ای تمایل می یابد و هر چه کاهش یابد خاک به رس ها نزدیک می شود. همچنین با افزایش مقاومت جلدی ( $q_c$ ) شرایط خاک به نوع رس نزدیک تر می شود.

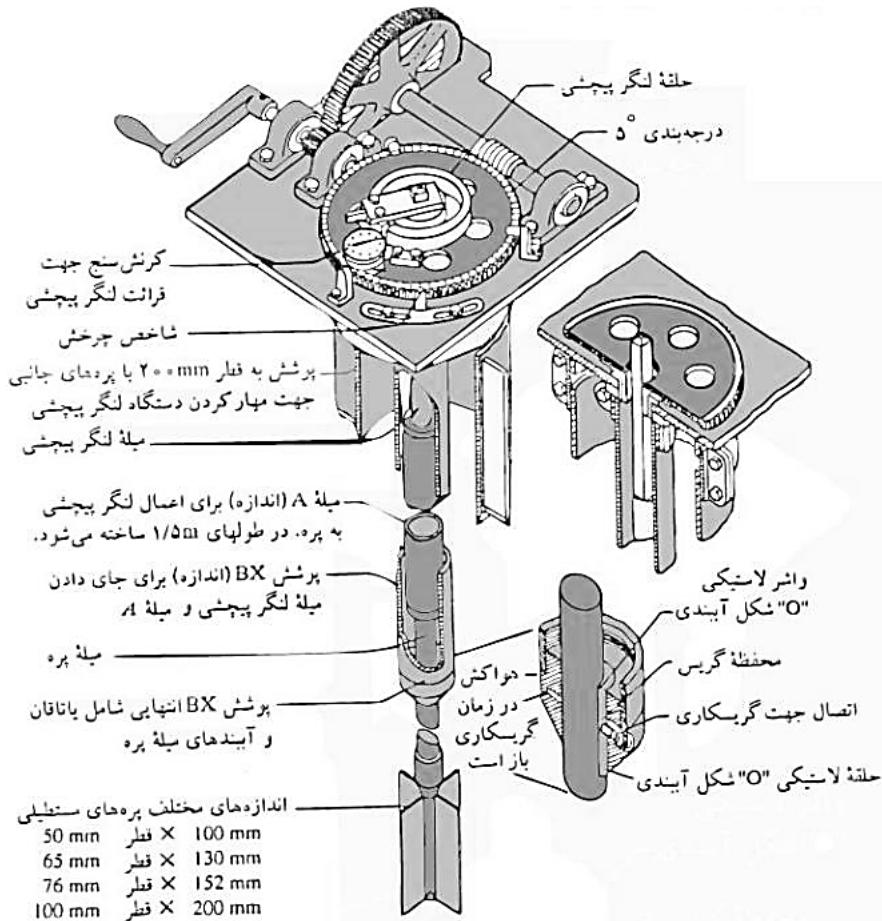
**توجه ۹:** علاوه بر این که از نسبت اصطکاک آزمایش CPT ( $f_R$ ) در تعیین طبقه بندی (نوع) خاک استفاده می شود، از این نسبت می توان برای ارائه تخمینی از حساسیت خاک ( $S_t$ ) به قرار رابطه (۲۵-۱) بهره گرفت:

$$S_t \simeq \frac{10}{f_R} \quad (25-1)$$

در این رابطه  $f_R$  به صورت درصد می بایست جایگذاری شود.

### ۱-۲-۳ آزمایش برش پره (VST)

یکی از متداولترین آزمایش های صحرائی، آزمایش برش پره می باشد. ساختار مکانیکی و نمونه اطلاعات حاصل از آزمایش برش پره در شکل (۱-۶) به تصویر کشیده شده است. که بخش های اصلی آن در ادامه تشریح می شوند.



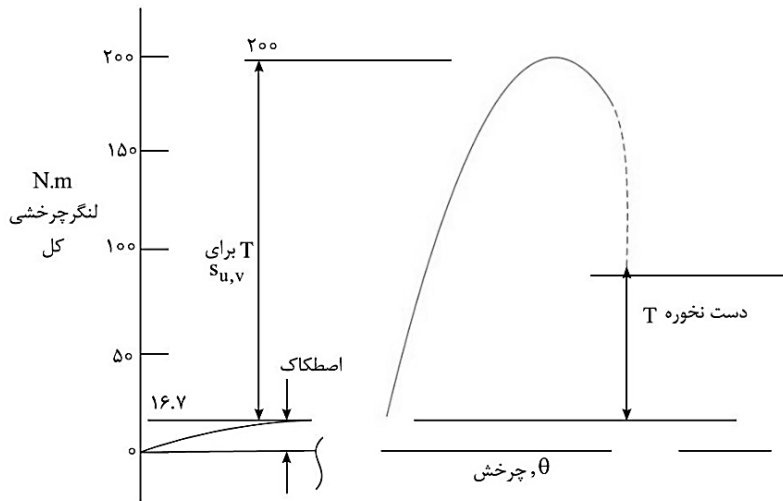
شکل (۱-۶): دستگاه آزمایش برش پره

#### الف - دامنه کاربرد

این آزمایش جهت تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده رسوبات نرم و حساس (ریزدانه) به کار می رود. به ویژه رس های اشباع و یا پلاستیک که امکان نمونه گیری از آنها فراهم نباشد. از این آزمون در شناسایی بستر دریا برای پروژه های دریایی و ساحلی به طور گسترده بهره گرفته می شود. توجه شود کارائی این آزمون برای اعماق بیش از ۱۰ متر مشکل اساسی دارد به عبارتی این محدودیت اصلی در دامنه کاربرد آزمایش است.

### ب - ابزار آزمایش

همانطور که در شکل (۶-۱) مشاهده می شود، ابزار این آزمایش از سه بخش موتور محرکه در بالا برای ایجاد لنگر پیچشی لازم میله انتقال نیروی محرکه به پره و نهایتاً پره مستطیلی یا دوزنقه ای تشکیل شده است. بخش اصلی این ابزار پره نازک آزمایش است که به ابعاد مختلف مطابق شکل (۶-۱) ساخته و بکار گرفته می شوند. که نوع خاک و عمق تحت آزمایش معیار انتخاب ابعاد مناسب پره می باشد. این پره ها از چهار تیغه که تحت زاویه مرکزی  $90^\circ$  نسبت به یکدیگر بر روی میله پیچشی دستگاه نصب می شوند. این پره ها در دو شکل مستطیلی و دوزنقه ای وجود دارد که نوع مستطیلی کاربرد گسترده تری دارد.



شکل (۶-۱): دستگاه آزمایش برش پره - نمونه اطلاعات برش پره

### ج - نحوه انجام آزمایش

اگر رسوبات نرم داشته باشیم، پره آزمایش توسط فشار استاتیکی به داخل خاک رانده شده و در عمق مورد نظر آزمایش آغاز می شود اما در صورت وجود رسوبات غیرنرم، ابتدا گمانه حفاری می شود تا به عمق مورد نظر برسیم و سپس پره آزمایش در کف گمانه (عمق تحت بررسی) فرو می رود. به طور کلی این آزمایش در عمق های حدود  $0/5$  تا  $1/0$  متری انجام می پذیرد که لازم است پره در خاک مدفون باشد به طوری که ارتفاع خاک در بالای قاعده فوقانی پره می بایست بیش از  $4$  الی  $5$  برابر قطر پره آزمایش باشد.

پس از قرارگیری پره آزمایش در عمق مورد نظر با رعایت شرایط فوق و گذشت فرصت زمانی حدود  $5$  الی  $10$  دقیقه جهت تثبیت شرایط، خاک پره تحت گشتاور پیچشی توسط موتور محرکه قرار می گیرد تا با برش خاک پیرامونی خود، وادار به چرخش شود.

**توجه ۱۰:** زمان فرصت ۵ الی ۱۰ دقیقه بسیار مهم است چرا که این زمان جهت بازسازی خاک به دلیل دست خوردگی احتمالی ناشی از فروراندن پره آزمایش مورد نیاز است. که اگر زمانی بیش از این فرصت به خاک داده شود خاک دچار تحکیم می شود (در اثر فشار رانش پره) و عملاً واقعیت خاک محل را بدست نمی دهند.

پس از اعمال گشتاور پیچشی؛ مقدار گشتاور افزایش مییابد تا چرخشی تحت سرعت  $6^\circ/min$  برای پره آزمایش ایجاد شود. حداکثر گشتاور پیچشی لازم برای گسیختگی یاد شده معادل  $T$  ثابت می شود. با معادل قرار دادن گشتاور پیچشی محرک ( $T$ ) با گشتاور ناشی از تنش های گسیختگی در سطح گسیختگی استوانه ای (سطح پیرامونی تیغه های پره پس از چرخش) و سطح انتهایی پره ها (سطح افقی گسیختگی دایروی) خاک می توان مقاومت برشی زهکش نشده خاک نرم یا رس ( $S_U$ ) را به قرار ذیل محاسبه نمود:

$$T = \pi \left( \frac{S_{u,v} \cdot d^2 \cdot h}{2} + \frac{S_{u,h} \cdot a \cdot d^2}{4} \right) \quad (26-1)$$

$d$ : قطر پره

$h$ : ارتفاع پره (ارتفاع تیغه ها)، که معمولاً  $\frac{h}{d} = 2$  برقرار است.

$a$ : ثابت مربوط به نحوه توزیع تنش در سطوح افقی مربوط به انتهای پره است.

$$\begin{cases} \text{توزیع یکنواخت} & \rightarrow a = \frac{2}{3} \\ \text{توزیع سهموی} & \rightarrow a = \frac{3}{5} \\ \text{توزیع مثلثی (خطی)} & \rightarrow a = 0/5 \end{cases}$$

اگر بحثی در خصوص  $a$  نشده باشد، معادل  $\frac{2}{3}$  فرض می شود.

$S_{u,v}$ : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بر روی سطوح قائم استوانه ای (سطوح گسیختگی جانبی یا پیرامونی پره)

$S_{u,h}$ : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک بر روی سطوح افقی انتهایی پره (سطوح گسیختگی انتهایی پره)

توجه شود که اگر خاک رس اشباع تحت آزمایش قرار گیرد که شرایط همگن و ایزوترپ نیز در آن حاکم باشد،  $S_{u,v} = S_{u,h}$  بوده و عملاً  $S_u = C_v$  می باشد. چرا که مقاومت برشی این خاک ها صرفاً ناشی از چسبندگی آنها است.

**توجه ۱۱:** اگر خاک تحت آزمایش برش پره همسانگرد فرض شود ( $S_u = S_{u,v} = S_{u,h}$ ) و  $\gamma = \frac{h}{d}$  رابطه را به صورت استاندارد برای پره آزمایش بپذیریم، با قبول توزیع تنش یکنواخت در سطوح گسیختگی افقی ( $a = \frac{2}{3}$ ) رابطه (۱-۲۶) به قرار ذیل ساده نویسی می شود.

$$S_u = 0.2728 \frac{T}{d^3} \quad (۲۷-۱)$$

البته توجه شود فرضیات ارائه شده در فوق معمولاً در سؤالات حاکم می باشند. اگر خاک تحت آزمایش رس نرم یا اشباع باشد، می توان نوشت:

$$S_u = C_v = \frac{q_u}{d^3} = 0.2728 \frac{T}{d^3} \quad (۲۸-۱)$$

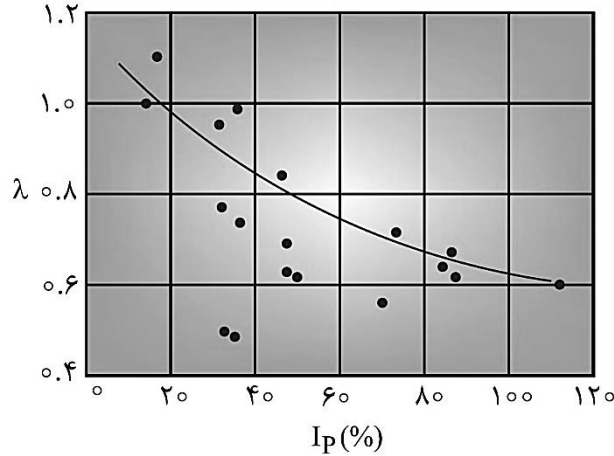
**توجه ۱۲:** گاهی اوقات برای اینکه میزان ناهمسانگرد بودن خاک تعیین شود و به عبارتی به هر دو مقاومت  $S_{u,v}$  و  $S_{u,h}$  برسیم، آزمایش را با دو پره با مشخصات مختلف انجام می دهند و با ارضاء رابطه (۱-۲۶) برای هر کدام از آزمایش ها به طور جداگانه و حل دو معادله دو مجهولی حاصل، دو مشخصه یاد شده را تعیین می نمایند نسبت این دو مشخصه ضریب یا نسبت غیر همسانگردی خاک تعریف می شود.

**توجه ۱۳:** از آزمایش برش پره ضمن تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده خاک، میتوان مقاومت پسماند یا مقاومت پس از گسیختگی خاک را نیز بدست آورد. به طوری که پس از گسیختگی خاک طی آزمایش برش پره، پره را حدود ۱۰ الی ۱۲ دور در محل فرورفته می چرخانند تا خاک کاملاً دست خورده شود. سپس از یک وقفه ۱ الی ۲ دقیقه ای، آزمایش برش پره بر پایه استاندارد روش انجام تکرار می شود. مقاومت برشی که از آزمایش دوم بدست می آید مقاومت پسماند یا مقاومت دستخورده خاک می باشد. با انجام این نوع آزمایش ضمن تعیین مقاومت پسماند یا مقاومت پس از گسیختگی خاک، میتوان حساسیت خاک ( $S_t$ ) را به قرار ذیل برحسب مقاومت آزمایش اول (مقاومت دست نخورده) به مقاومت آزمایش دوم مقاومت دست خورده تعریف نمود:

$$S_t = \frac{\text{مقاومت دست نخورده}}{\text{مقاومت دست خورده}} \quad (۲۹-۱)$$

### ۱-۲-۳-۱ اصلاح نتایج آزمایش برش پره

بر اساس مطالعات تجربی نشان داده شده است که مقادیر بدست آمده برای مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ها بر اساس آزمایش برش پره بیش از مقادیر واقعی است. این مهم توسط بیروم (Bjerrum) در سال ۱۹۷۲ با مطالعه بر روی خاک های رس نرم به قرار نمودار شکل (۷-۱) نشان داده شد.



شکل (۸-۱): نمودار ضریب اصلاح نتیجه آزمایش برش پره

ضریب اصلاح  $\lambda$  برحسب میزان خمیری بودن خاک تحت آزمایش (دامنه خمیری خاک  $I_p$ ) توسط این نمودار مشخص می شود با ضرب این ضریب کاهنده به  $S_u$  حاصل از آزمایش؛ می توان  $S_u'$  اصلاح شده را تعیین نمود.

$$S_u' = \lambda \cdot S_u \text{ (آزمایش ثبت شده)} \quad (۳۰-۱)$$

همان طور که در شکل (۸-۱) ملاحظه می شود، هر چه میزان خمیری بودن خاک افزایش یابد؛ اهمیت اصلاح مقاومت برشی حاصل از آزمایش برش پره افزایش می یابد. البته در شرایط حداکثر حدود ۴۰٪ از مقاومت برشی ثبت شده غیر واقعی خواهد بود ( $\lambda_{min} = 0/6$ ). برای خاک های با دامنه خمیری کمتر از ۲۰ معمولاً اصلاح بیروم صورت نمی پذیرد. یعنی از  $\lambda$  نظر مقدار ماکزیمم ( $\lambda_{max}$ ) به ۱/۰ محدود می شود.

### ۱-۲-۳-۲ همبستگی نتایج آزمایش برش پره با مشخصه های خاک

همبستگی مقاومت برشی ثبت شده آزمایش برش پره با فشار پیش تحکیمی خاک رس ( $P_c$ ) به قرار ذیل تعریف شده است:

$$P_c = 7/04 \times S_u \quad (۳۱-۱)$$

در این رابطه  $S_u$  و  $P_c$  هر دو برحسب  $kPa$  می باشند.



