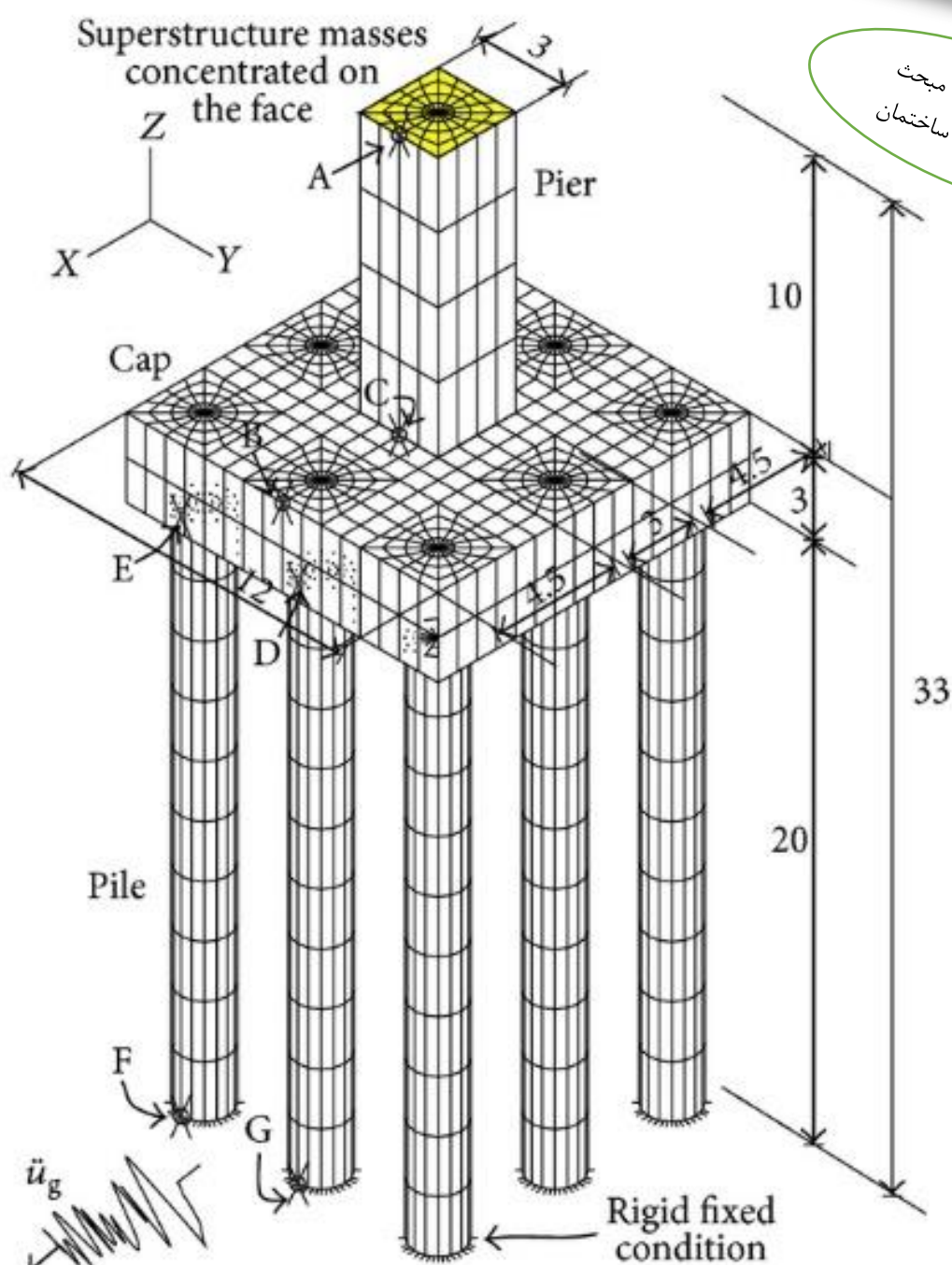


East_omran

فلوچارت طراحی پی (مبحث ۷) ویژه داوطلبین آزمون محاسبات نظام مهندسی



براساس ویرایش ۹۲ مبحث
هفتم مقررات ملی ساختمان

ویرایش پاییز ۹۹

نویسندگان: مهندس وحید عسگری ، مهندس مصطفی مهدی

۳	پیشگفتار
۳	فصل ۱-۲ : کلیات
۴	تعاریف
۵	فصل ۲-۲ : شناسایی ژئوتکنیکی زمین
۶	اهداف شناسایی
۷	عملیات شناسایی
۱۱	حفاری و نمونه برداری از خاک
۱۲	گزارش ها
۱۳	فصل ۳-۲ : گودبرداری و پایش
۱۴	آماده سازی و تسطیح
۱۵	گودبرداری
۱۹	پایش و کنترل
۲۱	فصل ۴-۲ : پی های سطحی
۲۲	حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی
۲۸	کنترل پی های سطحی
۳۳	فصل ۵-۲ : سازه های نگهبان
۳۴	رفتار خاک تحت نیروی جانبی
۳۶	تعیین فشار جانبی خاک در پشت دیوار
۴۰	کنترل ها
۴۶	فصل ۶-۲ : پی های عمیق
۴۷	ظرفیت باربری شمع ها
۵۰	کنترل های شمع ها
۵۵	نکات آیین نامه ای شمع ها

پیشگفتار تهیه کنندگان:

در ابتدا ضمن تشکر از مهندسين گران قدر كه كتاب موجود (فلوچارت) را از بين انبوه كتب و جزوات مرتبط با آزمون نظام مهندسي انتخاب كردند؛ لازم مي دانيم چند موضوع را با شما عزيزان مطرح كنيم.

احساس نياز به تهيه ي فلوچارتي جامع كه دربرگيرنده همه نكات ضروري آيين نامه بوده و براي استفاده در آزمون هاي نظام مهندسي ساختمان مناسب باشد، در بين داوطلبان آزمون نظام مهندسي، مشهود بود كه همين امر باعث شد تا همت گماريم و با مطالعات گسترده در بين مباحث مقررات ملي ساختمان و كتب مرجع و همچنين سوالات متنوع آزمون هاي محاسبات ، نظارت و اجرا برگزار شده، اين مجموعه را گرد آوريم. دراين فلوچارت روند محاسبات به صورت مرحله اي، همراه با نكات ضروري، عنوان شده است تا داوطلبان محترم از سردرگمي در منابع متعدد موجود، رهايي يافته و در زمان بهينه به پاسخ صحيح دست يابند.

علاوه بر آن، از يك طرف پراكندگي موضوعات در مباحث مقررات ملي و منابع موجود از موسسات مختلف و از طرفي ديگر اشتباه در پيدا كردن سرفصل مربوطه، براي داوطلبان منجر به از دست رفتن زمان بسيار زياد يا رسيدن به پاسخ اشتباه مي شد؛ سعي ما دراين مجموعه بر جمع آوري تمامي بخش هاي پراكنده مباحث و منابع در سرفصل هاي مربوطه بوده است. براي مثال در فصل پي هاي سطحي روابط مكانيك خاك و مقاومت مصالح را در کنار ضوابط مبحث هفتم مقررات ملي ساختمان بصورت بسيار گويا و مفهوم قرار داده ايم به طوري كه حتي اگر داوطلب در درس مكانيك خاك و مقاومت مصالح ضعف هايي دارد براي حل سوالات پي به مشكل برنخورد.

دقت در چينش مطالب و استفاده از اشكال براي تفهيم بهتر و روان بودن موضوعات از دغدغه هاي اصلي ما براي به موفقيت رسيدن استفاده كنندگان از اين مجموعه بوده است. لازم بذكر است كه اين فلوچارت براي تست زني داوطلباني كه مفهوم مطالب را كاملا درك نموده اند، قابل استفاده بوده و جنبه ي آموزش مفهومي ندارد.

تمام تلاش تهيه كنندگان برآن بوده كه با بازخواني هاي مكرر سعي شود، مجموعه از حداقل اشتباهات برخوردار باشد، ليكن اعتقاد داريم اين اثر از اشتباهات مصون نيست و پيشاپيش از استفاده كنندگان محترم به لحاظ احتمال وجود اشكالات از نظر دورمانده، صميانه پوزش مي طلبيم و از دريافت نقطه نظرات همكاران محترم و مهندسان گرامي از طريق كنال تلگرام و صفحه اينستاگرام گروه east استقبال مي نماييم.

در پايان اعلام مي داريم انتشار اين اثر با ذكر نام و مشخصات صاحبان اثر بلا مانع است و اميدواريم كه نهايت استفاده را از اين مجموعه ببريد..

ارتباط با تهيه كنندگان:

تلفن تماس: ۰۹۱۰۹۷۰۲۸۲۲

اينستا گرام: east_omran

تلگرام: @east_omran

تهيه كنندگان: مهندس مصطفي مهدي

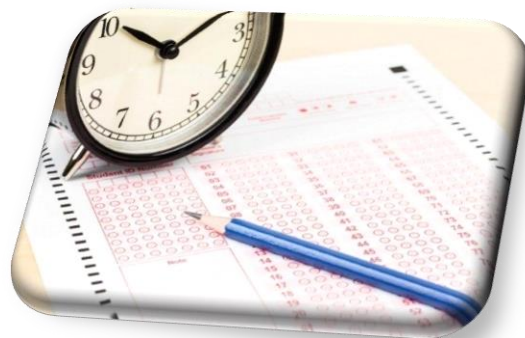
مهندس وحيد عسگري

پاييز ۱۳۹۹

فصل ۱-۷ کلیات

تعاریف

- پی های سطحی
- پی های عمیق
- پی های نیمه عمیق



تعاریف

۷-۱-۳ تعاریف:

۷-۱-۳-۱ تنش موثر: تنش است که از تفاضل تنش کل و فشار آب حفره ای در داخل خاک اشباع به دست می آید.

۷-۱-۳-۲ پی: به مجموعه بخش هایی از سازه و خاک در تماس با آن اطلاق می شود که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می گیرد. پی ها عمدتاً به سه گروه تقسیم می شوند:

الف - پی های سطحی: به پی هایی گفته می شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین، (عمق پی (D) کمتر از سه برابر عرض پی (B) $(\frac{D}{B} \leq 3)$) ساخته می شوند. این پی ها شامل پی های منفرد، نواری، شبکه ای و گسترده می باشند. جنس پی های سطحی ممکن است سنگی، بتنی و یا بتن آرمه باشند.

ب- پی های عمیق یا شمع ها: به پی هایی گفته می شود که نسبت عمق قرار گیری به کوچکترین بعد افقی آن ها از ۱۰ تجاوز کند. $(\frac{D}{B} \geq 10)$. این پی ها شامل انواع شمع ها، دیوارک ها و دیوار های جدا کننده می شوند. پی های عمیق در ساختمان ها معمولاً به وسیله یک سازه میانی، که کلاهک یا سر شمع نامیده می شود، بارهای سازه را به زمین منتقل می نمایند.

پ- پی های نیمه عمیق: به پی هایی گفته می شود که در حد فاصل بین پی های سطحی و بی های عمیق قرار دارند، پی های صندوقه ای معمولاً در این گروه قرار دارند و می توانند در جهت اطمینان مثل پی های سطحی طراحی شوند.

۷-۱-۳-۳ خاکریزی مهندسی: به خاکریزی گفته می شود که احتیاج به کنترل جنس و تراکم خاک دارد و در پایداری ساختمان موثر است.

۷-۱-۳-۴ سازه های نگهدار: به سازه هایی اطلاق می شود که برای نگهداری خاک به کار برده می شوند. این سازه ها شامل انواع دیوارها و سیستم های نگهدار هستند که در آنها عناصر سازه ای ممکن است با خاک یا سنگ ترکیب شده و یا از تسلیح خاک استفاده شوند.

۷-۱-۳-۵ شناسایی ژئوتکنیکی: به مجموعه اقدامات و مطالعاتی گفته می شود که منجر به شناخت مشخصات مهندسی لایه های زمین می شود. این اقدامات شامل بررسی نقشه های زمین شناسی و زمین شناسی مهندسی لایه های زمین می شود.

این اقدامات شامل بررسی نقشه های زمین شناسی و زمین شناسی مهندسی با مقیاس مناسب، بررسی گزارش لایه های زمین در ساختگاه های مجاور، بازدید از برش ها و مقاطع خاک موجود، انجام مطالعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک با حفر گمانه و انجام آزمایش های آزمایشگاهی می باشد.

۷-۱-۳-۶ داده های ژئوتکنیکی: به متغیر برداشت شده از زمین ساختگاه گفته می شود.

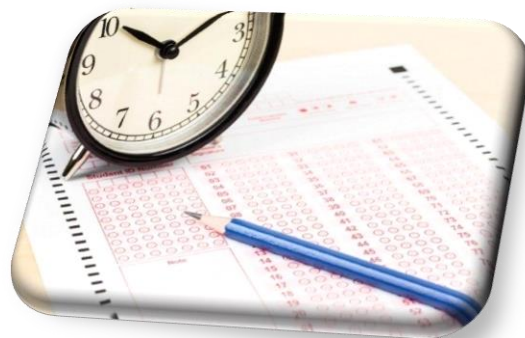
۷-۱-۳-۷ گمانه: حفاری در زمین به منظور شناخت خواص مهندسی خاک می باشد. حفاری می تواند به صورت دستی با رعایت مسائل فنی و ایمنی خاص و یا با ماشین حفاری انجام شود.

۷-۱-۳-۸ طراحی ژئوتکنیکی: کلیه خدمات مهندسی که به منظور تعیین هندسه، کنترل پایداری، ایستایی و تغییر شکل های پی و بخش خاک زیر آن انجام می گیرد.

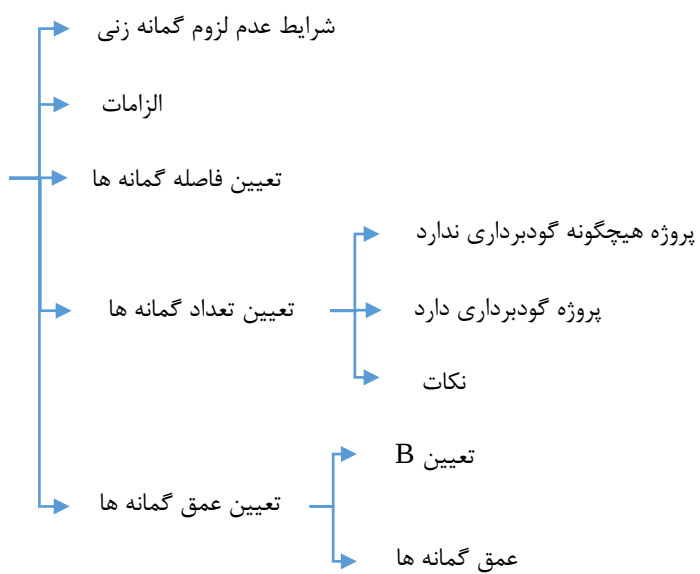
۷-۱-۳-۹ زمین مناسب: زمینی که با توجه به بار سازه مورد نظر، از باربری قابل قبول و تشست پذیری کم برخوردار باشد. اگر چنانچه اطلاعاتی از زمین مورد نظر قبل از شناسایی در دست نباشد، نمی توان زمین را مناسب فرضی کرد.

۷-۱-۳-۱۰ لایه بندی پیچیده: لایه های خاک که شکل منحنی با شیب تند و با جنس متنوع باشند از قبیل در مجاورت گسلها یا نزدیک رودخانه ها با پای شیب ها بوده و تفسیر لایه بندی مشکل باشد. در سایر شرایط که لایه بندی یکنواخت است، لایه بندی ساده اطلاق می شود.

فصل ۷-۲ شناسایی ژئوتکنیکی زمین



اهداف شناسایی

**عملیات
شناسایی**


گزارش ها

اهداف شناسایی

۷-۲-۱ هدف

به منظور شناسایی زمین، داده های ژئوتکنیکی باید گردآوری و تفسیر شود. این داده ها افزون بر اطلاعات ژئوتکنیکی شامل داده های زمین شناسی عمومی، زمین شناسی مهندسی زمین ریخت شناسی، لرزه خیزی، هیدروئولوژی و تاریخچه ساختگاه می باشند. این شناسایی ها شامل بررسی لایه بندی خاک و خصوصیات مهندسی آن، شرایط آب زیرزمینی، تراز سنگ بستر و سایر مشخصات ساختگاه پروژه است. کسب اطلاعات فوق پیچیده و تابع عوامل زیر می باشد:

الف) نوع پروژه

ب) شرایط زمین

پ) بودجه و فناوری در اختیار برای عملیات شناسایی

انجام شناسایی ژئوتکنیکی زمین باید چنانچه برنامه ریزی شود که نیازمندی های طراحی، ساخت و تامین عملکرد سازه پیشنهادی را فراهم نماید. باید توجه داشت در صورت مواجه شدن با شرایط متفاوت و جدید در خلال اجرای کار، خصوصیات ژئوتکنیکی لایه های خاک می تواند مورد تجدید نظر قرار گیرد.

ضمناً چنانچه طراحی های سازه ای دستخوش تغییرات گردند (به عنوان مثال جابجایی محل سازه های مهم، تغییر طبقات سازه ها و غیره) متناسب با این تغییرات، شناسایی های ژئوتکنیکی نیز لازم است تغییر یابند.

بررسی های مورد نیاز طراحی های ژئوتکنیکی باید با هدف های ذیل صورت گیرد:

الف- گردآوری اطلاعات لازم ساختگاه از جمله تعیین جنس و لایه بندی زیرین زمین، به منظور طراحی ایمن و بدون تغییر در کارایی ساختمان و ضمن صرفه اقتصادی در طرح آن

ب- گردآوری اطلاعات لازم برای برنامه ریزی موقت و دائمی ساخت و ساز بنا در مراحل که به شرایط زمین ساختگاه مرتبط می شوند شامل وضعیت هندسی و مکانیکی لایه های زیر سطحی، شرایط آب زیرزمینی، وجود مصالح و شرایط نامناسب برای پایداری ساختمان و غیره.

پ- پیش بینی و شناسایی مشکلات احتمالی که ممکن است در خلال اجرای ساختمان و پس از آن از ناحیه زمین بروز نماید.

عملیات شناسایی

شرایط عدم لزوم گمانه زنی

در صورتی که **تمام شرایط زیر برقرار باشد** نیاز به انجام عملیات گمانه زنی نمی باشد و جمع آوری اطلاعات و بازدید محلی کفایت می نماید:

۷-۲-۲-۱-۱ داده های کافی از محدوده محل مورد نظر و زمین های با سازند زمین شناسی مشابه در دسترس باشند.

۷-۲-۲-۱-۲ ساختمان مورد نظر با اهمیت کم یا با اهمیت متوسط و با حداکثر ۴ طبقه باشد.

۷-۲-۲-۱-۳ ساختمان مورد نظر با مساحت اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع باشد.

۷-۲-۲-۱-۴ در طراحی و اجرای ساختمان نیاز به گودبرداری به میزان کمتر از ۲ متر باشد.

۷-۲-۲-۱-۵ تعداد ساختمان ها زیاد (بیش از ۳ ساختمان مشابه و نزدیک به یکدیگر مانند شهرک ها، پروژه های انبوه سازی و غیره) نباشد.

۷-۲-۲-۱-۶ نوع زمین طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰)، از نوع ۱ و ۲ نباشد.

۷-۲-۲-۱-۷ هیچکدام از شرایط ذیل نیز وجود نداشته باشد:

الف) احتمال مواجه شدن با خاک دستی در محل ساخت

ب) احتمال مواجه شدن با خاک های مسئله دار (مانند خاک های متورم شونده، خاکهای با پتانسیل روانگرایی و خاکهای ریمبنده)

پ) سازه ای در مجاور محل مورد نظر که احتمال خسارت به آن وجود دارد.

ت) محل مورد نظر در منطقه خرد شده گسل اصلی واقع شده باشد.