برخی از محققین رابطه همبستگی بین  $O.C.R.$  خاک و  $S_u$ ، آزمایش برش پره را به قرار ذیل تعریف می کنند، هر چند که تقریب مناسبی برای این رابطه وجود ندارد.

$$O.C.R. = \beta \left( \frac{S_u}{p_0} \right) \quad (32-1)$$

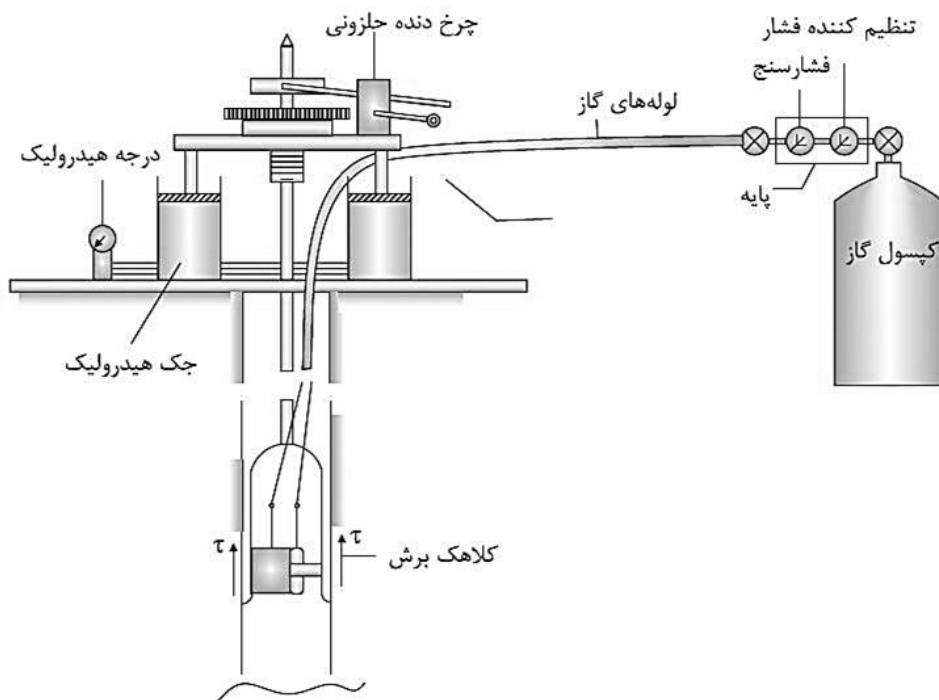
$$\beta = 22 (PI)^{-0.48} \text{ یا } \beta = \frac{222}{\omega_n}$$

در این روابط،  $\omega_n$  رطوبت طبیعی خاک برحسب درصد می باشد.

**توجه ۱۴:** یادآوری این نکته لازم است که در این آزمایش نیز مشابه آزمایش CPT و برخلاف آزمایش SPT، امکان اخذ نمونه از خاک فراهم نیست.

### ۱-۲-۴ آزمایش برش گمانه (BST)

آزمایش صحرایی دیگری که به صورت درجا بر روی خاک انجام می پذیرد، آزمایش برش گمانه است که جزو آزمایش های درون گمانه های محسوب می گردد. شکل دستگاه برش گمانه مطابق شکل (۹-۱) می باشد.



شکل (۹-۱): آزمایش برش گمانه

**الف) دامنه کاربرد**

از این آزمایش برای خاک های ریزدانه استفاده می شود. اما اگر وجود شن یا ماسه در حد رگه هایی در داخل خاک ریزدانه باشد نیز این آزمایش کارائی لازم را دارد.

**ب) نحوه انجام آزمایش**

برای انجام آزمایش، گمان های با کیفیت خوب (چرا که ابزار آزمایش می بایست با گمانه کاملاً یک سایز باشد) به قطر ۷۶ میلی متر حفاری می شود. ابزار آزمایش که مرکب از دو نیمه استوانه ای آجدار مطابق شکل (۱-۹) است تحت فشار از طریق هوای فشرده، به جداره گمانه در عمق مورد نظر محکم می شود این دو نیمه استوانه که در مقابل هم به دیواره گمانه محکم شده اند تحت تنش نرمال مشخص ( $\sigma$ ) به دیواره فشرده می شوند. چرا که مقاومت برشی خاک ها تابع سربار قائم است و هدف از اعمال  $\sigma$ ، تعیین مقاومت برشی خاک تحت سربار طراحی مورد نظر است. پس از اعمال فشار نرمال طراحی، دو فک آجدار دستگاه (آزمایش ابزار اصلی)، با اعمال کشش توسط موتور محرکه به سمت بالا کشیده می شود تا جداره گمانه گسیخته شود. تنش برشی با قرائت بار کششی اعمال شده ثبت می شود.

با توجه به ساختار انجام آزمایش این آزمون از نظر داده های نهایی (مقاومت برشی T تحت سربار قائم اعمال شده  $\sigma$ ) شبیه آزمون برش مستقیم است. به همین خاطر این آزمایش دو بار تحت سربارهای مختلف  $\sigma_1$  و  $\sigma_2$  انجام می پذیرد تا برحسب مقاومت برشی ثبت شده هر کدام از آزمایش ها ( $\tau_1$  و  $\tau_2$ ) و با حل دو معادله دو مجهولی ذیل پارامترهای مکانیکی خاک ( $C$  و  $\varphi$ ) بدست آیند:

$$\begin{cases} \tau_1 = \sigma_1 \cdot \tan \varphi + C \\ \tau_2 = \sigma_2 \cdot \tan \varphi + C \end{cases} \rightarrow \varphi \text{ و } C = ? \quad (۳۳-۱)$$

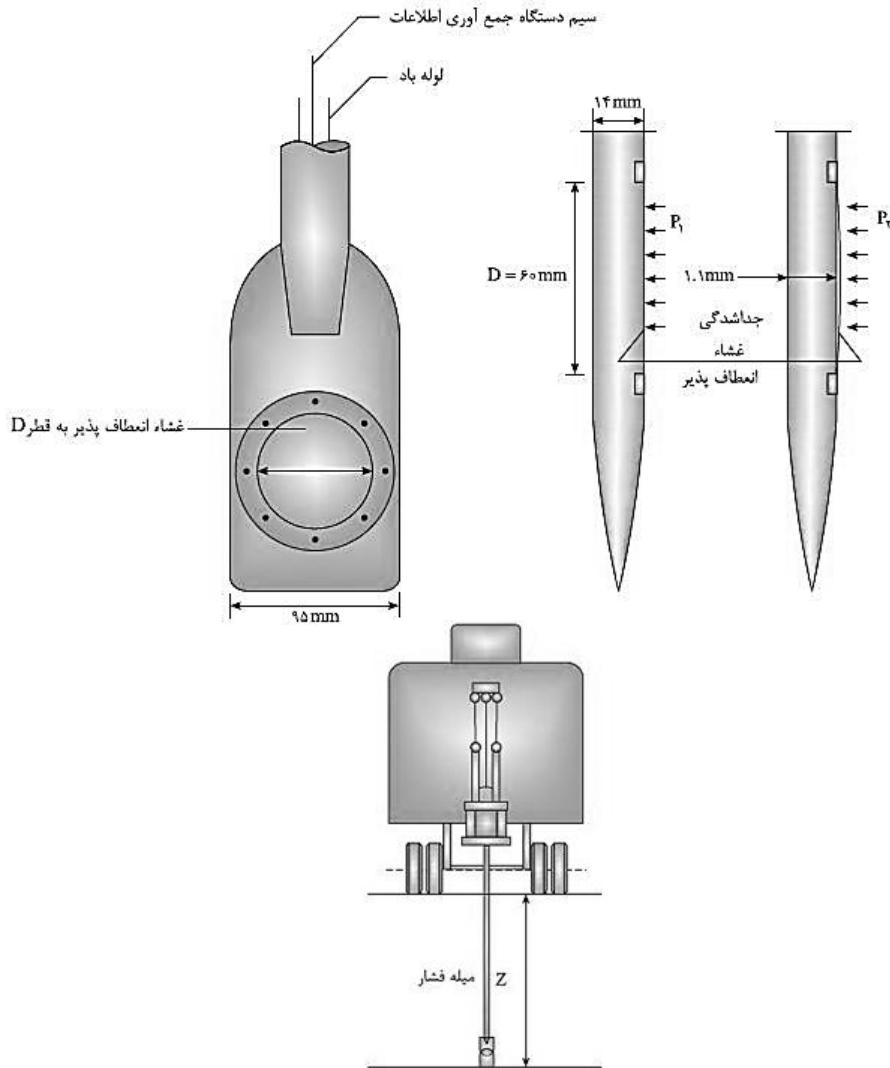
**توجه ۱۵:** اگر بتوانیم گمانه با کیفیت خوب حفاری کنیم در عمق های کم تا متوسط (حداکثر ۷ متر) نتایج این آزمایش می توانند قریب به واقعیت باشند.

**توجه ۱۶:** اگر این آزمون بر روی خاک های ریزدانه (که دامنه کاربرد آن نیز برای این خاک ها است) انجام پذیرد شرایط آزمایش زهکشی نشده خواهد بود و پارامترهای مکانیکی حاصل از رابطه (۳۳-۱)، پارامترهای زهکشی نشده  $C_u$  و  $\varphi_u$  می باشند. اما اگر برای مصالح دانه ای بکار برده شود، در صورتی که تغییر مکان برون کشی دستگاه آزمایش کمتر از  $0/5 \frac{mm}{min}$  باشد، آزمایش از نوع زهکشی شد ( $\hat{C}$  و  $\hat{\varphi}$ ) محسوب می گردد.

البته در خاک های رسی و ریزدانه نیز اگر حین آزمایش برش گمانه فشار منفذی محل آزمایش بر روی جداره اندازه گیری و یا در اختیار باشد، می توان با بکارگیری تنش های مؤثر  $\bar{\sigma}$  و  $\bar{t}$  در محاسبات روابط (۱-۳۳) پارامترهای مکانیکی مؤثر خاک های ریزدانه را نیز بدست آورد.

### ۱-۲-۵ آزمایش انبساط سنج تخت (DMT)

شکل (۱-۱۰) ساختار آزمایش انبساط سنج تخت یا مسطح را به تصویر کشیده است. بخش اصلی دستگاه، انبساط سنج است که از غشاء انعطاف پذیری به قطر  $D$  که معمولاً معادل  $60\text{mm}$  است، تشکیل شده است.



شکل (۱-۱۰): آزمایش انبساط سنجی تخت

## الف) دامنه کاربرد

در مراجع مختلف کاربرد مشخصی برای این نوع آزمون مشخص نشده است لیکن چون چارچوب آزمایش شبیه آزمایش CPT است لذا میتوان توصیه نمود برای رسوبات نرم بکار گرفته شود.

## ب) نحوه انجام آزمایش

این آزمایش با جا دادن ابزار انبساط سنج (غشاء انعطاف پذیر با قابلیت انبساط که در داخل یک محفظه تیغه ای جای گرفته است) در داخل خاک توسط رانش استاتیک (شبیه CPT) و یا تحت محرکه کوبش (شبیه SPT) آغاز می گردد. سپس مراحل ذیل به عنوان نحوه آزمایش ادامه می یابند.

- اعمال فشار داخلی به غشاء جهت انبساط غشاء تا رسیدن به سطح مجاور خاک، فشار لحظه ای که غشاء با خاک تماس می یابد به عنوان  $p_1$  ثبت می شود.

- اعمال فشار داخلی به غشاء به نحوی که غشاء به اندازه  $\Delta d = 1/1^{mm}$  در خاک مجاور منبسط شود؛ فشار مربوط به این مرحله را  $p_2$  می نامند.

- کاهش فشار تا برگشت غشاء به موضع اولیه (مجاورت سطح خاک) و قرائت فشار مربوط به این لحظه معادل  $p_3$ ، این فشار را می توان به اضافه فشار منفذی خاک تحت آزمایش مرتبط دانست. توجه شود که برای انجام قرائت بعدی کافی است حداقل ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلی متر، ابزار دستگاه به عمق پایین تر رانده شوند.

## ج - پارامترهای حاصل از اندازه گیری آزمایش

ج-۱- ضریب انبساط سنج ( $E_D$ ) اولین پارامتری است که نتایج آزمایش انبساط سنج تخت بر اساس پیشنهاد

Marchetti (۱۹۸۰) قابل تعیین است:

$$E_D = 34/7 (p_2 - p_1) \quad (۳۴-۱)$$

مقدار  $E_D$  رابطه مستقیمی با پارامترهای تغییر شکل پذیری خاک دارد که به قرار ذیل تعریف می شود.

$$E_D = \frac{E_S}{1 - \mu^2} \quad (۳۵-۱)$$

در این رابطه  $E_S$  مدول الاستیسیته خاک و  $\mu$  ضریب پواسن آن است. معمولاً با فرض به قرار پیشنهادی ذیل (به جهت محدود بودن دامنه تغییرات آن) میتوان  $E_S$  را از رابطه (۳۵-۱) تعیین نمود.

$$\mu \simeq 0/2 \sim 0/3 \quad \text{خاک های دانه ای}$$

$$\mu \simeq 0/4 \sim 0/5 \quad \text{خاک های چسبیده}$$

**توجه ۱۷:** رابطه (۱-۳۴) به ازاء انجام آزمایش استاندارد انبساط سنج تخت یعنی  $\Delta d = 1/1^{mm}$  و قطر غشاء معادل  $60^{mm}$  ( $D$ ) تعیین شده است، اگر آزمایش تحت شرایط غیر استاندارد انجام گرفته باشد؛ رابطه ذیل برای تعیین  $E_s$  برحسب  $\mu$  حاکم است:

$$\Delta d = \frac{2D(p_2 - p_1)}{\pi} \left( \frac{1 - \pi^2}{E_s} \right) \quad (۳۶-۱)$$

ج-۲- شاخص تنش جانبی ( $K_D$ ) پارامتر دومی است که از نتایج آزمایش انبساط سنج تخت به دست می آید:

$$K_D = \frac{P_1 - U}{p_o} \quad (۳۷-۱)$$

در این رابطه  $p_o$  تنش قائم مؤثر در عمق آزمایش و  $U$  فشار آب حفره ای عمق یاد شده است. اگر فشار آب منفذی وجود نداشته باشد رابطه به صورت  $K_D = \frac{P_1}{p_o}$  تعریف می شود. هدف اصلی از تعریف  $K_D$ ؛ تخمین  $K_o$  و  $O.C.R$  خاک به صورت غیر مستقیم برحسب  $K_D$  آزمایش می باشد. با توجه وجود روابط مختلف برای این مهم به متداولترین آن پرداخته می شود:

$$K_o = \left( \frac{K_D}{\beta_D} \right)^\alpha - C_D \quad (۳۸-۱)$$

	$\beta_D$	$\alpha$	$C_D$
رس حساس	۲/۰	۰/۴۷	۰/۶
سایر خاکها	۱/۵	۰/۴۷	۰/۶

$$O.C.R = (nK_D)^m \quad (41 - 1)$$

که در این رابطه  $n = 0/5$  و  $m = 1/56$  کاربرد گسترده تری دارد.

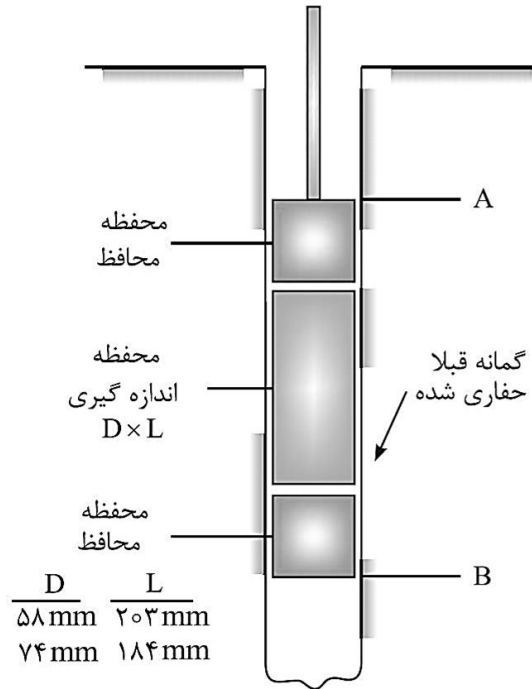
ج-۳- سومین پارامتر محاسباتی این آزمایش، نشانه مصالح ( $I_D$ ) می باشد که داریم:

$$I_D = \frac{P_2 - P_1}{P_2 - U} \quad (۳۹-۱)$$

عملاً از آنجائی که  $I_D$  با  $E_D$  رابطه دارد؛ این پارامتر مقادیر موازی جهت کنترل پارامترهای تغییر شکل پذیری حاصل برای خاک بر اساس روابط  $E_D$  (رابطه ۱-۳۵ تا ۱-۳۷) را فراهم می نماید. با توجه به پراکندگی این همبستگی از بیان آنها صرف نظر شده است.