ث) مناطقی با سطح آب زیرزمینی بالا (براساس بررسی های محلی)

۷-۲-۲-۲ حتی اگر فقط یکی از شرطهای مندرج در فوق برقرار نباشد، آنگاه لازم است شناسایی های ژئوتکنیکی در محل موردنظر مطابق بند ۷-۲-۳ انجام گیرد.

الزامات:

۷-۲-۳-۱ طبقه بندی نوع خاک بر مبنای مشاهدات و آزمایش های مورد نیاز و متناسب با مصالح به دست آمده از حفاری گمانه یا چاهک یا هر شناسایی اکتشافی زیر سطحی در نقاط مناسب انجام شود.

۷-۲-۳-۲ آزمایشات لازم به منظور ارزیابی مقاومت برشی خاک ، میزان باربری خاک ، اثر تغییر رطوبت بر باربری خاک ، تراکم پذیری و تورم زایی خاک ، روانگرایی و سایر موارد متناسب با نوع و مکان پروژه باید انجام شود.

۷-۲-۳-۳ وسعت شناسایی زمین از قبیل تعداد و نوع حفاری ، تجهیزات مورد استفاده برای حفاری و نمونه برداری ، تجهیزات تحقیقات محلی و برنامه آزمایش های آزمایشگاهی باید توسط طراح صاحب صلاحیت تعیین شود

عملیات شناسایی

تعیین فاصله گمانه ها

شناخت یک زمین جدید و بسیار بزرگ:

۷-۳-۴-۱ چنانچه گمانه زنی به منظور شناخت یک زمین جدید و بسیار بزرگ برای ساختمان سازی گسترده انجام شود (مثل شهرهای جدید):

الف) اگر لایه بندی زمین به صورت نسبی یکنواخت باشد. فاصله ۵۰ تا ۲۰۰ متر بین گمانه ها قابل قبول می باشد. انتخاب دقیق با توجه به اهمیت ساختمان و شرایط ژئوتکنیکی تعیین شود.

ب) اگر لایه بندی پیچیده باشد (مثل مجاور گسل ها، نزدیک رودخانه ها و کوه ها، زمین های بسیار ناهموار و دره ها)، فاصله حداکثر ۳۰ متر بین گمانه ها قابل قبول می باشد.

پ) اگر اطلاعات ژئوتکنیکی از ساختگاه های مجاور با سازندهای زمین شناسی مشابه با زمین مورد نظر وجود دارد، فاصله بین گمانه ها می تواند بیشتر از مقادیر مندرج در بندهای ۷-۳-۴-۱-الف و ب و حداکثر تا دو برابر فواصل فوق باشد.

ت) اگر ساختمان با شرایط متفاوت سازه ای و یا با اهمیت بیشتر از دیگر ساختمان ها در مجموعه مورد نظر باشد، باید شناسایی خاص آن ساختمان انجام شود. ضوابط تعیین فاصله گمانه ها برای ساختمان های منفرد در بند ۷-۳-۴-۲ آمده است.

شناخت زمین یک ساختمان منفرد:

۷-۳-۴-۲ چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام شود. فاصله گمانه ها باید در حدود ۱۵ الی ۶۰ متر باشد.

جدول ۷-۲-۱ حداقل تعداد گمانه

مساحت	اهمیت ساختمان	شرایط زیر سطحی	تعداد گمانه
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	متوسط	لایه بندی ساده و زمین مناسب	۱
		لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۲
	کم	زمین مناسب یا نامناسب	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه بندی ساده و زمین مناسب	۳
		لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۵
	متوسط	لایه بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	کم	زمین مناسب	۱
		زمین نامناسب	۲

نکته:

برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع، یک گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع به مقادیر تعداد گمانه ها اضافه می شود.

تعیین تعداد گمانه ها

پروژه هیچگونه
گودبرداری ندارد

پروژه گودبرداری
دارد

هر گاه در اجرای پروژه نیاز به گودبرداری نیز باشد، علاوه بر تعداد گمانه های گفته شده، باید تعدادی گمانه ی اضافی نیز حفر گردد که بسته به عمق گود و مساحت سطح اشغال ساختمان، تعداد گمانه اضافی طبق جدول زیر تعیین می گردد.

جدول ۷-۲-۲ حداقل تعداد گمانه اضافی در گودبرداری

مساحت	عمق گود کمتر از ۱۰ متر	عمق گود ۱۰ تا ۲۰ متر
سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع	۱ گمانه	۲ یا ۳
ساختمان با مساحت ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع	۲ گمانه	۳ یا ۴

عملیات شناسایی

نکات:

۱- برای گود با عمق بیش از ۲۰ متر، به ازای هر ۱۰ متر عمق اضافی گود، یک گمانه به تعداد گمانه جدول ۲-۲-۷ اضافه می گردد تا به ۳ گمانه به ازای هر ضلع برسد.

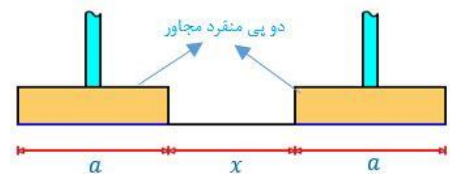
۲- گمانه های اضافی مربوط به گودبرداری برای شناخت زمین بالادست گود، می توانند در صورت کسب مجوز در زمین همسایه حفر شوند.

۳- در گودهای عمیق و شیروانی های بزرگ برای تعیین مقطع ژئوتکنیکی عمود بر هر ضلع گود، حفر حداقل ۳ گمانه (بالادست)، پایین دست و روی شیب (در صورت وجود) برای هر ضلع لازم است. گمانه هایی که در محل سطح اشغال ساختمان حفر می شوند می توانند مشخص کننده ی مشخصات خاک محل شیب و پایین دست آن باشند. شرایط خاک بالا دست در محل سطح اشغال ساختمان همسایه می تواند متفاوت باشد و باید اطلاعات آن کسب شود.

به منظور تعیین عمق گمانه های مورد نیاز در عملیات شناسایی، لازم است ابتدا پارامتری به نام عرض ساختمان یا پی را مشخص کنیم که آن را با حرف B نمایش می دهند.

ساختمان با پی های منفرد

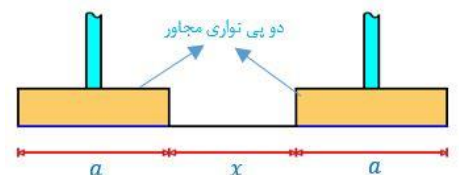
- $x > 2a \rightarrow B = a$
- $x < 2a \rightarrow B =$ عرض کل ساختمان



۱ تعیین B

ساختمان با پی های نواری

- $x > 1.5 \times (2a) = 3a \rightarrow B = a$
- $x < 3a \rightarrow B =$ عرض کل ساختمان



ساختمان با پی گسترده $\rightarrow B =$ عرض کل پی گسترده

۲ عمق گمانه ها $\rightarrow$ صفحه بعد

x : فاصله لب به لب دو پی مجاور

عملیات شناسایی

۷-۲-۳-۵-۱ اگر نشست در طراحی پی بر روی زمین مورد نظر تعیین کننده باشد، آنگاه لازم است که عمق حداقل یک گمانه بیش از عمقی باشد که افزایش تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق به کمتر از هر یک از دو معیار زیر می رسد، هر عمقی بیشتر شد ملاک می باشد:

الف) ۱۰ درصد تنش مؤثر زمین در آن عمق

ب) ۱۰ درصد تنش ناشی از ساختمان بر کف پی (که با توجه به منحنی های حباب تنش، عمق برای پی مربعی بین $2B$ تا $2.5B$ و برای پی نواری بین $3B$ تا $4B$ باید باشد).

۷-۲-۳-۵-۲ اگر ظرفیت باربری زمین و گسیختگی برشی خاک زیر پی تعیین کننده باشد، عمق گمانه با توجه به نظریه های ظرفیت باربری باید بین B تا $1.5B$ باشد.

همچنین:

(۱) اگر احداث ساختمان با گودبرداری همراه باشد، عمق گود به عمق گمانه به دست آمده در بند ۷-۲-۳-۵ باید اضافه شود.

(۲) اگر عمق مورد نیاز برای شناسایی زمین خیلی کم باشد، می توان از روش های شناسایی دستی مانند آزمایش های بر جای نفوذ مخروط و کاوشگر دینامیکی به جای گمانه زنی استفاده کرد.

(۳) حفر حداقل یک چاهک جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. اگر عمق چاهک کافی باشد می تواند جایگزین حفر یک گمانه شود.

(۴) در صورتی که قبل از رسیدن به عمق نهایی گمانه به یک بستر سنگی با لایه خیلی متراکم با ضخامت قابل توجه برخورد شود می تواند عمق گمانه کمتر شود.

(۵) گمانه مورد نظر باید حداقل تا به زیر نهشته هایی که برای پی مناسب نیستند (مانند خاک دستی) ادامه یابد.

(۶) در هر حالت عمق یک گمانه نباید کمتر از ۶ متر زیر پی باشد، مگر در مواردی که گمانه قبل از ۶ متر به لایه سخت رسیده باشد.

(۷) در حفر گمانه اگر به لایه سنگ برخورد شود باید حداقل یکی از گمانه ها تا ۳ متر در لایه سنگ نفوذ کند تا وجود بستر سنگی اثبات شود.

(۸) در مواردی که از شمع های متکی بر نوک در لایه سخت، متراکم یا سنگ استفاده می شود، باید عمق گمانه به حدی باشد که از وجود آن لایه تا عمق کافی زیر نوک شمع اطمینان حاصل شود. به عبارت دیگر، تعداد و عمق گمانه ها باید به نحوی انتخاب شود که احتمال وجود یک لایه ضعیف در زیر یک لایه سخت، متراکم یا سنگ با ضخامت کمتر از ۳ متر از بین برود. همچنین در مواردی که بخشی از سنگ هوا زده می باشد، عمق گمانه باید تا حدی باشد که به زیر بخش لایه هوازده سنگ برسد.

حفاری و نمونه برداری از خاک

۲-۷-۱ فرآیند حفاری و نمونه برداری و دستگاه های انتخابی باید مطابق استانداردهای ملی یا بین المللی معتبر مصوب باشد.

۲-۷-۲ باید ناظر واجد صلاحیت در طول زمان حفاری گمانه و نمونه گیری در محل پروژه حاضر و بر عملیات نظارت داشته باشد.

۲-۷-۳ باید صلاحیت مجموعه ای که عملیات حفاری گمانه و نمونه برداری و سایر عملیات اجرایی را انجام می دهند، به تأیید مراجع ذیربط رسیده باشد.

۲-۷-۴ روش های حفاری گمانه: حفاری گمانه به صورت دستی با ماشینی و با توجه به بندهای ذیل قابل قبول است:

۱) حفاری ضربه ای سبک در لای، ماسه و سنگ ضعیف قابل قبول است. به شرط حفاری خشک می توان از این روش در خاک چسبنده یا غیر چسبنده حاوی شن استفاده کرد. وقتی که حفاری به منظور تهیه نمونه دست نخورده در خاک چسبنده انجام می شود، نباید از ضربات سنگین استفاده شود.

۲) حفاری شستشویی در ماسه و لای و رس و همچنین مخلوط شن و ماسه بدون قلوه سنگ قابل قبول است. تغییر رطوبت خاک زیر گمانه باید در نمونه گیری و آزمون های برجا مورد توجه باشد.

۳) حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک چسبنده که دیواره گمانه پایدار است قابل قبول می باشد. حفاری با اوگر با میله توخالی در بالای سطح آب قابل قبول است. اخذ نمونه دست نخورده در این روش در زیر سطح آب قابل قبول نیست.

۴) حفاری دورانی در تمام خاکها حتی در زیر سطح آب قابل قبول است، ولی برای اخذ نمونه دست نخورده در خاک چسبنده باید سرعت دوران و فشار مته محدود شود.

۵) حفاری دورانی با مغزه گیری پیوسته در خاک و سنگ برای توصیف لایه ها قابل قبول است، ولی نمونه خاک اخذ شده از داخل مغزه در این روش نمی تواند به عنوان نمونه دست نخورده قابل قبول باشد.

۶) روشهای نمونه گیری، جابه جایی و انبار کردن نمونه ها باید گزارش شود تا اثر به کارگیری این روش ها به هنگام تفسیر نتایج آزمایش ها مدنظر طراح قرار گیرد.

گزارش ها

۷-۲-۷ گزارش ها

۷-۲-۷-۱ پس از انجام شناسایی های ژئوتکنیکی لازم است گزارش کامل آنها ارائه شود. نتایج آزمون های انجام شده باید به دو صورت خام و پردازش شده گزارش شوند.

۷-۲-۷-۲ گزارش توصیفی از شناسایی های ژئوتکنیکی باید حداقل شامل موارد ذیل باشد:

(۱) نقشه محل گمانه یا حفاری

(۲) شرح تمام نمونه های گرفته شده از خاک و سنگ با ذکر تاریخ نمونه گیری

(۳) شرح تمام لایه های خاک و سنگ

(۴) سطح آب زیرزمینی در صورت مشاهده با ذکر تاریخ برداشت

(۵) نتایج تمام آزمایش های محلی و آزمایشگاهی با ذکر تاریخ انجام آزمایشات

۷-۲-۷-۳ گزارش مهندسی از شناسایی های ژئوتکنیکی باید علاوه بر موارد مندرج در گزارش توصیفی، شامل حداقل موارد ذیل باشد:

۷-۲-۷-۳-۱ توصیه هایی برای نوع پی و معیار طراحی که حداقل شامل موارد:

(۱) ظرفیت باربری خاک (در حالت طبیعی و متراکم با توجه به شرایط پروژه)

(۲) ارائه تمهیداتی که باعث کاهش اثرات خاک های متورم شونده، روانگرایی، نشست غیر یکنواخت و ناهمگنی خاک شود. ارزیابی احتمال وقوع روانگرایی باید مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰) و یا سایر آیین نامه های بین المللی معتبر مصوبه باشد.

۷-۲-۷-۳-۲ تخمین نشست کل و نشست غیر یکنواخت

۷-۲-۷-۳-۳ اطلاعات مورد نیاز برای طراحی شمع ها در صورت لزوم

۷-۲-۷-۳-۴ خواص تراکم مصالح و نحوه آزمایش آنها

۷-۲-۷-۳-۵ تعیین نوع زمین بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰)

۷-۲-۷-۳-۶ شیب گودهای کم عمق برای پی کنی

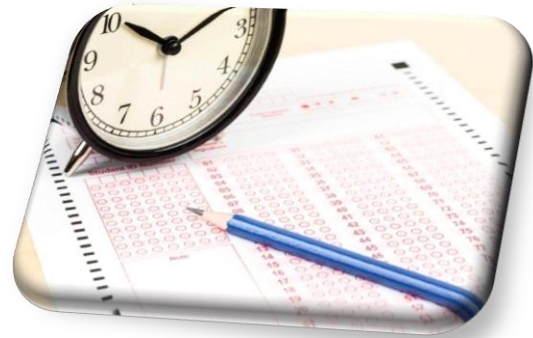
۷-۲-۷-۳-۷ ارائه نیمرخ طراحی زمین و پیشنهاد مقادیر متغیرهای زمین جهت استفاده طراحی پی

۷-۲-۷-۳-۸ فشار خاک پشت سازه های نگهدارنده

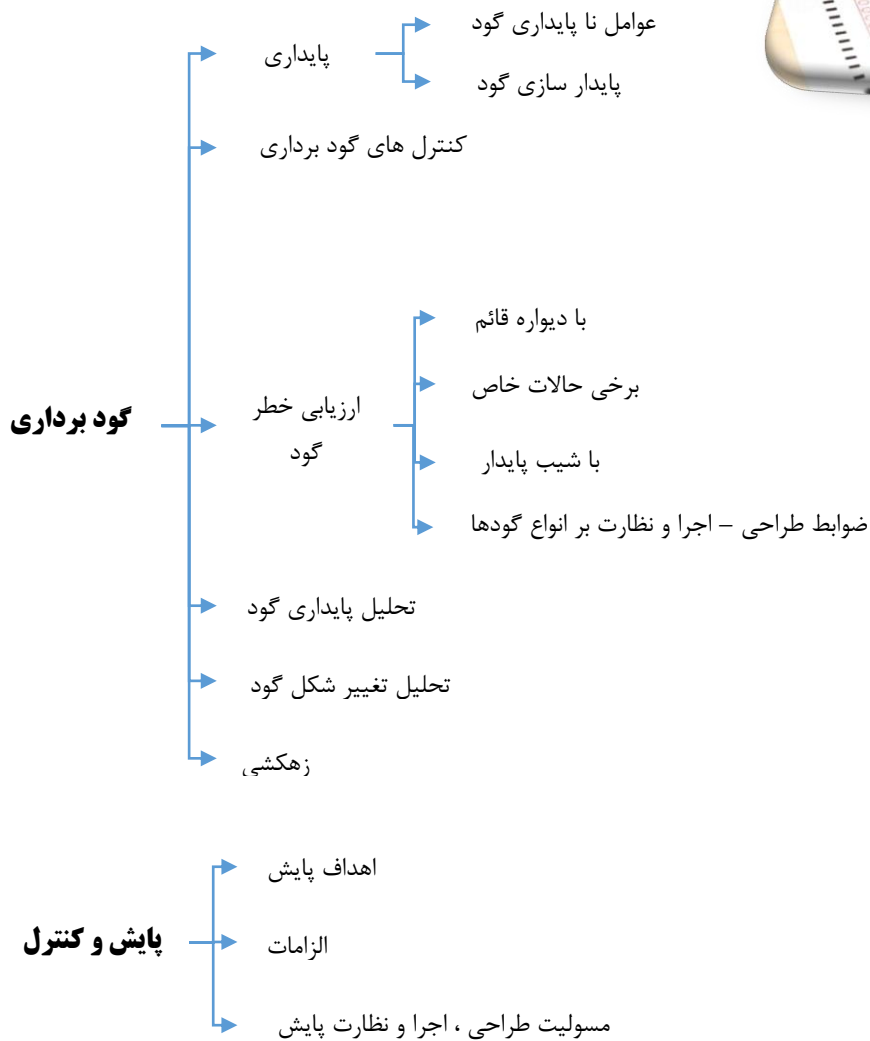
۷-۲-۷-۳-۹ نوع سیمان مصرفی برای بتن مجاور خاک با توجه به شرایط محیطی و عناصر شیمیایی موجود در آب و خاک لایه های ساختگاه

۷-۲-۷-۳-۱۰ بررسی های صحرایی و آزمایشگاهی متداول باید در انطباق با استانداردها و توصیه های شناخته شده ملی و بین المللی معتبر مصوب انجام و گزارش شود. موارد عدول از این استانداردها باید در گزارش ژئوتکنیک توضیح داده شود.