### ۱-۲-۶ آزمایش فشارسنجی (PMT)

آزمایش فشار سنجی، آزمایش درجائی است که به صورت داخل گمان های مطابق شکل (۱-۱۱) انجام می پذیرد. در این آزمایش نیز گمانه مورد نظر می بایست با دقت کافی حفاری شده باشد. این آزمایش توسط منارد (Menard) در سال ۱۹۵۶ ابداع شده است. به همین خاطر بدان آزمایش منارد نیز گفته می شود.



شکل (۱-۱۱): آزمایش فشارسنجی (آزمایش منارد)

ویژگی اصلی این آزمایش اندازه گیری توأم مشخصه های تغییر شکل همراه با مقاومت می باشد. این آزمایش برحسب نوع فشارسنج به سه دسته اصلی ذیل تقسیم می شود:

– فشارسنج مستقر در گمانه از پیش حفاری شده

– *Predrilled Pressuremeter (PDP)*

– فشارسنج خودکار *Self – boring Pressuremeter (SBP)*

در این نوع به انتهای فشارسنج دستگاه حفار متصل است که همزمان با حفاری به سمت پائین، فشار سنج را نیز به عمق مورد نظر حمل می کند.

– فشار سنج رانشی *Push – in Pressuremeter (PIP)*

در این نوع فشارسنج به جای قرارگیری در گمانه با اعمال محرکه فشاری به عمق مورد نظر در داخل خاک رانده می شود.

### الف) دامنه کاربرد آزمایش

دامنه کاربرد آزمون فشارسنجی وابسته نوع فشارسنج به کار رفته میباشد که به قرار ذیل قابل تقسیم بندی هستند:

- فشارسنج نوع اول (PDP) برای کلیه خاک ها؛ حتی در سنگ های ضعیف نیز کاربرد دارد.
  - فشارسنج نوع سوم (PIP) برای رسوبات نرم قابلیت کاربرد دارد.
  - فشارسنج نوع دوم (SBP) برای شرایط بینابینی حالات فوق به کار می رود.
- به طور کلی کاربرد آزمایش پرسیومتری (فشارسنجی) برای خاک رس نرم، سیلت نرم و ماسه ریز تا متوسط قابل توصیه است.

### ب) نحوه انجام آزمایش

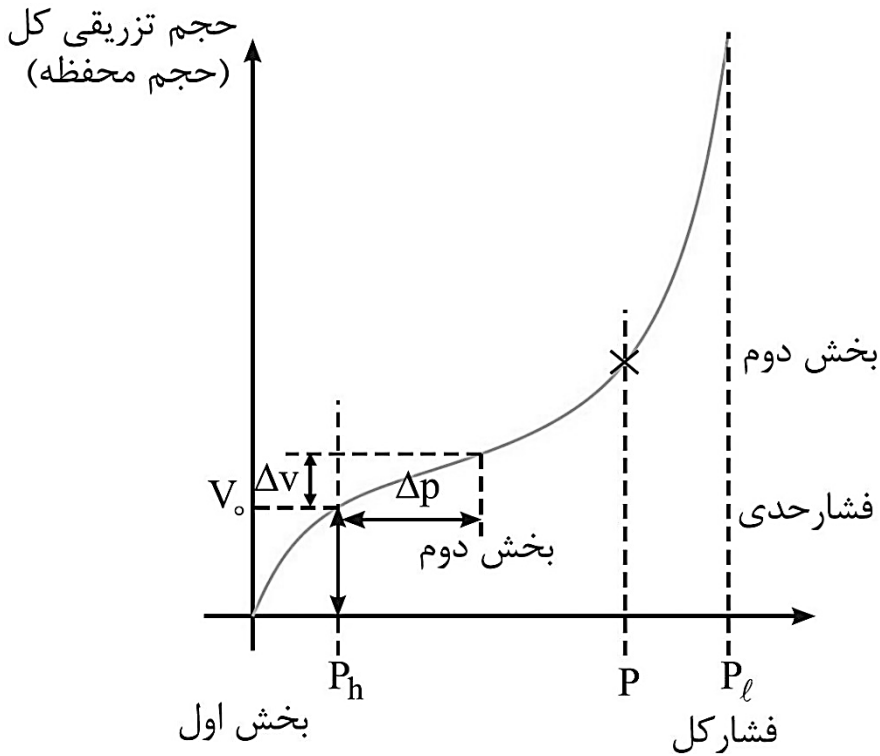
عملاً این آزمایش با استقرار یک غشاء بلند استوانه ای در عمق مورد نظر و ایجاد انبساط جانبی در آن با اعمال فشار مایع به داخل آن انجام می پذیرد. با اندازه گیری تغییر حجم خاک (انبساط گمانه) در برابر فشار ایجاد شده می توان مشخصه های مقاومتی و تغییر شکلی خاک را بدست آورد. مراحل انجام آزمایش به طور خلاصه به قرار ذیل هستند.

گام I - حفر گمانه؛ عمده خطای محتمل در آزمایش ناشی از عدم دقت در حفر گمانه است. اضافه اندازه گمانه نباید از ۱۰ درصد تجاوز نماید.

گام II - استقرار محفظه فشارسنجی در گمانه

گام III - اعمال فشار داخلی در محفظه فشار سنجی در راستای انبساط حجمی محفظه و در نتیجه آن انبساط گمانه و ثبت فشار و حجم محفظه به طور مستمر. این مرحله تا گسیختگی (پلاستیک شدن) خاک اطراف گمانه ادامه می یابد.

با توجه به مراحل انجام آزمایش؛ نتیجه حاصل از آزمایش فشارسنجی نمودار تغییرات حجم در مقابل فشار اعمال شده است (نمودار  $P - V$ ) این منحنی معمولاً مشابه شکل (۱-۱۲) می باشد. این منحنی از سه بخش اصلی تشکیل میشود که لازم است مورد شناسایی قرار گیرند.



شکل (۱-۱۲): نتیجه آزمایش پرسومتری (فشارسنجی)

**بخش اول:** این بخش از زمان آغاز آزمایش تا رسیدن به تعادل بین مجموعه دستگاه و خاک گمانه ادامه می یابد. در پایان این بخش غشاء آزمایش کاملاً به جداره گمانه می چسبد و فشار اندازه گیری شده داخل محفظه معرف فشار جانبی سکون ( $\sigma_{ho}$ ) می باشد.

**بخش دوم:** بخش دوم منحنی حجم - فشار تقریباً خطی است. این مرحله عملاً رفتار کشسان (الاستیک) خاک را به تصویر می کشد با استفاده از تغییر حجم متوسط محفظه در این بخش و تغییر فشار ایجاد شده معادل آن میتوان ضریب تغییر شکل (مدول یانگ یا الاستیسیته) خاک را تعیین نمود.

**بخش سوم:** این بخش رفتار خمیری (پلاستیک) خاک را تحت فشارهای وارده نمایش می دهد. در این مرحله تغییر شکل ها با سرعت بیشتری نسبت به افزایش فشار رشد می کنند. این افزایش کرنش تا جایی ادامه می یابد که عملاً خاک بر شرایط تعادل حدی (گسیختگی) برسد. این مهم به صورت مجانب در انتهای این بخش تعریف می شود و فشار متناظر این مجانب معرف فشار حدی یا گسیختگی خاک تعریف می شود که تقریباً معادل  $\sigma_{max}$  یا  $\sigma_h$  یا شرایط پسپو خاک است.



### ۱-۲-۶-۱- تعیین پارامترهای تغییر شکلی و مقاومتی خاک

#### ۱-۲-۶-۲- تعیین ضریب پرسیمتری:

مطابق شکل (۱۲-۱) و با فرض رفتار کشسان در محدوده خطی منحنی حجم - فشار آزمایش پرسیمتری می توان نوشت:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (\text{یا}) \quad \frac{\Delta r}{r_0} \quad (40-1)$$

در این رابطه  $\Delta r$  تغییر شعاع محفظه آزمایش و  $r_0$  شعاع اولیه محفظه می باشد.  $r_0$  در انتهای بخش اول منحنی  $P - V$  مدنظر می باشد.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta P}{\bar{G}} \quad \text{و} \quad \bar{G} = \frac{E_s}{2(1 + \mu)} \quad (41-1)$$

بر اساس کرنش حجمی به دست آمده از آزمایش فشارسنجی مقدار  $\bar{G}$  (مدول برشی خاک) و در نتیجه آن مدول الاستیسیته خاک ( $E_s$ ) با فرض ضریب پواسن مناسب برای خاک ( $\mu$ ) قابل تعیین به کمک رابطه (۴۱-۱) است. پس در یک رابطه ساده شده با ترکیب روابط (۴۰-۱) و (۴۱-۱) می توان مقدار  $E_s$  را به طور مستقیم برحسب نتایج آزمایش فشارسنجی برحسب رابطه ذیل به دست آورد:

$$E_s = 2(1 + \mu)V_0 \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (42-1)$$

نحوه تعریف  $\Delta P, V_0$  و  $\Delta V$  در شکل (۱۲-۱) به تصویر کشیده شده است.

#### ۱-۲-۶-۳- تعیین ضریب $K_0$

از آنجائی که فشار متناظر شروع مرحله خطی ( $p_h$ ) در منحنی حجم - فشار تقریباً برابر با فشار جانبی خاک در محل در حالت سکون می باشد؛ پس برای تعریف  $K_0$  میتوان نوشت:

$$K_0 = \frac{p_h}{p_0} \quad (43-1)$$

در این رابطه  $p_0$  معرف تنش قائم در محل انجام آزمایش است و مطابق شکل (۱۲-۱) تعریف می شود.

#### ۱-۲-۶-۴- تعیین پارامترهای مقاومتی خاک

در آزمایش فشارسنجی چون بارگذاری تا حد گسیختگی ادامه می یابد لذا می توان با استفاده از تحلیل های خمیری یا پلاستیک پارامترهای مقاومت خاک را به دست آورد رابطه ذیل برای خاک های چسبنده ارائه شده است (تحت شرایط زهکشی نشده):

$$p_I = p_h + C_u \left( 1 + \frac{\bar{G}}{C_u} \right) \quad (44-1)$$

$p_l$ : فشار حدی یا گسیختگی آزمایش (شکل ۱-۱۲)

$p_h$ : فشار اولیه

$\hat{G}$ : مدول برشی استاتیک خاک مطابق بخش (د-۱)

$C_u$ : چسبندگی زهکشی نشده خاک چسبنده

این رابطه برای خاک های  $C$  و  $\varphi$  دار به قرار ذیل اصلاح شده است:

(۴۵-۱):

$$p_l = [P_f + C (1 + \cos \varphi)] \left( \frac{\hat{G}}{P_o \sin \varphi + C \cos \varphi} \right)^{\sin \varphi (1 + \sin \varphi)}$$

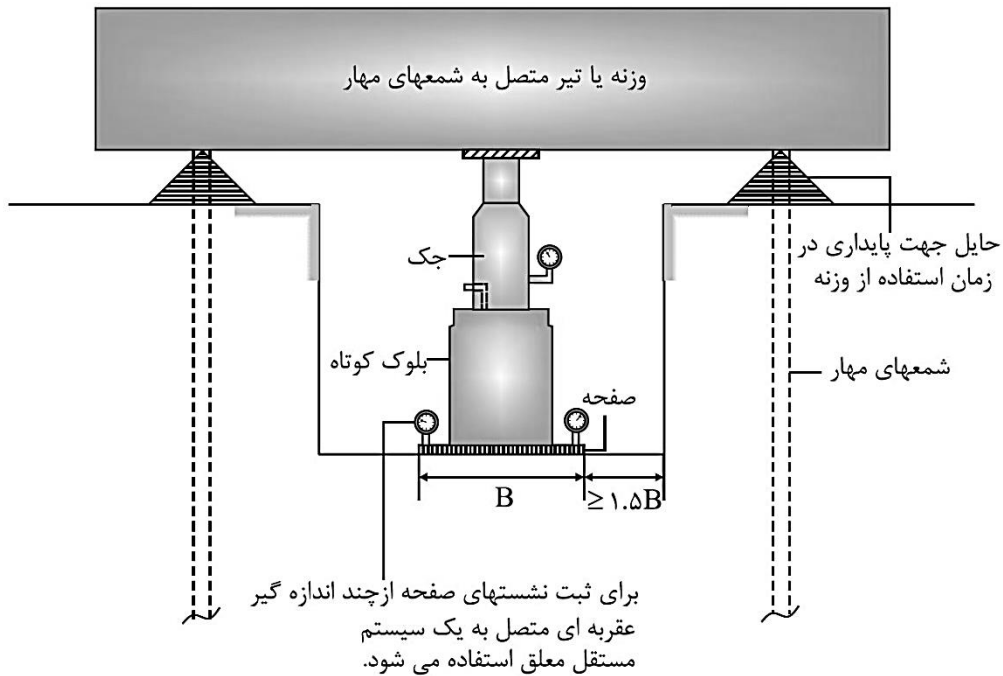
در این رابطه  $P_f$  معرف فشار تسلیم آزمایش است که معمولاً متناظر فشار شروع بخش سوم منحنی حجم - فشار در نظر گرفته می شود. مطابق آنچه در رابطه (۴۵-۱) مشاهده می شود؛ برای تعیین هر دو پارامتر  $C$  و  $\varphi$  خاک لازم است دو معادله داشته باشیم؛ لذا معمولاً در آزمایش پرسویمتری معادله دومی برحسب  $C$  و  $\varphi$  نیاز است تا به صورت دو معادله دو مجهولی با رابطه (۴۵-۱) مقادیر پارامترهای مکانیکی خاک های  $C$  و  $\varphi$  مدار محاسبه گردد این معادله به قرار ذیل ارائه شده است:

$$P_f = P_h (1 + \cos \varphi) + C \quad (۴۶-۱)$$

**توجه ۱۸:** در مجموع می توان گفت از آزمایش پرسویمتر برای تعیین غیر مستقیم پارامترهای مکانیکی خاک ها ( $C$  و  $\varphi$ ) و به تبع آن مقاومت برشی خاک ها ( $\tau = \sigma \tan \varphi + C$ ) می توان بهره گرفت. ضمن این که در این آزمون  $K_o$  و پارامترهای تغییر شکلی خاک ( $E$  و  $\hat{G}$ ) قابل محاسبه می باشد.

### ۱-۲-۷ آزمایش بارگذاری صفحه (PLT)

روش معمول آزمایش بارگذاری صحرائی بر روی صفحات کوچک فولادی با قطرهای  $0/3$  تا  $0/75$  متر یا صفحات مربعی به ابعاد  $0/3$  یا  $0/6$  می باشد. این آزمایش تحت شرایط نشان داده شده در شکل (۱-۱۲) انجام می گیرد.



شکل (۱-۱۳): آزمایش بارگذاری صفحه

نکته مهم در انجام آزمایش رعایت حداقل  $4B$  به عنوان عرض مناسب در عمق تحت آزمایش می باشد. از آنجائی که هدف اصلی آزمایش بارگذاری صحرائی، برآورد باربری پی های واقعی به ابعاد مختلف است؛ لیکن به دلیل کوچک بودن صفحات به کار رفته در این آزمون؛ تبدیل داده های این آزمون به پی های واقعی نواقصی دارد که اهم آنها به قرار ذیل است:

(۱) عدم در برگرفتن لایه بندی خاک در عمق های پائین شالوده؛ با توجه به شعاع تأثیر این آزمون که معادل  $4B$  در عمق لحاظ میشود تأثیر بسیاری از لایه های خاک عمقی که بر روی شالوده اصلی مؤثر هستند در نتایج آزمایش بارگذاری صفحه لحاظ نمی شود.

(۲) خاک در اعماق بیشتر به جهت فشار سربار بزرگ تر؛ شرایط سفت تری دارد لذا نشست پذیری کمتری را نیز دارد. این شرایط بر روی نشست شالوده اصلی تحت بارگذاری تأثیرگذار است، در حالی که به جهت سطحی بودن آزمایش بارگذاری صفحه عملاً تأثیر این مهم حتی در خاک همگن و یک دست نیز اعمال نمی شود.

۳) بر اساس مطالعات صورت گرفته بر روی پی های سطحی؛ با افزایش عرض پی (B)؛ ظرفیت باربری آنها به صورت غیر خطی افزایش می یابد (این مهم در فصل دوم تشریح شده است). اما برای عرض های کمتر از ۱/۲ متر این رابطه خطی است. لذا نتایج آزمایش بارگذاری صفحه که بر روی صفحات با ابعاد کوچکتر از این مقدار انجام می پذیرد امکان تعریف رابطه غیر خطی *qult* (ظرفیت باربری پی ها) با B را ندارد.

با وجود نواقص فوق؛ آزمایش بارگذاری صفحه انجام و در تبدیل نتایج به شالوده های اصلی از ضرایب اصلاحی بهره گرفته می شود که در ادامه بدان ها پرداخته خواهد شد.

#### الف) دامنه کاربرد

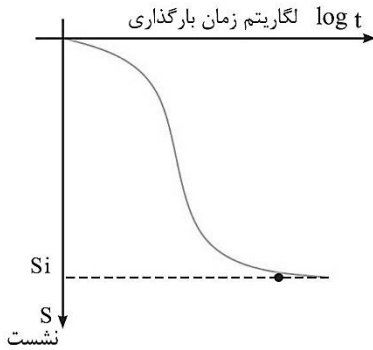
این آزمون محدودیت نوع خاک ندارد؛ لیکن با توجه به افزایش تصاعدی هزینه برای خاک های درشت دانه دارای سنگریزه، توجیه اقتصادی آن می بایست مدنظر قرار گیرد. با توجه به نحوه انجام آزمایش و عکس العمل مورد نیاز بارگذاری برای عمق های سطحی مورد استفاده قرار می گیرد.

#### ب) نحوه انجام آزمایش

گام I- تصمیم گیری در خصوص نوع اعمال بار لازم است مشخص شود بارگذاری مورد نیاز از طریق عکس العمل شمع های مهارتی تأمین می شود (شکل ۱-۱۳) و یا از طریق بار کامیون یا بار مرده. بدیهی است اگر انتخاب شمع های مهارتی باشد؛ پیش از حفر گودال آزمایش؛ شمع ها می بایست در اطراف گودال و دور از تأثیر آن اجرا شده باشند.

گام II- حفر گودال آزمایش: گودال آزمایش به عمق مورد نظر (معمولاً معادل عمق طراحی شده برای شالوده سطحی واقعی) و با عرض حداقل برابر با  $4B_{max}$  حفر میگردد ( $B_{max}$ : بزرگترین بعد صفحه آزمایش است).

گام III- اعمال بار اعمال بار در این آزمایش مشابه آزمایش تحکیم است. بدین ترتیب که ابتدا بار نهائی قابل تحمل خاک تخمین زده می شود و اعمال بار به صورت مرحله ای صورت می پذیرد. که در هر مرحله بارگذاری حدود  $\frac{1}{5}$  بار نهایی بر صفحه اعمال می گردد و نشست صفحه با زمان اندازه گیری می شود. زمان هر مرحله بارگذاری حداقل یک ساعت است کلیه بارگذاری ها می بایست با مدت یکسان اعمال شوند.

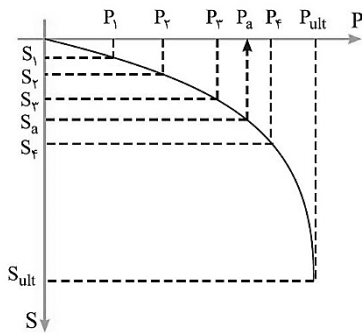


شکل (۱۴-۱): نحوه تعیین نشست کل هر مرحله از بارگذاری

نتیجه هر کدام از مراحل بارگذاری وابسته به زمان انتخاب شده منحنی مشابه شکل (۱۴-۱) می باشد.

با توجه به اینکه در هر مرحله بار ثابت  $P_i$  برای مدت زمان مشخص به خاک اعمال میشود؛ بر اساس مجانب انتهایی منحنی شکل (۱۴-۱)؛ نشست نهایی متناظر مرحله  $i$  ام از بارگذاری به صورت تعیین می شود.

این گام از آزمایش طی مراحل پنجم تا رسیدن به گسیختگی خاک ادامه می یابد و معمولاً پنج گروه داده ( $S_i$  و  $P_i$ ) نتیجه نهایی آزمایش بارگذاری صفحه است که



شکل (۱۵-۱): نتایج نهایی آزمایش بارگذاری صفحه

آخرین گروه داده مربوط به مرحله گسیختگی یا به عبارتی متناظر  $P_{ult}$  و  $S_{ult}$  می باشد. این نتایج در نموداری مشابه شکل (۱۵-۱) جمع آوری می شوند.

اگر در نمودار نهایی آزمایش بارگذاری صفحه مشابه شکل (۱۵-۱) امکان تعریف مجانب انتهایی مقدور نباشد؛ بار متناظر نشست صفحه معادل  $25\text{mm}$  به عنوان

$P_{ult}$  تعریف می شود.

اگر  $P_{ult}$  حاصل از آزمایش به مساحت صفحه تقسیم شود، مقدار  $q_{ult,pl}$  باربری نهایی صفحه آزمایش بدست می آید.

$$q_{ult,pl} = \frac{P_{ult}}{A_p} \quad (۴۷-۱)$$

که  $A_p$ : مساحت صفحه آزمایش بارگذاری صحرائی است.

اگر به غیر از باربری نهایی، باربری مجاز صفحه آزمایش تحت نشست خاصی مدنظر باشد ( $q_{a,pl}$ ) کافی است  $P_a$  متناظر نشست معرفی شده ( $S_a$ ) مطابق شکل (۱۵-۱) از روی نمودار آزمایش بارگذاری تعیین و بر مساحت صفحه آزمایش تقسیم شود.

$$q_{a,pl} = \frac{P_a}{A_p} \quad (۴۸-۱)$$

البته اگر ضریب اطمینان مسأله معلوم باشد ( $S.F.$ ) رابطه بین باربری مجاز و نهایی صفحه آزمایش برقرار ذیل قابل تعریف خواهد بود.

$$q_{a,pl} = \frac{q_{ult,pl}}{S.F.} \quad (۴۹-۱)$$

اگر هدف آزمایش تخمین باربری زمین باشد عملاً مقادیر  $q_{ult,pl}$  و  $q_{a,pl}$  معرف این مهم در شرایط مجاز و نهایی خواهند بود. لیکن اگر هدف تبدیل این مقادیر به باربری یک شالوده واقعی با اندازه های مشخص باشد؛ لازم است از روابط تبدیل که در ادامه تشریح می شوند؛ بهره گرفته شود. عملاً این روابط به دنبال اعمال تأثیر ابعاد پی (در مقایسه با ابعاد صفحه آزمایش) بر روی باربری های اندازه گیری شده حین آزمایش PLT هستند.

### ۱-۲-۷-۱- بسط نتایج باربری آزمایش به شالوده های واقعی

#### ۱-۲-۷-۲- خاک های چسبنده - رسی:

اگر خاک زمین رسی باشد عملاً باربری نهایی مستقل از ابعاد شالوده است لذا همان باربری محاسبه شده برای صفحات آزمایش معادل باربری شالوده واقعی ( $q_{ult}$ ) است:

$$q_{ult} = q_{ult,pl} \quad (50-1)$$

#### ۱-۲-۷-۳- خاک های غیر چسبنده - خاکی های $C$ و $\phi$ دار

برای خاک های غیر چسبنده وابسته به عرض شالوده واقعی  $B$ ، عرض صفحه بارگذاری آزمایش  $B_{pl}$  ظرفیت باربری نهایی شالوده واقعی ( $q_{ult}$ ) به قرار ذیل تعریف می شود.

$$q_{ult} = M + N \frac{B}{B_{pl}} \quad (51-1)$$

مقادیر  $M$  و  $N$  ضرایبی هستند که با تکرار آزمایش بارگذاری برای چند صفحه به ابعاد مختلف و ترسیم نمودار  $q_{ult}$  در مقابل  $\frac{B}{B_{pl}}$  تعیین می شود. از نظر تئوریک ضریب  $M$  شامل ضرایب فشار  $N_e$  و  $N$  (فصل دوم کتاب) و  $N$  نمایشگر ضریب فشار جمله عرض پی ( $N_\gamma$ ) در معادله ظرفیت باربری پی ها است. در محاسبات مربوط به سؤالات با توجه به پراکندگی مقادیر  $M$  و  $N$ ؛ این اعداد از پیش تعریف خواهند شد.

**توجه ۱۹:** اگر خاک زمین ماسه ای باشد به جهت حذف جمله چسبندگی؛ رابطه ساده سازی شده ذیل جهت تبدیل ظرفیت باربری آزمایش به شالوده واقعی ارائه گردیده است:

$$q_{ult} = q_{ult,pl} \times \frac{B}{B_{pl}} \quad (52-1)$$

استفاده از این رابطه توصیه نمی شود مگر آنکه  $\frac{B}{B_{pl}}$  از حدود ۳ خیلی بیشتر نباشد. اگر این نسبت بیش از ۶ باشد عملاً نتیجه تبدیل شده باربری ( $q_{ult}$ ) در حد یک حدس خواهد بود.

**توجه ۲۰:** برای تبدیل نشست اندازه گیری شده از آزمون بارگذاری صفحه به نشست های محتمل یک شالوده واقعی نیز روابط تجربی ارائه شده اند که به متداولترین آنها به قرار ذیل پرداخته می شود:

$$S_f = S_p \left( \frac{B_f}{B_p} \right) \quad \text{نشست شالوده بر روی رس}$$

$$S_f = S_p \left( \frac{2B_f}{B_p + B_f} \right)^2 \quad \text{نشست شالوده بر روی خاک دانه ای} \quad (۵۳-۱)$$

$$S_f = S_p \left( \frac{A_f}{A_p} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{نشست شالوده بر روی سایر خاک ها}$$

$S_f$ : نشست شالوده واقعی به بعد  $B_f$

$S_p$ : نشست صفحه آزمایش به بعد  $B_p$

$A_f$ : مساحت شالوده واقعی

$A_p$ : مساحت صفحه آزمایش

### ۱-۲-۸ آزمون های آزمایشگاهی تعیین $\phi$ و $C$

برای یافتن مقاومت برشی خاک ها از آزمایشات متعددی استفاده می شود که به دو دسته آزمایشات صحرایی و آزمون های آزمایشگاهی تقسیم می شوند. همان گونه که قبلاً نیز گفته شد در این فصل فقط به آزمایش های آزمایشگاهی پرداخته می شود. هدف این آزمایش ها بدست آوردن  $\phi$  و  $C$  (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در حالت مؤثر) است که در بعضی مواقع امکان تعیین آنها نیست و به جای آنها پارامترهای  $\phi$  و  $C$  بدست می آید.

آزمون های آزمایشگاهی به سه دسته تقسیم می شوند که به شرح ذیل هستند:

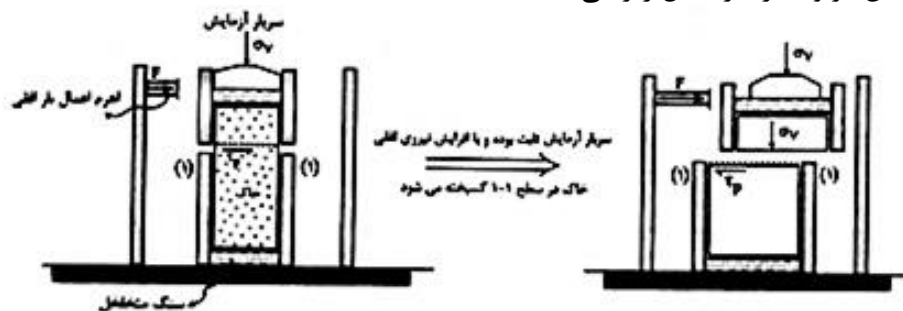
(۱) آزمایش برش مستقیم (Direct Shear Test)

(۲) آزمایش برش سه محوری (Triaxial Test)

(۳) آزمایش برش تک محوری (Uniaxial Test)

۱.۲.۸ آزمایش برش مستقیم (جعبه برش):

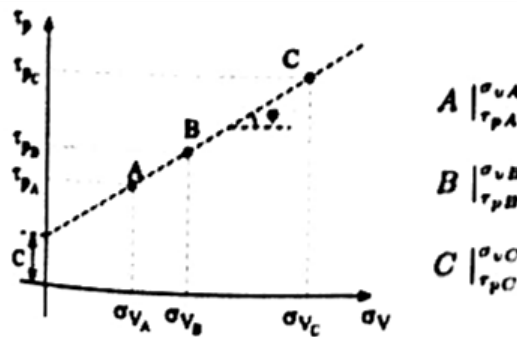
این آزمایش یکی از آزمون های پر کاربرد در مبحث تعیین مقاومت برشی انواع (خاک چه دانه ای و چه ریزدانه) می باشد. هرچند که عمدتاً برای خاک های درشت دانه توصیه می شود. دستگاه آزمایش مربوطه را در شکل زیر می بینید:



شکل (۱-۱۶): دستگاه آزمایش برش مستقیم برجای (شماتیک)

نحوه ی انجام این آزمایش به شرح ذیل است:  
ابتدا به نمونه خاکی که درون محفظه فلزی صلب قرار گرفته سربار قائم ( $\sigma_v$ ) اعمال میگردد. سپس بار افقی ( $F$ ) توسط اهرم اعمال بار افقی به قسمت بالایی محفظه که از قسمت پایینی مجزا است، اعمال می گردد. با افزایش بار افقی به صورت تدریجی خاک از محل سطح (۱-۱) شروع به حرکت کرده تا زمانی که تنش برشی اعمالی ( $T$ ) برابر با تنش برشی قابل تحمل برای خاک ( $\tau_p$ ) گردد و ذرات خاک گسیخته شوند. حال میزان بار قائم و بار افقی که در لحظه گسیختگی به خاک وارد شده را ثبت می کنند که این بارها نشانگر یک نقطه در پوش گسیختگی موهر - کولمب می باشد.

مثلاً نقطه ی  $A$  در شکل (۱۷-۱). سپس این آزمایش را با سربارهای قائم مختلف دیگر حداقل دوبار دیگر تکرار میکنند تا بتوان خط موهر - کولمب خاک مورد نظر را مانند شکل (۱۷-۱) با برازش خط مستقیم از نتایج آزمون رسم نمود.



شکل (۱۷-۱): ترسیم خط موهر - کولمب برای خاک و تعیین  $\varphi$  و  $C$  خاک در آزمایش برش مستقیم با استفاده از این نمودار میتوان  $\varphi$  و  $C$  خاک را بدست آورد که به ترتیب معادل شیب خط مورد نظر و عرض از مبدا خط هستند.

توجه شود در هر آزمون:

$$\tau_p = \frac{F_{max}^*}{A}$$

$F_{max}^*$ : حداکثر نیروی برشی که خاک پیش از گسیختگی تحمل کرده است.

البته میتوان با استفاده از فرمول  $\tau_p = \sigma_v \tan \varphi + C$  و بر پایه مقادیر آزمایش به صورت دو معادله - دو مجهول  $\varphi$  و  $C$  (روش محاسباتی جایگزین روش ترسیمی) نوشت.