فصل ۷-۳ گود برداری و پایش



آماده سازی و تسطیح



آماده سازی و تسطیح

نکات آماده سازی و تسطیح (بند ۷-۳-۲)

- ۷-۳-۲-۱ قبل از تسطیح و آماده سازی اراضی برای پی ریزی، باید ترازهای طبیعی زمین با روش های مناسب نقشه برداری برداشت شود.
- ۷-۳-۲-۲ پس از نقشه برداری باید نقشه تسطیح تهیه گردد. نقشه تسطیح باید با توجه به تراز زمین های مجاور و شیب های لازم برای زهکشی، تراز پی ها و عمق مدفون آنها، طراحی گردد.
- ۷-۳-۲-۳ چنانچه میزان خاک نبانی موجود در خاک زیر پی بیش از ۳ درصد باشد، لازم است قبل از احداث پی و در مراحل آماده سازی ساختگاه، خاک فوق برداشته شود.
- ۷-۳-۲-۴ اگر تسطیح اراضی با خاکریزی همراه است، اجرای خاکریزی مهندسی در لایه های کم ضخامت و انجام عملیات تراکم با مشخصاتی که طراح مشخص می کند، ضروری می باشد.
- ۷-۳-۲-۵ تخمین نشست خاکریزی مهندسی در اثر وزن خودش، افزون بر نشست زمین طبیعی بر اثر وزن خاکریز و سازه ضروری است.
- ۷-۳-۲-۶ احداث سازه های سنگین روی خاکریز متشکل از خاک رس و لای با ماسه ریز دانه مجاز نیست.
- ۷-۳-۲-۷ در تسطیح اراضی باید به زهکشی سطحی و زیرسطحی توجه شود. مسیرهای ورود آب به زمین باید تعیین گردد و زهکش مناسب در امتداد عمود بر مسیر آب احداث شود.
- ۷-۳-۲-۸ اگر عمق قسمت خاکریز پر کننده کمتر از ۳۰ سانتی متر باشد نیازی به گزارش تایید شده نمی باشد و رسیدن به حداقل درصد تراکم بدست آمده از آزمایش پراکتور اصلاح شده مطابق با آیین نامه های معتبر کافی می باشد.
- ۷-۳-۲-۹ اگر طراح قصد دارد پی را بر روی زمین متراکم شده بنا کند، لازم است مشخصات فنی روش کار را تعیین و سپس پیمانکار آن ها را زیر نظر دستگاه نظارت انجام دهد.
- ۷-۳-۲-۱۰ شیب دار کردن سایت به منظور خروج آب های سطحی نیز ضروری می باشد.

گود برداری	
عوامل ناپایداری گود	۷-۳-۳-۱ بر اثر گودبرداری در زمین وضعیت تنش در آن تغییر می کند و لازم است تغییر شکل ها و ناپایداری های ناشی از گودبرداری از جمله موارد ذیل بررسی شوند: الف- برآمدگی و تورم کف گود، که می تواند در شرایطی به ناپایداری کف بینجامد. ب- نشست زمین در نواحی مجاور گود
پایدار سازی گود	۷-۳-۳-۲ به منظور پایدار سازی دیواره گودها باید از روش های مناسب مانند موارد زیر استفاده کرد: الف- ایجاد شیب پایدار ب- میخ کوبی یا اجرای میل مهار پ- دیوار های مهار شده با تیرک از جلو ت- دیوارهای مهار شده با میل مهار از پشت ث- نگهداری ساختمان مجاور گود با تیرک یا پی بندی با رعایت کلیه موارد فنی ج- استفاده از سیستم های مهار خرپایی چ- استفاده از سیستم های شمع ها و دیوارک های طره ای
کنترل های گود برداری	۷-۳-۳-۳ در گودبرداری ها باید گسیختگی ها و مشکلات متداول به شرح ذیل کنترل شود. الف- لغزش خاک ب- نشست و تورم خاک و تغییر مکان ساختمان های مجاور گود پ- ریزش ت- بالا زدگی کف گود ث- جوشش (در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی) ج- مشکلات ناشی از لرزش ناشی از گودبرداری در سازه های اطراف گود

گود برداری

$$1 \quad \text{عمق بحرانی گودبرداری} \rightarrow h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

در محاسبات h_c باید به موارد زیر توجه داشته باشیم:

(الف) ۷-۳-۳-۴-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، کل بار ساختمان (q) در محاسبه h_c در نظر گرفته شود.

(ب) ۷-۳-۳-۴-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت بالا، باید به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک توجه داشت. در این شرایط (وزن مخصوص طبیعی (γ)) به (وزن مخصوص غوطه وری (γ')) تبدیل می شود. همچنین ضریب فشار جانبی K_a باید بر اساس زاویه اصطکاک داخلی موثر خاک (ϕ') به دست آید.

با دیواره
قائم

۲ عمق گود مورد نظر است که قرار است اجرا شود. به عبارت دیگر ارتفاع دیواره ی قائم گود می باشد. $h \rightarrow$

۳ ۷-۳-۳-۴-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور با هم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی تعیین می شود که خطر بیشتر را تعیین می کند.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی همسایه	خطر گود
کمتر از ۰.۵	کمتر از ۶ متر	صفر	معمولی
بین ۰.۵ تا ۲	بین ۶ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۳۰ متر	بسیار زیاد

h_c : عمق بحرانی گود بر حسب متر

c : چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال

γ : وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب

K_a : ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک

q : تنش ناشی از سربار گود بر حسب کیلوپاسکال

برخی حالات خاص

۷-۳-۳-۴-۴ اگر آب جاری باشد (تراوش) آنگاه همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد می باشد.
۷-۳-۳-۴-۵ اگر خاکی که در آن گودبرداری انجام می شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل اعتماد باشد، نمی توان خطر گود را معمولی در نظر گرفت.

۷-۳-۳-۴-۶ هر گونه ساختمان در مجاورت گود به عنوان (ساختمان حساس) ارزیابی می شود. چنانچه ساختمان فوق دارای یکی از مشخصات دو بند زیر باشد، به صورت (ساختمان بسیار حساس) ارزیابی می گردد.

(الف) ساختمان بدون اسکلت و یا هر گونه ساختمان با نشانه آشکار علائم فرسودگی و ضعف زیاد در پاریری.

(ب) ساختمان هایی که به دلیل ارزش فرهنگی، تاریخی و با حساسیت کارکرد و یا علل دیگر وقوع هر گونه نشست و تغییر شکل در آنها با خسارات زیادی همراه است.

۷-۳-۳-۴-۷ جدول ۷-۳-۱ برای ساختمان مجاور گود در شرایطی معتبر است که آن ساختمان بسیار حساس نباشد. در صورتی که در اطراف گود سازه بسیار حساس باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می شود.

گود برداری

با شیب پایدار

بند (۷-۳-۳-۴-۸)

جدول ۷-۳-۲ ارزیابی خطر گود با شیب پایدار

خطر گود	عمق گود
معمولی	کمتر از ۹ متر
زیاد	بین ۹ تا ۲۰ متر
بسیار زیاد	بیش از ۲۰ متر

ضوابط طراحی، اجرا و نظارت بر انواع گودها

۷-۳-۳-۴-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۴-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود.

۷-۳-۳-۴-۱۱ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ بسیار زیاد باشد و با ساختمان مجاور و به صورت بسیار حساس ارزیابی گردد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای پیمانکار توسط ناظر ذیصلاح انجام گردد. ضمناً تغییر شکل های افقی و قائم سازه مجاور و دیواره گود تا قبل از پایدارسازی دائم گود باید اندازه گیری و پایش شود.

برای ایجاد پایداری یک گودبرداری می توان دو اقدام زیر را انجام داد:

۱- استفاده از سیستم های سازه نگهدار

۲- طراحی پایدار خود گود با در نظر گرفتن عوامل مؤثر بر آن و ضرائب اطمینان

حال اگر بخواهیم از روش دوم استفاده کرده و دیواره های گود را به صورت پایدار طراحی کنیم، لازم است به موارد زیر توجه کنیم:

۷-۳-۳-۴-۵-۲ در صورتی که در گودبرداری نیازی به سازه نگهدار نباشد، تحلیل پایداری با روش های تعادل حدی و براساس روش تنش مجاز انجام می گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) باید به شرح جدول ۷-۳-۳-۳ میحث هفتم باشد. البته طراح در این حالت نیز می تواند از حالات حدی استفاده نماید.

۷-۳-۳-۴-۵-۳ برای تحلیل پایداری گود لازم است بار مرده ساختمان ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۴-۵-۴ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله لازم نیست.

۷-۳-۳-۴-۵-۵ در صورتی که گود موقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز مورد توجه باشد.

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
شیب های خاکبرداری	۱.۳
پایداری کلی شیروانی	۱.۳
بالا آمدن کف گود	۱.۵

ارزیابی خطر گود

تحلیل پایداری گود

گود برداری

در بند ۷-۳-۳-۶ می خوانیم:

تعیین تغییر شکل شود و سازه های مجاور آن باید با روابط تجربی یا مدل سازی عددی صحت سنجی شده، انجام شود. تغییر شکل پیش بینی شده ابنیه مجاور گود باید در حد مجاز باشد. گودبرداری نباید بهره برداری ساختمان مجاور گود را مختل کند.

۷-۳-۳-۶-۱ اگر ساختمان مجاور گود در اثر گودبرداری دچار تغییر مکان افقی نمی شود، آنگاه کافی است که تغییر مکان های قائم ساختمان مجاور گود اعم از تغییر مکان یکنواخت یا غیر یکنواخت کمتر از حد مجاز باشد.

۷-۳-۳-۶-۲ اگر مقدار تغییر مکان افقی ساختمان مجاور گود افزون بر نشست قائم قابل توجه باشد، باید از معیارهای مناسب برای محدود کردن نشست ها استفاده کرد.

۷-۳-۳-۶-۳ مهندس طراح باید به نسبت تغییر مکان قائم $\left(\frac{\Delta}{L}\right)$ ساختمان مجاور گود توجه کند. نسبت تغییر مکان در محدوده دو نقطه به فاصله L ، برابر با حاصل تقسیم اختلاف نشست (غیر یکنواخت، (Δ)) بر طول محدوده مورد بررسی (L) می باشد. از آنجاکه حداکثر مقدار $\left(\frac{\Delta}{L}\right)$ ، باید برای کنترل خرابی به کار رود. اغلب مقدار (Δ) در فاصله بین دو ستون مجاور گود و ستون قبل از آن در نظر گرفته شود. در محاسبه مقدار (Δ) که باید به سختی تیر و ستون های سازه نیز توجه شود.

۷-۳-۳-۶-۴ کرنش افقی (ϵ_h) ساختمان مجاور گود باید در حد مجاز باشد. اگر پی دو ستون ۱ و ۲ که به فاصله L و مجاور هم هستند، به ترتیب به اندازه h_1 و h_2 به طرف گود حرکت افقی داشته باشند. آنگاه داریم:

$$\epsilon_h = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

۷-۳-۳-۶-۵ اگر پی ها بر خلاف جهت یکدیگر حرکت کنند، آنگاه مقدار جابه جایی افقی آنها جمع می شود تا کل جابه جایی نسبی پی ها به دست آید.