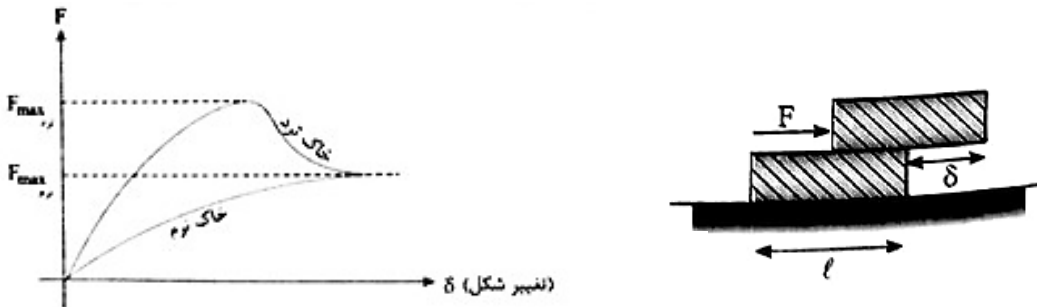
$$\begin{cases} \tau_p A = \sigma_v A \tan \varphi + C \\ \tau_p B = \sigma_v B \tan \varphi + C \end{cases} \rightarrow C \text{ و } \varphi \text{ می آیند}$$

**نکته:** آزمایش برش مستقیم معمولاً به سه صورت انجام می پذیرد:

- (۱) تند (UU) = سربار قائم ( $\sigma_v$ ) و بار افقی (F) به صورت سریع اعمال شده و امکان زهکشی خاک در زمان آزمایش وجود ندارد در این حالت پارامترهای زهکشی نشده خاک بدست می آید.
- (۲) نیمه سریع (CU) = سربار قائم ( $\sigma_v$ ) به کندی اعمال می شود در حالی که بار افقی (F) با سرعت اعمال می گردد شرایط نمونه شبیه حالت تحکیم یافته زهکشی نشده است.
- (۳) کند (CD) = سربار قائم ( $\sigma_v$ ) و بار افقی (F) به کندی اعمال می شوند به طوری که خاک فرصت کافی برای زهکشی را خواهد داشت در این حالت پارامترهای زهکشی شده خاک بدست می آید.

**نکته:** در آزمایش برش مستقیم خاک دو رفتار متفاوت از خود نشان می دهد:

- (۱) رفتار ترد در خاک های متراکم = در این حالت به ازای افزایش جابجایی ( $\delta$ )، نیروی برشی (F) به مقدار حداکثر خود رسیده و سپس کاهش می یابد.
  - (۲) رفتار نرم در خاک های سست = در این حالت به ازای افزایش جابجایی ( $\delta$ )، نیروی برشی به تدریج افزایش یافته تا به حد نهایی خود برسد سپس به صورت مجانب افقی در می آید.
- برای فهم بیشتر به شکل (۱۸-۱) توجه نمائید.

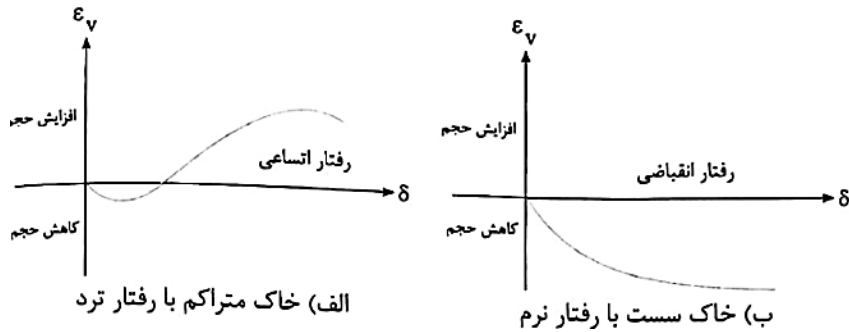


شکل (۱۸-۱): رفتار خاک در آزمایش برش مستقیم

در خاک های متراکم (ترد) نقطه A، نقطه ی گسیختگی خاک است که در آن لحظه خاک به حداکثر مقاومت خود می رسد. سپس این مقاومت کاهش یافته تا به نقطه ی B برسد. تنش متناظر این نقطه مقاومت باقی مانده نامیده می شود. به عبارتی برای خاک نرم نمی توان نقطه ی اوج گسیختگی را تعیین نمود. در این حالت مقاومت گسیختگی خاک های نرم را بر مبنای تغییر شکل

تعیین می کنند و آزمایش را در جایی متوقف می نمایند که تغییر شکل افقی خاک حدوداً به ۱۵ تا ۲۰ درصد طول نمونه ( $e$ ) برسد ( $\frac{\delta}{e} = 0/15 \sim 0/2$ ).

نکته: با اندازه گیری تغییر شکل قائم خاک علاوه بر تغییر شکل افقی می توان نمودار تقریبی تغییر حجم نمونه را در هنگام آزمایش ترسیم نمود که معرف دو دسته رفتار متفاوت ذیل خواهد بود:



شکل (۱-۱۹): نمودار تغییر حجم نمونه در هنگام آزمایش برش مستقیم

در خاک های سست به دلیل تراکم کم در خاک همواره شاهد کاهش حجم هستیم. اما در خاک های متراکم به دلیل این که برای گسیخته شدن خاک می بایست قفل و بست موجود بین ذرات خاک متراکم از یکدیگر باز شوند، ابتدا کاهش حجم موضعی ولیکن سپس افزایش حجم را شاهد هستیم.

نکته: در هنگام اعمال بار افقی ( $F$ )، بار وارده به یکی از دو صورت زیر اعمال می شود:

- ۱) کنترل کرنش (کنترل تغییر مکان) = در این حالت اهرم اعمال بار افقی با یک سرعت مشخص، تغییر مکان معینی به محفظه وارد می کند و نیروی لازم را اندازه می گیرند.
- ۲) کنترل تنش کنترل نیرو = در این حالت نیروی افقی ( $F$ ) با سرعت معین به تدریج افزایش می یابد و تغییر مکان حاصل از این نیرو اندازه گیری می شود.

توجه شود روش اول به دلیل راحتی کار و ثبت دقیق تر مقادیر اندازه گیری متداول تر است.

نکته: در بعضی از حالات می توان با دانستن نوع دانه بندی و یا دیگر مشخصات خاک به مقادیر  $C$  و  $P$  دست یافت به طوری که:

۱) اگر در صورت سؤالی نوع خاک حاصل از فرسایش مکانیکی، درشت دانه شن و ماسه ای غیر چسبنده دانه ای و یا خاک رس عادی تحکیم یافته معرفی شود، بدین معنی است که این خاک چسبندگی ندارد و برای آن ( $C = 0$ ) است و تنها باید خاک را بدست آورد.

۲) اگر در صورت سؤالی نوع خاک حاصل از فرسایش ژئوشیمیایی، ریزدانه، رسی یا سیلیتی، چسبنده، غیردانه ای و یا خاک رس پیش تحکیم یافته معرفی شود، بدین معنی است که خاک

مورد نظر دارای زاویه ای اصطکاک داخلی ( $\varphi$ ) برابر با صفر است و تنها باید  $C$  (چسبندگی) خاک را محاسبه نمود.

نکته: نقاط ضعف (معایب) آزمایش برش مستقیم

۱) در این آزمایش خاک در صفحه افقی گسیخته می شود اما در واقعیت خاک در صفحه ای با زاویه ی  $(45 \pm \frac{\varphi}{2})$  دچار گسیختگی می گردد و خاک در عمل هیچ گاه در صفحه افقی دچار گسیخته نمی شود و این باعث می گردد که مقادیر  $\varphi$  و  $C$  بدست آمده دارای خطای زیادی باشند.

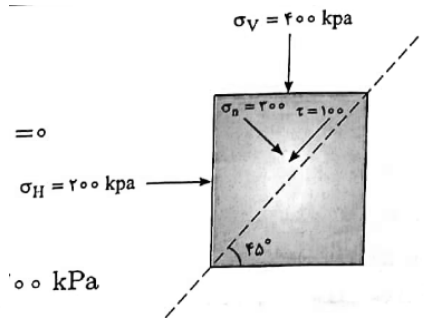
۲) در این آزمایش خاک به صورت اجباری بر روی صفحه ی افقی گسیخته می شود و به خاک فرصت گسیخته شدن در ضعیف ترین صفحه ی متحمل برای گسیختگی داده نمی شود که این مسئله نیز باعث خطای زیادی در محاسبه  $\varphi$  و  $C$  خاک می گردد.

۳) یکی از شروط این آزمایش برای بدست آمدن مقادیر با خطای کم تحکیم یافتن خاک مورد آزمایش است که این شرط در خاک های ریزدانه قابل انجام نیست. پس آزمایش خاک های ریزدانه با این دستگاه دارای خطای بسیاری است چرا که برای تحکیم آنها مدت زمان زیادی نیاز است. پس این آزمایش برای خاک های درشت دانه بیشتر توصیه می گردد زیرا کمترین خطا را به دلیل تحکیم (نشست) یافتن سریع خاک دار است.

**مثال:** برای نمونه خاکی در حین آزمایش برش مستقیم اطلاعات زیر ثبت شده است. المانی از این خاک با مشخصات شکل زیر دارای چه ضریب اطمینانی در برابر گسیختگی بر روی صفحه ی نیمساز خواهد بود؟

$kgf / cm^2$	تنش قائم آزمایش	۲	۴
$kgf / cm^2$	تنش برشی لحظه گسیختگی	۴	۸

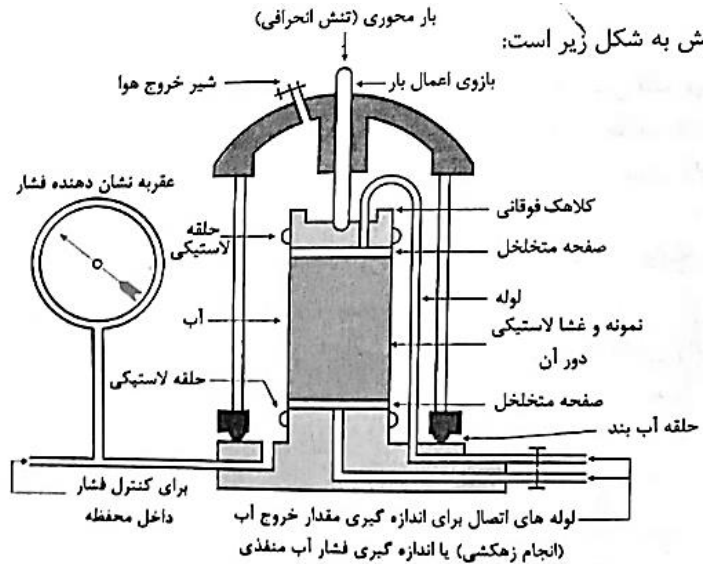
$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_p = \sigma_v \tan \varphi + C \\ 4 = 2 \times \tan \varphi + C \\ 8 = 4 \times \tan \varphi + C \end{array} \right\} \rightarrow \tan \varphi = 2 \text{ و } c = 0$$



$$\left\{ \begin{array}{l} S.F. = \frac{\tau_p}{\tau} = \frac{\sigma_n \tan \varphi + c}{\tau} = \frac{300 \times 2}{100} = 600 \text{ kPa} \\ \sigma_n = \frac{\sigma_v + \sigma_H}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_H}{2} \cos(2 \times 45) = 300 \text{ kPa} \\ \tau = \frac{\sigma_v - \sigma_H}{2} \sin(2 \times 45) = 100 \text{ kPa} \end{array} \right.$$

## ۱-۲-۹ آزمایش برش سه محوری

دستگاه این آزمایش به شکل زیر است:



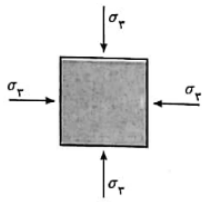
شکل (۱-۲۰): دستگاه آزمایش سه محوری

مراحل این آزمایش به شرح زیر می باشد:

**مرحله اول)** اعمال تنش همه جانبه یا تنش محدود کننده یا به عبارتی اعمال تنش هیدرواستاتیک ( $\sigma_c$  یا  $\sigma_3$ ).

در این مرحله توسط سیال اطراف غشاء لاستیکی به نمونه خاک فشار ( $\sigma_c$  یا  $\sigma_3$ ) وارد می گردد. میزان این تنش تابعی از میزان تنش واقعی خاک است. اگر در این مرحله شیر زهکشی (ورود و خروج آب) بسته باشد خاک نمونه فرصت تحکیم نخواهد داشت، پس خاک زهکشی نشده خواهد بود و اضافه فشار آب حفره ای بسیج شده در این مرحله همچنان در نمونه خاک حفظ خواهد گردید. اما اگر شیر زهکشی در این مرحله باز باشد خاک فرصت تحکیم زهکش داشته و دیگر اضافه فشار آب حفره ای در این مرحله داخل خاک باقی نمی ماند. مقدار اضافه فشار آب حفره ای بسیج شده در این مرحله از رابطه ذیل بدست می آید:

$$\begin{cases} \text{شیر بسته} \rightarrow \text{تحکیم نیافته} \Rightarrow \Delta U_c = \sigma_3 \times B \\ \text{شیر باز} \rightarrow \text{تحکیم یافته} \Rightarrow \Delta U_c = 0/0 \end{cases} \quad (۵۴-۱)$$



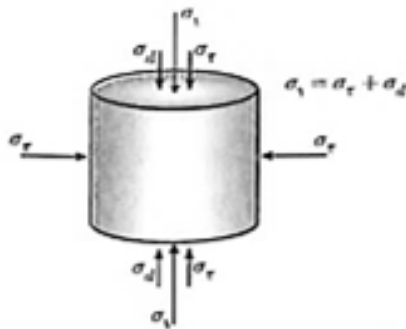
$$\left. \begin{aligned} \Delta U_c &= \text{اضافه فشاره آب حفره ای در مرحله ی محدود کننده} \\ \sigma_3 &= \text{میزان فشار اعمالی در مرحله محدود کننده} \\ B &= \text{ضریب دوم اسکمپتون} \end{aligned} \right\}$$

توجه شود ضریب دوم اسکمپتون ضریبی است که تابع جنس خاک و درجه اشباع آن می باشد. بازه های تغییرات آن بین ۰ تا ۱ است. بدین صورت که هر چقدر خاک خشک تر باشد به صفر نزدیک تر و هر چقدر خاک اشباع شود به عدد ۱ نزدیک می شود. پس:

$$B \in [0, 1]$$

$$\boxed{B = 1} \rightarrow \text{پیش فرض : نمونه اشباع}$$

**مرحله دوم)** اعمال تنش انحرافی یا تنش قائم اضافی تنش برشی در این مرحله علاوه بر تنش همه جانبه ای که در مرحله ی قبل اعمال شده بود، تنش قائم دیگری نیز به نمونه وارد می گردد. این تنش اضافی قائم را ( $\sigma_d$ ) می نامند. میزان این تنش به قدری خواهد بود که خاک موجود دچار گسیختگی گردد سپس میزان بار محدود کننده و بار اضافی وارده را ثبت کرده و برای ترسیم خطوط موهر - کولمب خاک دوبار دیگر آزمایش را با ( $\sigma_3$ )های دیگر تکرار می کنیم. سپس همانند آزمایش برش مستقیم نسبت به بدست آوردن  $\varphi$  و  $C$  خاک برحسب نتایج بدست آمده برای لحظه گسیختگی خاک در آزمون اقدام می کنیم. با توجه به فصل تنش ها (فصل قبلی کتاب) می توان دریافت که گسیختگی در این آزمایش از نوع اکتیو یا پسیو است، اما چون تنش قائم بیشتر از تنش افقی است پس این گسیختگی از نوع اکتیو است. بدین ترتیب می توان با استفاده از فرمول تنش افقی (اکتیو)  $\varphi$  و  $C$  خاک را بدست آورد.



شکل (۱-۲۱): تنش های اعمالی بر خاک در آزمایش سه محوری

$$\boxed{\sigma H_a = \sigma_v K_a - 2C\sqrt{K_a}}$$

(۵۵-۱)

$$\left. \begin{array}{l} \text{نتایج آزمون اول سه محوری} \\ \text{نتایج آزمون دوم سه محوری} \end{array} \right\} \begin{cases} (\sigma_3)_1 = (\sigma_1)_1 K_a - 2C\sqrt{K_a} \\ (\sigma_3)_2 = (\sigma_1)_2 K_a - 2C\sqrt{K_a} \\ K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \end{cases} \rightarrow C, \varphi = ?$$

تذکر: باید دقت شود که اگر تنش مؤثر مدنظر بود (یعنی خاک اشباع بود) باید به جای تنش های کل از تنش های مؤثر نظیر  $\sigma'_3$  به جای  $\sigma_3$  استفاده نمود. یعنی:

$$\boxed{\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta U} \quad \& \quad \boxed{\sigma'_1 = \sigma_1 - \Delta U}$$

اگر در مرحله دوم هنگام اعمال بار اضافی، شیرهای زهکشی (ورود و خروج آب) بسته باشد خاک فرصت زهکشی خاک زهکشی نشده است و دارای اضافه فشار آب حفره ای می باشد. اما اگر در این مرحله شیر زهکشی باز باشد یعنی امکان ورود و خروج آب وجود داشته باشد خاک زهکشی شده خواهد بود و دیگر اضافه فشار آب حفره ای باقیمانده مفهوم نخواهد داشت.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{زهکشی نشده} \rightarrow \text{شیر بسته} \\ \text{زهکشی شده} \rightarrow \text{شیر باز} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} \boxed{\Delta U_d = \sigma_d \times A} \\ \Delta U_d = 0/0 \end{cases} \quad (56-1)$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta U_d = \text{میزان اضافه فشاره آب حفره ای در بسبج مرحله ی دوم (مرحله اعمال تنش اضافی)} \\ \sigma_d = \text{تنش اضافی اعمالی در مرحله دوم} \\ A = \text{ضریب اول اسکمپتون} \end{array} \right\}$$

ضریب اول اسکمپتون تابعی از جنس خاک و تراکم خاک می باشد و بازه ی تغییرات آن از ۰/۵- تا ۱ است. بدین صورت که اگر خاک پیش تحکیم یافته باشد ( $O.C$ ) ضریب اول اسکمپتون ۰/۵- و اگر خاک عادی تحکیم یافته باشد ( $N.C$ ) ضریب اول اسکمپتون ۱ خواهد بود. البته به صورت پیش فرض باید پذیرفت که در نمونه های اشباع ضریب اول اسکمپتون معادل یک است.

$$A \in [-0/5, 1]$$

$$\rightarrow \boxed{A = 1} \text{ پیش فرض : نمونه اشباع}$$

حال بر اثر وجود شیرهای زهکشی و باز یا بسته بودن آن در مراحل مختلف آزمایش های سه محوری به سه دسته تقسیم می گردند:

۱) آزمایش تحکیم نیافته ( $Unconsolidated$ ) و زهکشی نشده ( $UU$ ) ( $Undrained$ )  
اگر در مرحله ی اول شیر زهکشی بسته باشد نمونه فرصت تحکیم نخواهد داشت و همچنین اگر در مرحله ی دوم (اعمال تنش اضافی) نیز شیر زهکشی بسته بماند نمونه فرصت زهکشی نیز

نخواهد داشت. پس این آزمایش را میتوان به سرعت انجام داد زیرا نیازی به فرصت دهی برای زهکشی یا تحکیم نخواهد داشت.

۲) آزمایش تحکیم یافته (*Consolidated*) و زهکشی نشده (*CU*) (*Undrained*) در این آزمایش در مرحله اول شیر زهکشی باز بوده و خاک امکان زهکشی خواهد داشت اما در مرحله ی اعمال بار اضافی شیر زهکشی بسته شده و اجازه ی زهکشی به خاک داده نخواهد شد. این آزمایش است چون نیمه سریع در مرحله ی اول نیاز به فرصت برای تحکیم یافتن دارد.

۳) آزمایش تحکیم یافته (*Consolidated*) و زهکشی شده (*CD*) (*Drained*) در این آزمایش در هر دو مرحله شیر زهکشی باز بوده و خاک علاوه بر امکان تحکیم فرصت زهکشی نیز خواهد داشت این آزمایش یک آزمایش کند است زیرا برای تحکیم یافتن و زهکشی شدن خاک نیاز به فرصت زمانی قابل توجه به ویژه در خاک های ریزدانه دارد.

**نکته:** اضافه فشار آب حفرهای بسیج شده در آزمون سه محوری در حالت *UU* به بیشترین میزان خود می رسد که برابر است با:

$$\Delta U_{max} = \Delta U_d + \Delta U_c = \sigma_d \cdot A + \sigma_3 \cdot B = (\sigma_1 - \sigma_3)A + \sigma_3 \cdot B$$

$$\Rightarrow \boxed{\Delta U_{max} = A\sigma_1 + (B - A)\sigma_3} \quad (57-1)$$

البته میتوان به جای تنش قائم ( $\sigma_1$ ) و تنش همه جانبه ( $\sigma_3$ ) از تغییرات آنها در رابطه ی (۵۸) نیز استفاده نمود:

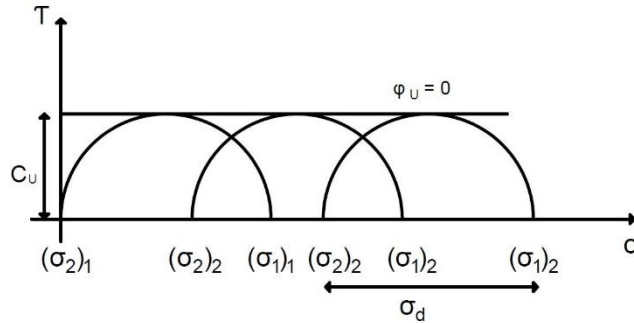
$$\boxed{\Delta U_{max} = A\sigma_1 + (B - A)\Delta\sigma_3} \quad (58-1)$$

**نکته:** تعاریف گسیختگی در انواع آزمایش های سه محوری

### الف) آزمایش *UU*

با توجه به این که در هر دو مرحله ی آزمایش *UU*، شیرهای زهکشی بسته هستند پس تمامی تنش اعمالی به فشار آب حفره ای انتقال می یابد. در نتیجه دواير موهر آن در آزمایشات با تنش های گوناگون تغییری نخواهد کرد و مطابق شکل زیر خواهد بود:

$$\boxed{C_U = \frac{\sigma_d}{2}} \quad (59-1)$$

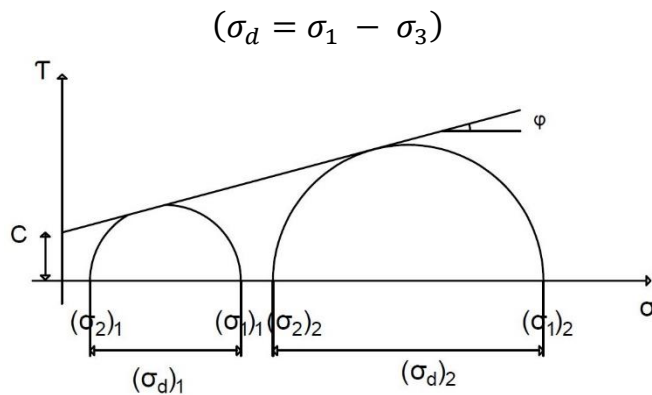


شکل (۱-۲۲): دواير موهر متناظر تنش اعمالی در آزمایش سه محوری (UU)

\*در این آزمایش همواره  $\sigma_d$  ثابت است و به مقدار سطح تنش آزمایش ( $\sigma_3$ ) وابسته نیست.  
 \*برای بدست آوردن C در این آزمایش به دلیل ثابت بودن ( $\sigma_d$ ) تنها یک آزمایش کافی است.  
**توجه:** این آزمایش در خاک های ریزدانه و رسی کاربرد بیشتری دارد زیرا نیازی به تحکیم یافتن و یا زهکش شدن ندارد. در واقع تنها خاکی که زاویه اصطکاک داخلی آن صفر خواهد بود خاک های ریزدانه اشباع می باشند.  
**توجه:** اگر میزان فشار آب حفره ای در آزمایش ثبت گردد می توان با استفاده از آن دواير موهر متناظر با تنش موثر خاک را ترسیم کرده و پارامترهای زهکشی شده خاک ( $\phi'$  و  $C'$ ) را نیز بدست آورد.

### ب) آزمایش CU

بر خلاف آزمایش UU در این آزمایش با اعمال هر  $\sigma_3$ ، تنش  $\sigma_d$  جدیدی بدست می آید و میزان  $\sigma_d$  ثابت نمی باشد در این آزمایش ها دیگر زاویه اصطکاک داخلی خاک نیز صفر نخواهد بود. دواير موهر متناظر این آزمایش مطابق شکل مقابل خواهد بود:



شکل (۱-۲۳): دواير موهر متناظر با آزمایش سه محوری (CU)



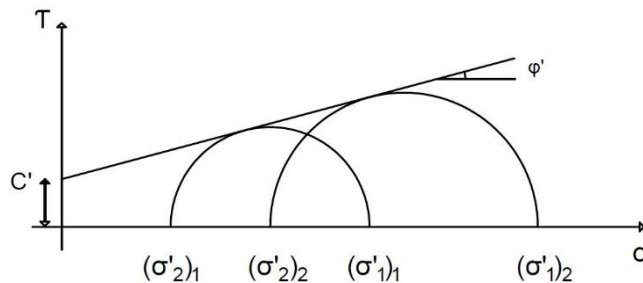
\***توجه:** این آزمایش مناسب خاک های مخلوط است یعنی خاک هایی که هم دارای زاویه اصطکاک داخلی ( $\phi$ ) و هم دارای چسبندگی ( $C$ ) هستند می باشد.

\* برای بدست آوردن  $\phi$  و  $C$  در این آزمایش باید حداقل دو بار آزمایش را تکرار نمود تا بتوان خطی از روی دو دایره موهر لحظه گسیختگی خاک برازش نمود.

\* **توجه:** اگر میزان فشار آب حفره ای را در آزمایش ها ثبت شود؛ میتوان دواير مور متناظر با تنش های مؤثر آزمایش را نیز ترسیم نموده و پارامترهای زهکشی شده خاک ( $\phi'$  و  $C'$ ) را نیز بدست آورد.

### ج) آزمایش CD

به دلیل باز بودن شیرهای زهکشی در هر دو مرحله در این آزمایش، دواير موهر بدست آمده همان دواير مور متناظر با تنش مؤثر خاک خواهند بود و دواير تنش کل و تنش مؤثر هیچ تفاوتی نخواهند داشت. پس این آزمایش مستقیماً پارامترهای زهکشی شده خاک ( $\phi'$  و  $C'$ ) را ارائه می دهد.



شکل (۱-۲۴): دواير موهر متناظر با آزمایش سه محوری (CD)

**نکته:** رفتار تنش - تغییر شکل خاک ها حین برش:

رفتار خاک ها که حین آزمایش سه محوری بدست می آیند در دو دسته ذیل قابل تفکیک هستند:

**حالت اول)** رفتار نرم خاک های دانه ای سست یا رس های عادی تحکیم یافته ( $N.C$ )

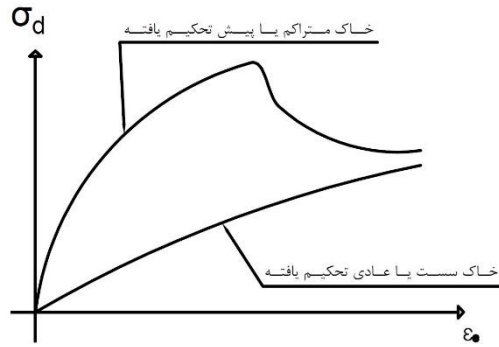
**حالت دوم)** رفتار ترد خاک های دانه ای متراکم یا رس های پیش تحکیم یافته ( $O.C$ )

با نمایش نمودارهای زیر تفاوت این دو حالت را در این آزمایش ها می توان بررسی نمود.

۱- نمودار :  $\epsilon - \sigma$  (تنش - کرنش)

در آزمایش سه محوری همانند آزمایش برش مستقیم این نمودار به دو صورت زیر قابل تصور است:

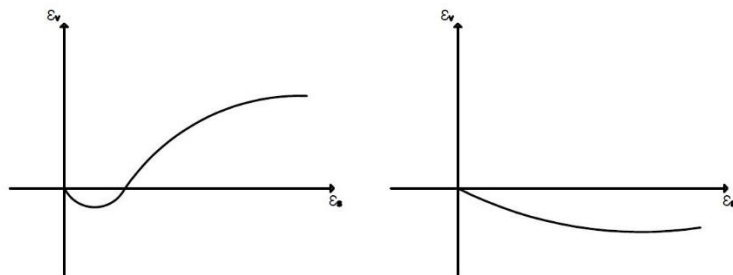
$$\left. \begin{aligned} \sigma_d &= \text{تنش قائم اضافی} \\ \epsilon_e &= \text{تغییر طول نمونه (کرنش نمونه)} \end{aligned} \right\}$$



شکل (۱-۲۵): نمودار تنش - کرنش

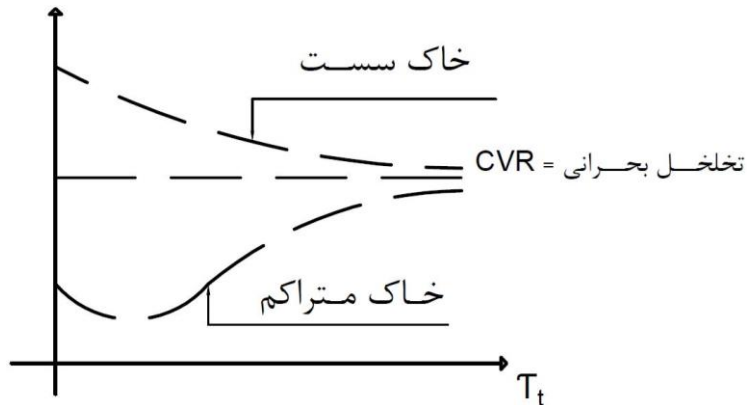
## ۲- نمودار تغییر حجم ( $\epsilon_v - \epsilon_e$ )

نمونه ی خاک حین آزمایش سه محوری تنها در حالتی دارای کرنش و یا تغییر حجم است که شیر زهکشی باز بوده و امکان خروج آب وجود داشته باشد (زیرا معمولاً خاک های مورد استفاده در آزمایش سه محوری اشباع هستند). پس می توان نتیجه گرفت که در آزمایش ( $UU$ ) هیچگونه تغییر حجمی مشاهده نمی شود اما در دیگر آزمایشات امکان تغییر حجم وجود دارد. با توجه به اینکه تغییر حجم نمونه در حالت گسیختگی اهمیت بیشتری دارد و به دلیل اینکه معمولاً گسیختگی در مرحله ی دوم (اعمال فشار اضافی) رخ می دهد پس معمولاً تغییر حجم در این مرحله مورد بررسی قرار می گیرد با توجه به این که فقط در آزمایش  $CD$  در مرحله دوم شیر زهکشی باز است پس تنها این آزمایش را تحت بررسی قرار داد.



شکل (۱-۲۶): نمودار تغییر حجم خاک در آزمایش سه محوری

با توجه به همین نمودار و دانستن این که نشانه تخلخل ( $e$ ) برابر است با ( $e = \frac{V_v}{V_s}$ ) می توان نمودار زیر را نیز می توان رسم کرد:



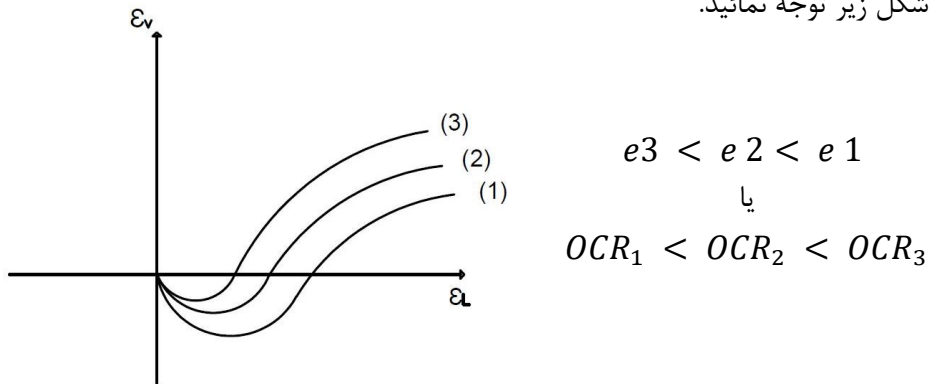
شکل (۱-۲۷): نمودار تغییرات تخلخل در آزمایش سه محوری

از نمودار شکل های ۱-۲۶ و ۱-۲۷ می توان به نکات زیر پی برد:

۱. در خاک های سست همواره کاهش حجم رخ می دهد و با توجه به اینکه کاهش یافتن حفرات خاک دلیل اصلی آن است، می توان دریافت که همواره ضریب تخلخل نیز در حال کاهش است. به عبارتی این شرایط معرف انقباض خاک حین برش است.