۷-۳-۳-۶-۶ مقدار مجاز تغییر مکان ساختمان مجاور گود باید با توجه به ترکیب نشست قائم و جابه جایی افقی تعیین شود.

اگر احداث پی در زیر سطح آب صورت می گیرد، آنگاه لازم است موارد ذیل انجام شود:

الف- نشست ساختمان ها و زمین های اطراف در اثر آبکشی تخمین زده شود.

ب- دبی پمپاژ مورد نیاز تخمین زده شده و تجهیزات لازم برای پمپاژ فراهم باشد.

پ- روش مناسب برای گودبرداری و کنترل آب به کار رود.

پایش و کنترل

۷-۳-۴ پایش و کنترل

در گوبرداری های با خطر بسیار زیاد لازم است رفتار سازه ها و دیواره ی گود مورد پایش دقیق قرار گیرد و نتایج پایش بطور منظم تفسیر شده تا در صورت نیاز اقدامات اصلاحی انجام پذیرد.

پایش پروژه مورد نظر (ساختمان ها و ابنیه اطراف، دیواره گرد و غیره) به منظور تامین اهداف ذیل صورت می گیرد:

۷-۳-۴-۱-۱ تایید پارامترهای طراحی: اطلاعات بدست آمده از ابزار دقیق به منظور صحت سنجی رفتار گودها، شیب، دیوار، نشست و تغییرمکان پی ها و غیره در طول و پس از ساخت برای مقایسه با مقادیر پیش فرض حین طراحی استفاده می شود و در صورت مغایرت، داده های جدید جهت طراحی استفاده می گردد.

۷-۳-۴-۱-۲ ارزیابی عملکرد در طول ساخت و ساز: ابزار دقیق برای نظارت بر عملکرد ساخت گودها، شیب ها، سازه های نگهدارنده، پی ها، سازه های مجاور و غیره که ممکن است تحت تاثیر روش ساخت قرار گیرند، استفاده می شود.

۷-۳-۴-۱-۳ ارزیابی عملکرد سازه های موجود: ابزار دقیق می تواند به عنوان کنترلی برای ارزیابی وضعیت سازه ها جهت بازسازی و یا در شرایط حساس استفاده شود.

۷-۳-۴-۱-۴ تشخیص روند کوتاه مدت و بلندمدت: قبل از آنکه مشکلات بالقوه در طول زمان توسط ناظران قابل مشاهده باشد، ابزار دقیق می تواند نشانه های اولیه رفتار سازه در دوره های کوتاه مدت و بلند مدت را نشان دهد.

۷-۳-۴-۱-۵ ایمنی: ابزار دقیق می تواند به عنوان اولین علامت هشدار دهنده از یک وضعیت بالقوه نا امن بکار رود. ابزار دقیق و پایش می تواند نقش مهمی در کاهش نگرانی های عمومی بر ایمنی در مناطق اطراف محل ساخت و ساز ایفا کند.

۷-۳-۴-۱-۶ حمایت قانونی: نتایج ابزار دقیق می تواند به عنوان سندی معتبر رابطه بین تاثیر ساخت و ساز بر سازه های اطراف را نشان دهد. در صورت دادخواهی، داده های ابزار دقیق می تواند جهت اثبات یا رد ارتباط آسیب در مناطق اطراف محل مورد نظر با فعالیت های ساخت و ساز، مورد استفاده قرار گیرد.

از این ابزار ها به طور معمول نشست سنج ها، کشش سنج ها، انحراف سنج ها، کجی سنج ها، سلول های بار گذاری، پیزومترها و شتاب نگارها و غیره می باشند.

پایش و کنترل

الزامات

۷-۳-۴ تعداد و نوع دستگاه های پایش

به طور کلی باید سعی شود از ابزار دقیق ساده استفاده شود، مگر در شرایط خاصی ابزار دقیق پیچیده ضرورت دارد. انجام پایش نیز باید توأم با یک برنامه مدون باشد.

۷-۳-۴ برنامه پایش

جهت ابزارگذاری و اجرای پایش مراحل خاصی مورد نیاز است که لازم است به تشخیص متخصص ذیصلاح پیوست طی شود.

۷-۳-۴ ابزار پایش

برای انجام پایش ابزار مناسبی وجود دارد که لیست این ابزار باید توسط متخصص ذیصلاح انتخاب گردد.

۷-۳-۵ تناوب اندازه گیری ها در پایش

الف- هر ابزار باید بلافاصله قبل و بعد از هر مرحله حفاری، یا هر هفته یک بار یا در فواصل زمانی تأیید شده به وسیله مهندس ناظر خوانده شود. در هنگام حفاری هایی که بیشتر از یک روز زمان نیاز دارد، رصد قرائت دستگاه ها باید در ناحیه تحت تأثیر به صورت روزانه یا یک روز در میان برای تمام ابزار انجام گیرد.

ب- پیمانکار باید سطح آب (در صورت وجود) در پیژومترهای لوله شاغولی را در هفت روز اول به صورت روزانه رصد کند. بعد از آن سطح آب باید هر هفت روز رصد شود. در مدت زمان باران ممتد، سطوح آب باید روزانه یکبار برای مدتی که مهندس ناظر تشخیص دهد، رصد شود

مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

۷-۳-۶ مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

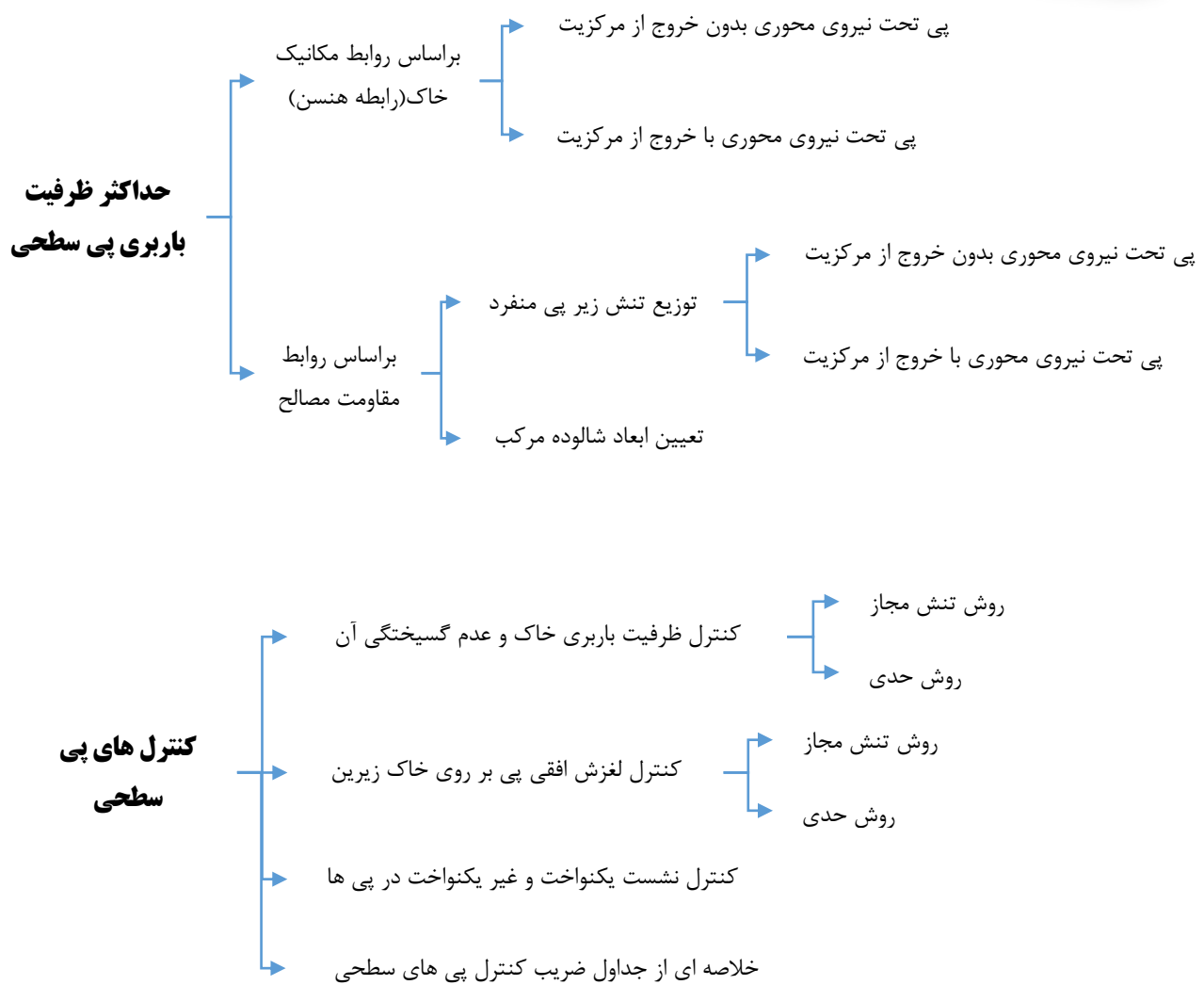
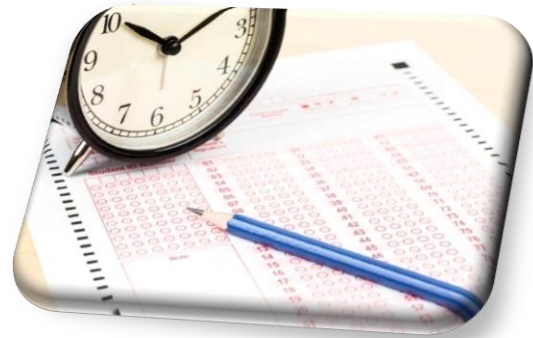
الف- طراح گودبرداری مسئولیت انتخاب ابزار و طراحی آرایش آنها برای پایش را بر عهده دارد.

ب- پیمانکار گودبرداری مسئول تأمین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر و انجام اقدامات فوری می باشد.

پ- ناظر پروژه مسئول نظارت بر حسن انجام مراحل پایش است. توصیه می شود نظارت بر عملیات گودبرداری و پایش توسط متخصص یا شرکت ژئوتکنیکی ذیصلاح انجام گیرد.