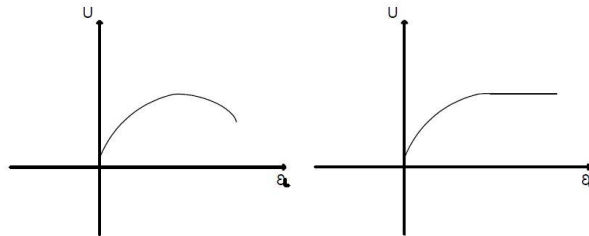
۲. در خاک های متراکم ابتدا مقداری  $e$  به صورت محدود کاهش می یابد ولی در ادامه ( $e$ ) دچار افزایش می شود تا با افزایش حجم خاک به دلیل شکسته شدن قفل و (جهت ذرات خاک) به گسیختگی برسد در حقیقت این شرایط معرف اتساع نمونه حین برش است.

**توجه:** هر چه خاک متراکم تر باشد (یعنی ضریب تحکیم یا دانسیته نسبی آن بالاتر باشد) مرحله ی کاهش حجم کمتری را تجربه خواهد کرد و افزایش حجم بیشتری نیز خواهد داشت. به شکل زیر توجه نمائید.



شکل (۱-۲۸): تاثیر تراکم خاک بر نمودار تغییر حجم

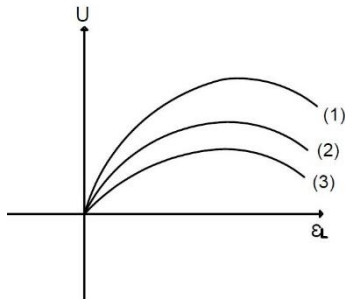
۳. نمودار تغییر اضافه فشار آب حفره ای بسیج شده در آزمایش سه محوری  $(U - \epsilon_e)$  اضافه فشار آب حفره ای بسیج شده فقط در صورتی باقی می ماند که شیر زهکشی بسته باشد و امکان خروج آب وجود نداشته باشد. پس در آزمایش  $UU$  در هر دو مرحله اضافه فشار آب حفره ای ایجاد شده؛ باقی می ماند. اما در آزمایش  $CU$  فقط در مرحله ی دوم اضافه فشار آب حفره ای باقی مانده داریم و عملاً در آزمایش  $CD$  نیز هیچگونه فشار آب حفره ای اضافی حفظ نمی شود. پس با توجه به این نکته که با افزایش حجم نمونه خاک در هنگام بسته بودن شیر زهکشی، فشار آب کاهش می یابد و با کاهش حجم فشار آب حفره ای افزایش می یابد می توان نمودار تغییرات اضافه فشار آب حفره ای در دو حالت سست و متراکم را به صورت زیر ترسیم نمود:



(ب) خاک سست یا عادی تحکیم یافته (الف) خاک متراکم یا پیش تحکیم یافته

شکل (۱-۲۹): تغییرات فشار آب حفره ای در آزمایش سه محوری در زمانی که شیر زهکشی بسته باشد. توجه هر چه قدر خاک پیش تحکیم یافته، متراکم تر و دارای تخلخل کمتری باشد، میزان افزایش فشار آب حفره ای کمتر خواهد شد به نمودار زیر توجه کنید:

$$OCR = \text{ضریب پیش تحکیمی یا نسبت پیش تحکیمی}$$



$$(e_3 < e_2 < e_1)$$

یا

$$OCR_3 > OCR_2 > OCR_1$$

شکل (۱-۳۰): رابطه بین تراکم خاک و تغییرات اضافه فشار آب حفره ای در خاک های متراکم **توجه مهم** در هنگام آزمایش سه محوری به دلیل فشار اضافی اعمالی بر روی نمونه، خاک تغییر شکل خمیره ای به خود می گیرد که باعث می گردد میزان مساحت مقطع خاک برای محاسبه ی تنش اعمالی در طول نمونه متغیر گردد و برای رفع این مشکل و تعیین تنش میانگین باید مساحت میانگین مقطع را بدست آورد که به آن سطح مقطع میانگین یا سطح مقطع اصلاح شده نمونه می گویند. این مهم از روابط زیر بدست می آید.

$$\sigma_{ave} = \frac{F_d}{A_{ave}} \quad (60-1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ave} = A_0 \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta L}{L_0}} \\ \frac{\Delta V}{V_0} = \varepsilon_v \text{ (کرنش حجمی)} \\ \frac{\Delta L}{L_0} = \varepsilon_l \text{ (کرنش طولی)} \end{array} \right. \rightarrow A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_l} \quad (61-1)$$

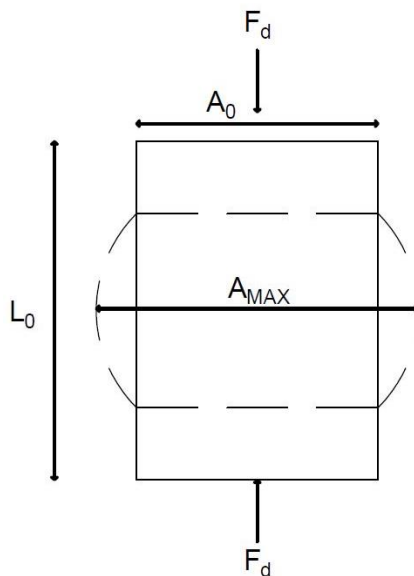
اگر در هنگام آزمایش شیر زهکشی بسته باشد و امکان تغییر حجم وجود نداشته باشد، سطح مقطع میانگین از رابطه ی زیر بدست می آید:

$$A_{ave} = A_0 \times \frac{1}{1 - \varepsilon_l} \quad (62-1)$$

که داریم:

$$V_0 = V_1 \rightarrow A_0 \times L_0 = A_1 \times L_1$$

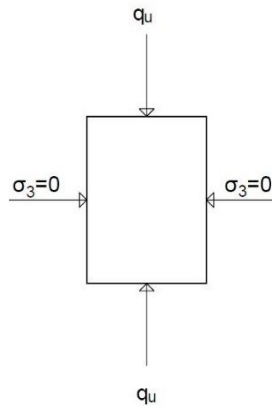
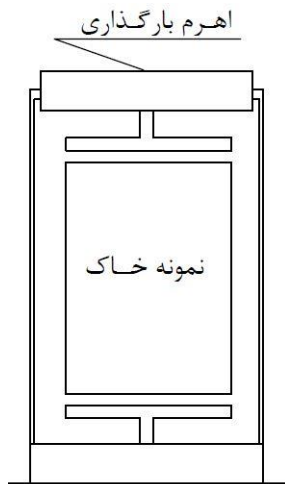
$$A_1 = A_0 \times \frac{L_0}{L_1} \quad (63-1)$$



شکل (۳۱-۱): تغییر شکل نمونه بر اثر اعمال فشار اضافی

### ۱-۲-۱۰ آزمایش برش تک محوری

دستگاه این آزمایش به شکل زیر می باشد.

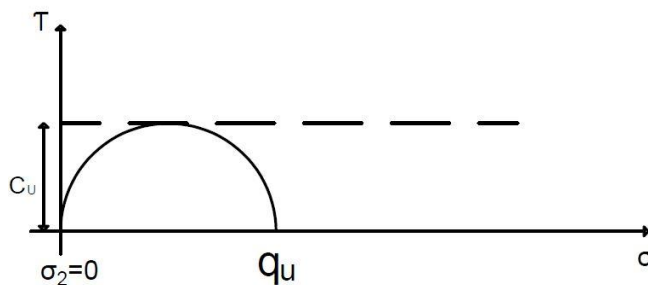


شکل (۱-۳۲): دستگاه آزمایش تک محوری و نحوه بارگذاری

مراحل انجام این آزمایش به شرح ذیل است:

در این آزمایش ابتدا نمونه ی خاک استوانه ای درون دستگاه و بین اهرم های فشار قرار می گیرد. سپس توسط اهرم ها به تدریج نیرو اعمال می گردد تا زمانی که خاک در تنش قائم  $q_u$  به گسیختگی برسد. به این تنش در زمان گسیختگی که حداکثر مقاومت خاک در برابر نیروی محوری است، مقاومت تک محوری گفته می شود.

در واقع این آزمایش همان آزمایش سه محوری است که مرحله ی اول یعنی اعمال فشار محدود کننده آن حذف شده و فقط مرحله ی دوم صورت می پذیرد به این سبب به این آزمایش آزمایش فشاری محدود نشده نیز می گویند. نمودار دایره موهر متناظر با این آزمایش به شکل زیر می باشد:



شکل (۱-۳۳): نمودار موهر در آزمایش تک محوری

$$C_u = \frac{\sigma_{1f}}{2} = \frac{q_u}{2} \quad (۱-۶۴)$$

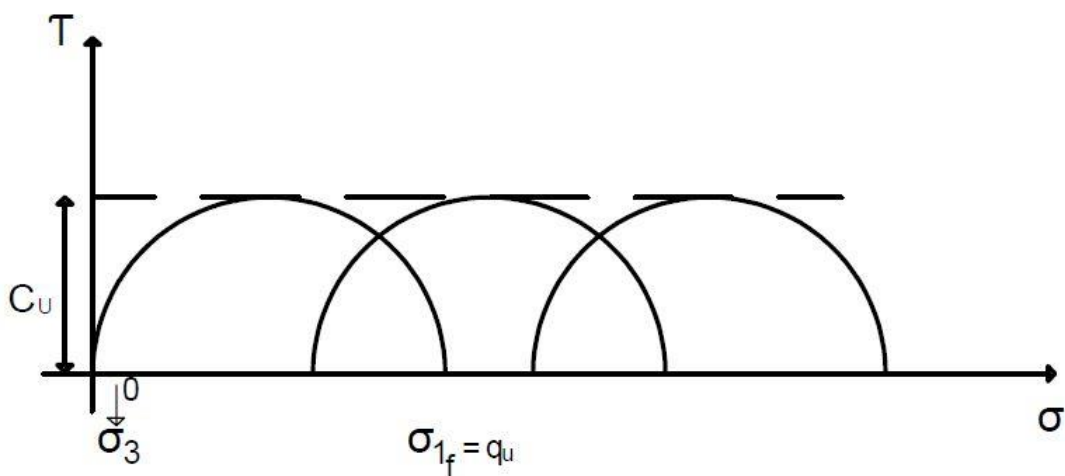
$q_u$ : مقاومت محدود نشده خاک

$C_u$ : چسبندگی زهکشی نشده خاک

**توجه:** در آزمایش تک محوری به دلیل این که استوانه ی خاک به گونه ای پایدار بماند تا بتوان بار قائم را به آن اعمال کرد، باید از خاکی استفاده نمود که پایداری اولیه را داشته باشد و بتوان آن را بدون محفظه نگهدارنده دستگاه قرار داد. فقط خاک ریزدانه اشباع (چسبنده) توانایی تأمین این شرط را دارد و خاک های دانه ای درون به دلیل نداشتن چسبندگی به هیچ وجه امکان تأمین این شرط را ندارد لذا این آزمون برای خاک های چسبنده به کار میرود.

**توجه:** به دلیل این که این آزمایش سریع انجام می گیرد پس خاک فرصت هیچگونه زهکشی نخواهد داشت و این آزمایش از نوع زهکشی نشده محسوب میگردد پس می توان داده های آن را به شرایط زهکشی نشده خاک ها متناظر دانست.

**توجه:** با لحاظ دو توجه فوق و این که خاک مورد آزمایش معمولاً رس اشباع بوده و امکان زهکشی نیز نخواهد داشت پس میتوان دریافت که در واقع این، آزمایش یک مورد خاص از آزمایش سه محوری ( $UU$ ) می باشد که  $\sigma_3$  دارد. لذا در محاسبات می توان از توضیحات این آزمون ( $UU$ ) برای تعیین پارامترهای مربوط به آزمون تک محوری بهره گرفت.



شکل (۱-۳۴): مقایسه تک محوری و سه محوری  $UU$

## پرسش های فصل اول

۱) ضریب سطح لوله نمونه گیر جدار نازک ۵۱ میلی متری چه مقدار است؟

پاسخ

با استفاده از ابعاد رسمی مندرج در کاتالوگ سازنده نمونه گیر، قطرهای خارجی و داخلی به ترتیب عبارتند از

$D_o = 50/8 \text{ mm}$  و  $D_i = 47/7 \text{ mm}$  (به منظور کاهش اصطکاک جداری بر نمونه در موقع فرو بردن نمونه گیر، قطر داخلی لوله نمونه گیر اندکی بزرگتر از قطر لبه تیز آن است). با جایگزینی مستقیم این ابعاد در رابطه (۳-۱) داریم:

$$A_r = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 = \frac{50/8^2 - 47/7^2}{47/7^2} = 13/4\%$$

۲) اطلاعات معلوم مربوط به یک آزمایش SPT عبارتند از:  $N = 20$ ؛ طول میله حفاری برابر با  $1.2 \text{ m}$ ، قطر گمانه  $150 \text{ mm}$ ،  $p_o = 205 \text{ KPa}$  از چکش ایمنی با نسبت انرژی  $E_r = 80$  استفاده و آزمایش در ماسه متراکم با نمونه گیر بدون لوله آستری انجام شده است. مقادیر استاندارد  $N'_{70}$  و  $N'_{60}$  را بر اساس نسبت انرژی  $E_{rb} = 60$  و  $E_r = 80$  به دست آورید.

پاسخ

$$C_N = \left( \frac{95/76}{205} \right)^{\frac{1}{2}} = 0/68$$

با ملاحظه نمونه محاسبه انجام شده برای  $\eta_1$  در جدول (۳-۳):

$$\eta_1 = 1/14$$

تأثیر طول میله حفاری  $L > 10$ :

$$\eta_2 = 1/0$$

در ایالات متحده عرف معمول استفاده از نمونه گیر بدون آستری است؛

$$\eta_3 = 1/0$$

اضافه قطر گمانه:

$$\eta_4 = 1/05$$

با استفاده معادله (۳-۸) داریم:

$$N'_{70} = 0/68 \times 20 \times 1/14 \times 1/0 \times 1/0 \times 1/05 = 16$$



(گرد شده به مقدار صحیح)

برای  $E_{rb} = E_{r2} = 60$  و با استفاده از معادله (۳-۱۱) داریم:

$$N_2 = N'_{60} = \frac{70}{60} \times 16 = 19$$

(۳) سوال ۲ را با فرض نمونه گیر با لوله آستری و  $E_r = 60$  حل کنید.

پاسخ

$$C_N = 0/68 \quad \eta_1 = \frac{60}{70} = 0/86 \quad \eta_2 = 1/0$$

ماسه متراکم و آستری استفاده شده:

$$N'_{70} = 0/68 \times 20 \times 0/86 \times 0/8 \times 1/05 = 16$$

با به کارگیری معادله (۳-۱۱)

$$N_2 = N'_{60} = \frac{70}{60} \times 10 = 11$$

(۴) سوال ۲ را با  $E_r = 55$ ،  $p_o = 100KP_a$ ، مته حلزونی تو خالی با قطر

$205mm$ ، عمق گمانه  $6m$  حل کنید. (با به کارگیری  $p_o = p_c$ )

پاسخ

$$C_N = \left( \frac{95/76}{100} \right)^{\frac{1}{2}} = 0/98$$

$$\eta_1 = \frac{55}{70} = 0/79 \quad \eta_2 = 0/95 \quad (L = 6 < 10 m \text{ چون})$$

$$\eta_3 = 1 \quad (\text{بدون آستری}) \quad \eta_4 = 1 \quad (\text{مته تو خالی})$$

$$N'_{70} = 0/98 \times 20 \times 0/79 \times 0/95 \times 1/0 \times 1/05 = 16$$

$$N_2 = N'_{60} = \frac{70}{60} \times 15 = 17$$

(۵) تعداد ضربات برای سه مرحله نفوذ لوله نمونه گیر (SPT) به ترتیب ۱۲، ۱۳ و ۱۸ به

دست آمده است. اگر قطر گمانه ای که (SPT) در آن انجام شده ۲۰۰ میلی متر باشد، عدد

نفوذ استاندارد (SPT) کدام است؟ (سراسری - ۸)

۳۶ (۴)

۳۱ (۳)

۳۰ (۲)

۲۹ (۱)

### پاسخ

گزینه (۴) صحیح است.