ت- در گودهای با خطر معمولی و زیاد چنانچه شرایطی وجود داشته باشد که طراح انجام پایش را ضروری بداند لازم است عملیات پایش انجام پذیرد.

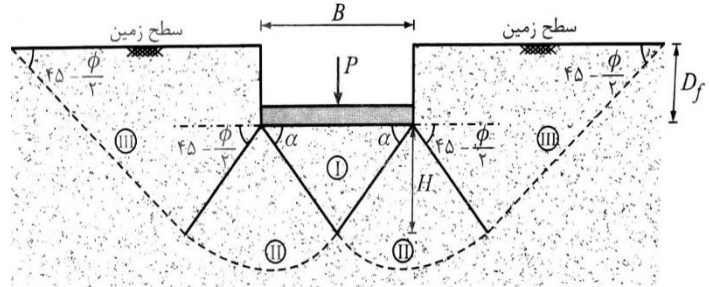
فصل ۷-۴ پی های سطحی



حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی

- بدون خروج از مرکزیت
- حداکثر تنش زیر پی (رابطه هنسِن) $\rightarrow q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c g_c b_c + q N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$
 - حداکثر نیروی قابل تحمل توسط پی $\rightarrow P_{ult} = q_{ult} LB$

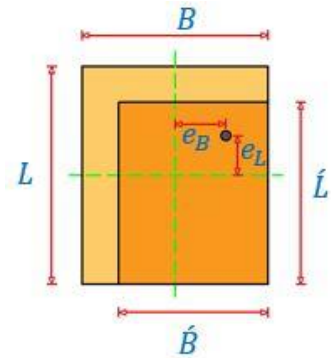
بند (۱-۳-۴-۷)



نکته:

جمله ی اول رابطه ی فوق مربوط به چسبندگی خاک، جمله ی دوم مربوط به سربار موجود در اطراف پی و جمله ی سوم مربوط به هندسه ی پی می باشد که این سه جمله را به ترتیب ترم های چسبندگی، عمق و عرض می نامیم.

- روابط مکانیک خاک (رابطه هنسِن)
- اصلاح پارامترها $\rightarrow \begin{aligned} \hat{B} &= \min\{L - 2e_L, B - 2e_B\} \\ \hat{L} &= \max\{L - 2e_L, B - 2e_B\} \\ S_c - S_q - B - S_\gamma \end{aligned}$
 - حداکثر تنش زیر پی (رابطه هنسِن) $\rightarrow \hat{q}_{ult} = CN_c \hat{S}_c \hat{d}_c \hat{i}_c \hat{g}_c \hat{b}_c + q N_q \hat{S}_q \hat{d}_q \hat{i}_q \hat{g}_q \hat{b}_q + 0.5 \hat{B} \gamma N_\gamma \hat{S}_\gamma \hat{d}_\gamma \hat{i}_\gamma \hat{g}_\gamma \hat{b}_\gamma$
 - حداکثر نیروی قابل تحمل توسط پی $\rightarrow \hat{P}_{ult} = \hat{q}_{ult} \hat{L} \hat{B}$



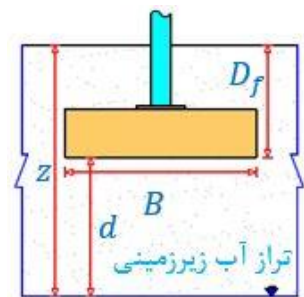
نکته:

وزن مخصوص غوطه وری خاک برابر است با $(\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w)$ که به طور معمول وزن مخصوص آب، حدوداً برابر $(1 \frac{ton}{m^3} \text{ یا } 10 \frac{KN}{m^3})$ می باشد.

همچنین در اغلب خاک ها: $(\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{1}{2} \gamma)$

نکته: اثر تراز لایه آب زیرزمینی بر روی روابط تنش زیر پی (روابط هنسِن)

- از روابط بالا استفاده می کنیم. $z \geq D_f + B \rightarrow$
- $D_f + B > z \geq D_f \rightarrow \gamma \rightarrow \gamma_e = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$
- $z < D_f \rightarrow \begin{aligned} \gamma &\rightarrow \gamma_e = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \\ q &\rightarrow q_e = \gamma z + \gamma'(D_f - z) \end{aligned}$



حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی ← روابط مکانیک خاک (رابطه هنس)

q_{ult} : حداکثر تنش قابل تحمل توسط خاک زیر پی در حالت بدون خروج از مرکزیت	B : ضلع کوچکتر پی
P_{ult} : حداکثر نیروی قابل تحمل توسط خاک زیر پی در حالت بدون خروج از مرکزیت	L : ضلع بزرگتر پی
$\dot{q}_{ult}$: حداکثر تنش قابل تحمل توسط خاک زیر پی در حالت با خروج از مرکزیت	D_f : عمق مدفون پی
$\dot{P}_{ult}$: حداکثر نیروی قابل تحمل توسط خاک زیر پی در حالت با خروج از مرکزیت	z : ارتفاع تراز آب از کف پی
γ : وزن مخصوص غیر اشباع	γ : وزن مخصوص غوطه وری خاک
	ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

- C → ضریب چسبندگی خاک است که در خاکهای دانه ای و نیز رس عادی تحکیم یافته (NC) برابر صفر است
- q → سربار موثر موجود در تراز کف پی در ناحیه اطراف آن می باشد و برای پی با عمق مدفون D_f برابر $q = \gamma D_f$ است
- B → کوچکترین بعد پی است و در پی های دایره ای همان قطر پی است

ضرائب اصلی

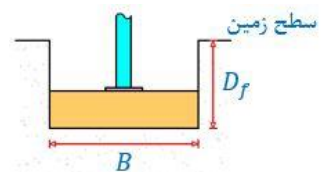
$$\begin{aligned} \phi \neq 0 & \rightarrow \begin{cases} N_q = e^{\pi \tan \phi} \times \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \end{cases} \\ \phi = 0 & \rightarrow \begin{cases} N_q = 1 \\ N_c = \pi + 2 \\ N_\gamma = 0 \end{cases} \end{aligned}$$

ضرائب عمق

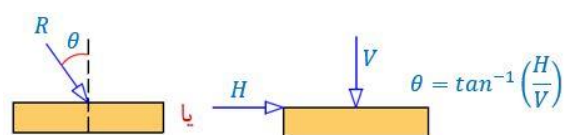
$$\begin{aligned} d_c & \rightarrow \begin{cases} \phi \neq 0 \rightarrow d_c = 0.4K \\ \phi = 0 \rightarrow d_c = 1 + 0.4K \end{cases} \\ d_q & = 1 + 2 \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 K \\ d_\gamma & = 1 \end{aligned}$$

ضرائب شیب بار

$$\begin{aligned} i_\gamma & \rightarrow \begin{cases} \phi \neq 0 \rightarrow i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \\ \phi = 0 \rightarrow i_\gamma = 0 \end{cases} \\ i_q & = i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \end{aligned}$$



$$K \rightarrow \begin{cases} \frac{D_f}{B} \leq 1 \rightarrow K = \frac{D_f}{B} \\ \frac{D_f}{B} > 1 \rightarrow K = \frac{\pi}{180} \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \end{cases}$$



نکته:

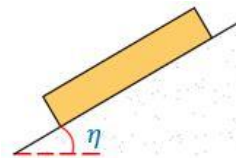
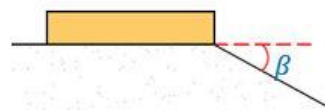
ضرائب شکل

$$\begin{aligned} S_q & = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \\ S_c & = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \\ S_\gamma & = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \\ S_\gamma & = 1 \text{ در پی نواری} \end{aligned}$$

اگر عمق مدفون پی صفر باشد ($D_f = 0$)، $d_\gamma = d_q = d_c = 1$ خواهد بود.
اگر برابند بارهای وارد بر پی مایل نباشد ($\theta = 0$)، $i_\gamma = i_q = i_c = 1$ خواهد بود.

حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی $\Leftarrow$ روابط مکانیک خاک (رابطه هنسِن)ضرائب شیب
کف

$$\begin{aligned}
 & \begin{aligned}
 & \rightarrow g_c \begin{cases} \phi \neq 0 \rightarrow g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \\ \phi = 0 \rightarrow g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \end{cases} \\
 & \rightarrow g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \\
 & \rightarrow b_c \begin{cases} \phi \neq 0 \rightarrow b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\ \phi = 0 \rightarrow b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \end{cases} \\
 & \rightarrow b_\gamma = e^{-2.7 \eta \tan \phi} \quad b_q = e^{-2 \eta \tan \phi}
 \end{aligned}
 \end{aligned}$$



نکته:

اگر **کف پی** نسبت به افق شیبدار نباشد ($\eta = 0$) ، $b_\gamma = b_q = b_c = 1$ خواهد بود.