با توجه به توضیحات کتاب داریم:

$$N_{\text{خام}} = \widehat{13}^{N_2} + \widehat{18}^{N_3} = 31$$

چون قطر گمانه بیش از  $120\text{ mm}$  است، پس داریم:

$$N'_{\text{اصلاح شده}} = N_{\text{خام}} \times \eta_4 \xrightarrow{\eta_4 = 1/5} 35/6 \simeq 36$$

(۶) کدام یک از جملات ذیل در مورد آزمایش های صحرائی صحیح است؟  
(سراسری - ۸۲)

(۱) آزمایش برش پره ای جهت اندازه گیری مقاومت برشی زهکشی نشده خاک های چسبنده به کار می رود.

(۲) آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) برای تعیین ضریب عکس العمل بستر خاک به کار می رود.

(۳) در آزمایش نفوذ مخروط (CPT) مقاومت برشی خاک با توجه به تعداد ضربه لازم برای نفوذ مخروط به میزان ۳۰ سانتی متر تعیین می شود.

(۴) استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه در سطح زمین در مورد پیه های گسترده مطمئن تر از پی های منفرد می باشد.

### پاسخ

گزینه (۱) صحیح است.

اگر به متون درسی فصل اول مراجعه شود، گزینه (۱) صحیح است. چرا که از آزمایش نفوذ استاندارد عدد نفوذ و پارامترهای مکانیکی خاک بدست می آید. آزمایش (CPT) ضربه ای نیست و آزمایش بارگذاری صفحه به جهت تأثیر عمقی ضعیف (به دلیل محدود بودن ابعاد صفحه و نیروی عکس العمل لازم برای آزمایش) برای پی های گسترده مناسب نیست.

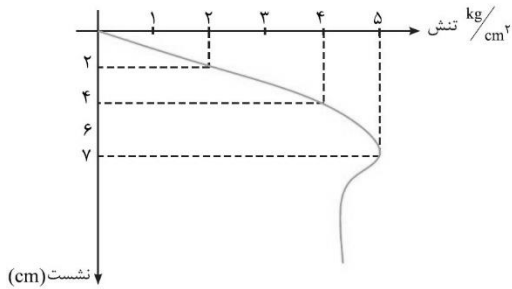
(۷) منحنی تنش - نشست برای یک پی مربع به بعد ۲ متر مطابق شکل می باشد. در صورتی که ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی خاک زیر پی برابر ۲ و نشست مجاز آن ۲ سانتی متر باشد حداکثر بار مجاز وارد بر پی عبارتست از:

(سراسری - ۸۲)

(۱) ۶۰ تن

(۲) ۸۰ تن

(۳) ۱۰۰ تن



(۴) ۲۰۰ تن

پاسخ

گزینه (۲) صحیح است.

مشابه آنچه در سرفصل ۷.۲.۱ کتاب برای منحنی تنش - نشست آزمایش بارگذاری صفحه بیان شده، با در دسترس بودن این منحنی میتوان به ازاء نقطه ماکزیمم منحنی  $q_{ult}$  و به ازاء نقطه متناظر نشست مجاز ( $\delta_a$ ) مقدار  $q_a$  را به طور مستقیم برای یک صفحه آزمایش بارگذاری یا یک پی (که بارگذاری فشار - نشست بر روی آن انجام گرفته است - مشابه این سؤال) بدست آورد. لیکن اگر ضریب اطمینان در مسأله به همراه نمودار تنش - نشست داده شده است برای تعیین  $q_a$  می بایست معیار ذیل رعایت گردد:

$$q_a = \min \left( \begin{array}{l} q_a \\ \text{بدست آمده از} \\ \text{منحنی به طور مستقیم} \end{array} \quad \text{و} \quad \frac{q_{ult}}{S.F} \right)$$

ظرفیت باربری مجاز واقعی پی

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_a = 2 \text{ cm} \xrightarrow{\text{از منحنی}} q_a = 2/0 \text{ kgf / cm}^2 \\ \text{نقطه ماکزیمم تنش} \xrightarrow{\text{از منحنی}} q_{ult} = 5 \text{ kgf / cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow q_{ac} = \min \left( 2/0, \frac{5/0}{2/0} \right) = 2/0 \text{ kgf / cm}^2$$

$$P_a = q_{ac} \times (\text{مساحت پی}) = 2/0 \times (2/0 \times 2/0 \times 10^4)$$

$$P_a = 80 \text{ ton}$$

۸) ظرفیت باربری نهایی حاصل از آزمایش بارگذاری روی صفحه فلزی صلب به ابعاد  $0/3 \text{ m} \times 0/3 \text{ m}$  واقع بر یک لایه خاک صرفاً چسبنده ( $\phi = 0$ ) در سطح زمین برابر  $450 \text{ kPa}$  بدست آمده است مقدار ظرفیت باربری نهایی یک پی به ابعاد  $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$  در سطح زمین برحسب  $\text{kPa}$  چقدر است؟ (سراسری - ۸۹)

(۱)  $\frac{450}{\sqrt{3}}$       (۲)  $450\sqrt{3}$       (۳) ۱۵۰      (۴) ۴۵۰

پاسخ

گزینه (۴) صحیح است.

با توجه به توضیحات بخش (ج) سرفصل ۷.۲.۱ میتوان پذیرفت که ظرفیت باربری صفحات آزمایش با ظرفیت باربری شالوده ها در خاک چسبنده ثابت است.

۹) آزمایش های SPT و CPT برای شناخت مشخصات خاک در چه خاک هایی مناسب ترین هستند؟

(نظام مهندسی (محاسبات) - اسفند ۸۹)

(۱) SPT برای خاکهای ریزدانه و CPT برای خاک های ماسه ای

(۲) هر دو آزمایش در شن و ماسه کارایی دارند.

(۳) هر دو آزمایش در خاک های ریزدانه کاربرد دارند.

(۴) SPT برای خاک های ماسه ای و CPT برای رس ها

پاسخ

گزینه (۴) صحیح است.

۱۰) اگر قطر داخلی نمونه گیر تو خالی را با  $D_i$ ، و قطر خارجی آن را با  $D_o$  نمایش دهیم مشخصات کدام یک از نمونه گیرهای زیر سبب ایجاد دست خوردگی در خاک می شود؟ (آزاد - ۹۰)

$$(۱) \quad D_o = 20cm \text{ و } D_i = 16cm \quad (۲) \quad D_o = 16cm \text{ و } D_i = 12cm$$

$$(۳) \quad D_o = 19cm \text{ و } D_i = 15cm \quad (۴) \quad D_o = 9cm \text{ و } D_i = 7cm$$

پاسخ

گزینه (۱) صحیح است.

پاسخ با توجه به رابطه (۱-۱) سرفصل ۲.۱.۱ برای هر کدام از گزینه ها می توان نوشت:

$$(1) \text{ گزینه} \rightarrow A_r = \frac{(20)^2 - (16)^2}{(16)^2} = 0/56 = 56\%$$

$$(2) \text{ گزینه} \rightarrow A_r = \frac{(16)^2 - (12)^2}{(12)^2} = 77\%$$

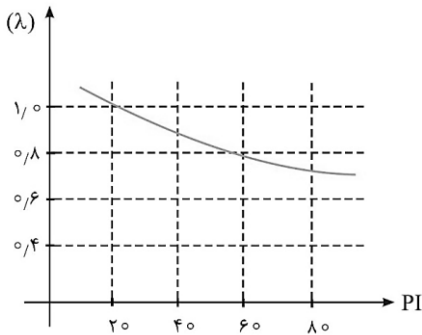
$$(3) \text{ گزینه} \rightarrow A_r = \frac{(19)^2 - (15)^2}{(15)^2} = 60\%$$

$$(4) \text{ گزینه} \rightarrow A_r = \frac{(9)^2 - (7)^2}{(7)^2} = 65\%$$

با توجه به خواسته مسأله گزینه (۱) صحیح است.

(۱) لنگر پیچشی لازم برای انجام آزمایش برش پره (VST) با پره ای به ارتفاع  $60\text{mm}$  و قطر  $120\text{mm}$  در یک لایه خاک رس اشباع چند  $\text{N.m}$  می باشد؟  $(C_u = 40\text{ kPa}, LL = 80, PL = 30)$  (آزاد - ۹۰)

ضریب اصلاح



$$11/25 \pi (۱)$$

$$9 \pi (۲)$$

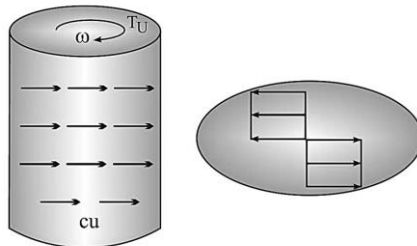
$$7/2 \pi (۳)$$

$$16\pi (۴)$$

پاسخ

گزینه (۴) صحیح است.

با توجه به اساس آزمایش برش پره (سرفصل ۱-۲-۳) معادله تحلیلی این آزمایش به قرار ذیل برای سؤالاتی که معادله آزمایش تعریف نشده است، قابل استخراج است.



$$T_u = C_u (\pi DH) \times \frac{\nu}{2} + C_u \times \frac{D}{2} \times 2$$

لنگر پیچشی مقاومت
لنگر پیچشی مقاوم

جداره پره ها
انتها و ابتدای پره

(مقاومت خاک رس)

$$T_u = C_u \pi \frac{D^2}{2} H + C_u \times \frac{\pi D^3}{4}$$

$$\text{محاسباتی (آزمایش)} C_u = \lambda C_{u \text{ واقعی}} \text{ اصلاح روش بیروم}$$

$$\rightarrow C_{u \text{ محاسباتی}} = \frac{40}{\lambda} \xrightarrow{\text{از نمودار}} \frac{40}{0/8}$$

$$PI = LL - PL = 50$$

$$T_u = 50 \times \pi \times \frac{(0/12)^2}{2} \left[ 0/06 + \frac{0/12}{2} \right] \text{ بر حسب } \text{kN.m}$$

$$T_u = 43/2\pi$$

بنابراین گزینه صحیح وجود ندارد.

۱۲) در انجام یک آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)، به علت نقص دستگاه، ارتفاع سقوط وزنه چکش روی میله کمتر از ارتفاع استاندارد می باشد، کدام گزینه در مورد نتیجه بدست آمده از آزمایش صحیح است؟ (آزاد - ۹۰)

۱) ارتفاع سقوط وزنه هیچگونه تأثیری در نتایج آزمایش ندارد و نتایج بدست آمده همچنان صحیح می باشد.

۲) مقاومت خاک، محل کمتر از مقدار واقعی خود بدست می آید.

۳) مقاومت خاک، محل بیشتر از مقدار واقعی خود بدست می آید.

۴) بسته به نوع خاک ممکن است مقاومت بدست آمده کمتر و یا بیشتر از مقدار واقعی خود باشند.

پاسخ

گزینه (۳) صحیح است.

با توجه به توضیحات لازم به بیان است که با کاهش ارتفاع سقوط وزنه انرژی بکار رفته در کارگاه (محل) کمتر از مقدار استاندارد خواهد بود و در نتیجه آن تعداد ضربات بیش از واقعیت بدست می آید. اگر اصلاح لازم بر روی آن انجام نپذیرد اصلاح انرژی پارامترهای تخمین زده شده از روی این عدد SPT نشان از خاک با مقاومت بالا خواهد بود. یعنی گزینه (۳) صحیح است سایر گزینه ها با توجه به توضیحات سرفصل یاد شده صحیح نیستند.

۱۳) اگر ضریب عکس العمل بستر خاک در آزمایش بارگذاری صفحه (PLT) برای صفحه ای به ابعاد  $30 \times 30 \text{ cm}$  به مقدار  $k_s = 2 \text{ kg} / \text{cm}^3$  به دست آمده باشد برای یک پی مربعی تکی به بعد  $B = 2 \text{ m}$  بر روی همان خاک که تحت بار قائم مرکزی  $P = 12 \text{ ton}$  قرار گرفته است نشست الاستیک چند سانتی متر خواهد بود؟ (خاک مورد

نظر صرفاً چسبنده رسی می باشد  $k_f = k_s \left[ \frac{B_P}{B_F} \right]$  (سراسری - ۹۱)

- (۱)  $\frac{1}{2}$       (۲) ۱      (۳)  $\frac{4}{3}$       (۴)  $\frac{3}{4}$

پاسخ

گزینه (۲) صحیح است.

ابتدا به کمک رابطه داده شده در مسأله مقدار  $k_f$  (ضریب عکس العمل پی) محاسبه می شود:

$$k_f = k_s \left( \frac{B_P}{B_F} \right) = 2 \times \frac{0/3}{2} = 0/3 \text{ kg} / \text{cm}^3$$

از طرفی دیگر به کمک مباحث نشست پی ها که به جهت عدم تکرار قابل دستیابی در کتاب خاک مؤلف است داریم:

$$\delta_F = \frac{P}{k_f \times \underbrace{A_f}_{\text{مساحت پی}}} = \frac{12 \times 1000 \text{kgf}}{0.3 \text{kg/cm}^3 \times (200 \times 200) \text{cm}^3} = 1/0 \text{ cm}$$

۱۴) زمینی به وسعت  $90 \times 60 \text{m}$  به عنوان زیربنای یک ساختمان در نظر گرفته شده است. واحدهای ستون بندی این ساختمان  $5.6 \text{m}$ ، بار قائم ستون های کناری  $110 \text{Ton}$  و  $85$  - و ستون های میانی  $150 \text{Ton}$ ،  $125$  - را آورد شده است. پی ها در عمق  $5/1$  متری احداث خواهند شد. مطلوبست :

الف: تعداد گمانه های شناسایی لازم و محل حفر آنها،

ب: عمق گمانه های شناسایی به روش ASCE خاک سطحی ناحیه از نوع ماسه لای دار است.

ج: عمق گمانه های شناسایی به روش مبحث ۷ و مقایسه با مورد ب.

دو نتایج زیر از انجام آزمایش SPT در اعماق مختلف یک گمانه حاصل شده است:

	تعداد ضربات برای عمق نفوذهای زیر			عمق نفوذ
	15 cm سوم	15 cm دوم	15 cm اول	عمق آزمایش
توصیف ظاهری خاک				
رس ( تا عمق ۶۰ متر)	۷	۶	۲	۴
لای (تا عمق ۱۰ متر)	۱۲	۸	۶	۸
ماسه لای دار (تا عمق ۱۴ متر)	۳۰	۲۱	۱۷	۱۲
شن و ماسه	۳۲	۳۵	۱۸	۱۶

۱۵) کدام یک از آزمایش های زیر شبیه آزمایش پرسیومتری است؟

VST (۴)                      VST (۳)                      DMT (۲)                      PLT (۱)

پاسخ

با توجه به توضیحات گفته شده در مورد انواع آزمایش ها، آزمایش انبساط سنج تخت (DMT)

نسبت به سایر آزمایش‌های میدانی، به آزمایش پرسیومتری شبیه تر است.  
بنابراین گزینه (۲) پاسخ صحیح این تست می‌باشد.

۱۶) کدام یک، از آزمایش‌های صحرایی ذیل جهت تعیین مستقیم مدول الاستیسته (E) در خاک‌های درشت‌دانه و ریزدانه، به ترتیب ترجیح دارد؟

- ۱) آزمایش فشارسنجی و آزمایش بارگذاری صفحه‌ای
- ۲) آزمایش نفوذ استاندارد SPT و آزمایش نفوذ مخروط CPT
- ۳) آزمایش بارگذاری صفحه و آزمایش نفوذ استاندارد SPT
- ۴) آزمایش بارگذاری صفحه و آزمایش فشارسنجی (پرسیومتری)

#### پاسخ

از آزمایش برش پره برای تعیین مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک‌های رس اشباع و نرم استفاده می‌شود، بنابراین گزینه (۱) پاسخ درست این تست است.