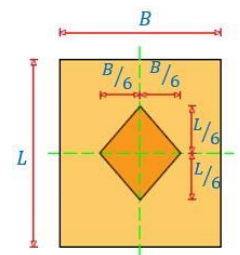
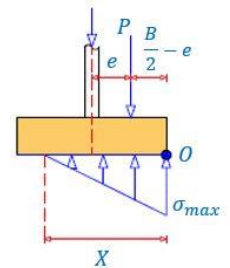
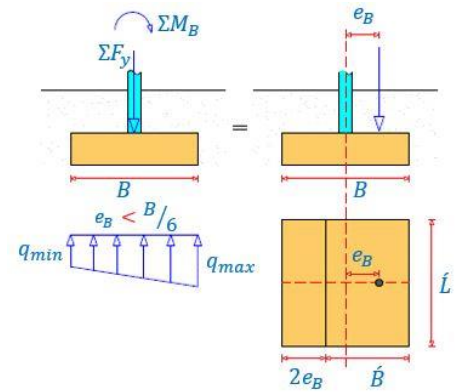
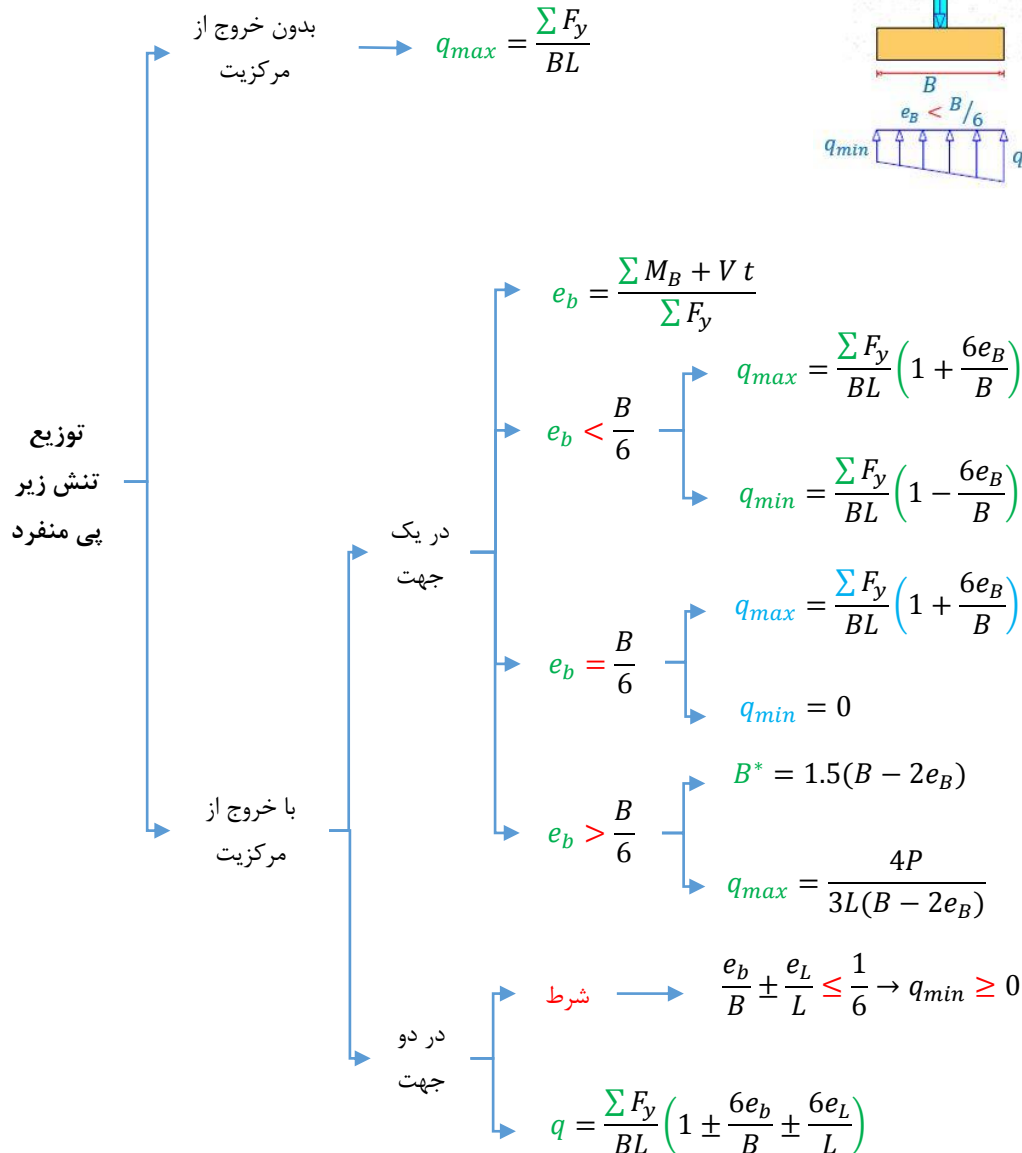
اگر **زمین مجاور پی** شیبدار نباشد ($\beta = 0$) ، $g_\gamma = g_q = g_c = 1$ خواهد بود.

نکات:

۱- در تمامی روابط ϕ, θ بر حسب درجه هستند.

۲- در تمامی روابط β, η بر حسب درجه هستند و **تنها** در روابط b_q, b_γ زاویه η بر حسب رادیان قرار می گیرد.

حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی



q_{max} : تنش ماکزیمم زیر پی q_{min} : تنش مینیمم زیر پی F_y : نیروی قائم وارد بر پی t : ارتفاع پی

M_B : لنگر وارد بر نقطه B زیر پی e_B : خروج از مرکزیت بار در نقطه B V : نیروی برشی در سطح پی

نکات:

۱- در صورت خروج از مرکزیت در دو جهت برای بررسی تنش در هر نقطه از پی سازه در صورتی که آن نقطه تحت نیروی P به کشش بیفتد علامت (-) و در صورتی که به فشار بیفتد از علامت (+) استفاده می کنیم.

۲- معادله ی توزیع تنش با خروج از مرکزیت در دو جهت، یک ناحیه لوزی شکل را در داخل سطح پی مشخص می کند که اگر بار در داخل این ناحیه لوزی وارد شود در هر چهار گوشه پی، مقدار تنش بزرگتر از صفر خواهد بود و هنگامی که بار روی اضلاع این سطح لوزی شکل قرار گیرد، q_{min} در طرف مقابل برابر صفر شده و با خروج از مرکزیت بزرگتر از آن در سطح تماس پی با خاک کشش ایجاد می گردد. این سطح لوزی شکل را هسته مرکزی می نامند.

۳- مطابق بندهای ۴-۷-۵-۹-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در کنترل تنش های زیر پی باید توجه داشت که هیچ نقطه ای از پی نباید دچار کشش شود (حداقل تنش = ۰) مگر آنکه آن بخش از کشش توسط المان هایی مثل شمع، ریز شمع یا مهارها تحمل شود.

حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی

تعیین ابعاد
شالوده
مرکب

روابط مقاومت مصالح

شالوده
مستطیلی

فاصله نقطه اثر برآیند نیروها تا مرکز ستون ۱

$$X = \frac{\sum M_i}{\sum Q_i} = \frac{Q_2 L_3 + M_1 + M_2}{Q_1 + Q_2}$$

مرکز سطح شالوده مستطیلی

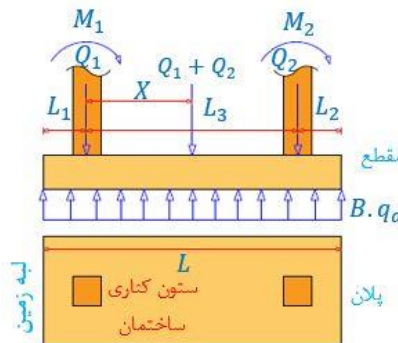
$$X_c = \frac{L}{2} = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{2}$$

$$X_c = X + L_1$$

$$L_2 = L - L_1 - L_3$$

مساحت مورد نیاز

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_a} \rightarrow B = \frac{A}{L}$$

شالوده
باسکولی

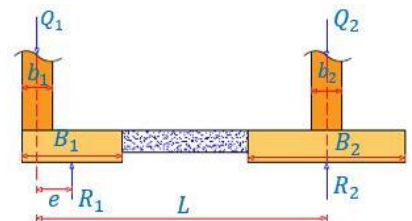
$$\sum M_{R_2} = 0 \rightarrow R_1 = \frac{Q_1 L}{L - e}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_2 = Q_1 + Q_2 - R_1$$

$$A_1 = \frac{R_1}{q_a}, \quad B_1 = 2 \left(\frac{b_1}{2} + e \right) \rightarrow L_1 = \frac{A_1}{B_1}$$

$$A_2 = \frac{R_2}{q_a}, \quad \rightarrow L_2 \times B_2$$

$$I_{\text{پی}} > I_{\text{رابط}}$$

 M_{R_2} : لنگر حول نقطه اثر برآیند نیروهای پی شماره ۲ L_1 : طول شالوده شماره ۱ B_1 : عرض شالوده شماره ۱ q_a : تنش مجاز خاک زیر شالوده L : طول شالوده B : عرض شالوده e : خروج از مرکزیت بار Q_1 که باید حدس زده شود به طوری که عکس العمل قائم پی R_1 در مرکز سطح پی ۱ وارد شود.

حداکثر ظرفیت باربری پی های سطحی

نکات:

۱- **شالوده مرکب مستطیلی** : در سازه هایی که فاصله ستون ها به قدری کم است که استفاده از پی های منفرد میسر نباشد عموماً از شالوده مرکب مستطیلی استفاده می شود . در این حالت محلهای قرار گیری ستون ها نقاط اجباری ما در سازه هستند و باید ابعاد پی زیر این دو نیرو را طوری طراحی کنیم که نقطه اثر بر این دو نیرو بر مرکز سطح شالوده منطبق شود. با این کار تنش در زیر پی بصورت یکنواخت توزیع می شود بنابراین در شالوده های مرکب ما به دنبال ابعاد پی هستیم .

۲- **شالوده باسکولی** : در شرایطی که یکی از ستونهای کناری ساختمان تحت لنگرهای متمرکز سنگینی واقع شود به جای افزایش بی رویه ابعاد پی، می توان آن را با تیر صلب یه پی های مجاور متصل کرد در این شرایط بخشی از نیروی وارد بر پی کناری به پی های دیگر منتقل می شود . بنابراین در این حالت هم مشابه شالوده مرکب مستطیلی دو نقطه اجباری در طراحی شالوده داریم (ستونها) و به دنبال طراحی ابعاد پی با تنش یکنواخت زیر پی هستیم.

۳- شناژ یا کلاف رابط بین پی ها:

الف- در مناطق زلزله خیز، حرکت های جانبی زمین باعث جابجایی افقی پی ها می شود که این خود نیروهای قابل ملاحظه ای در اجزای اسکلت اجاد می کند و گاهی باعث خرابی پی ها می شود. برای جلوگیری از تغییر مکان های افقی نسبی پی ها زیر اثر بارهای وارده، مخصوصاً در هنگام زلزله، لازم است پی های منفرد واقع در یک صفحه ی افقی توسط کلاف هایی در دو جهت به هم متصل گردند. این کلاف ها باید دارای مقاومت و سختی کافی برای مقابله با نیروهای افقی پیش بینی شده باشند.

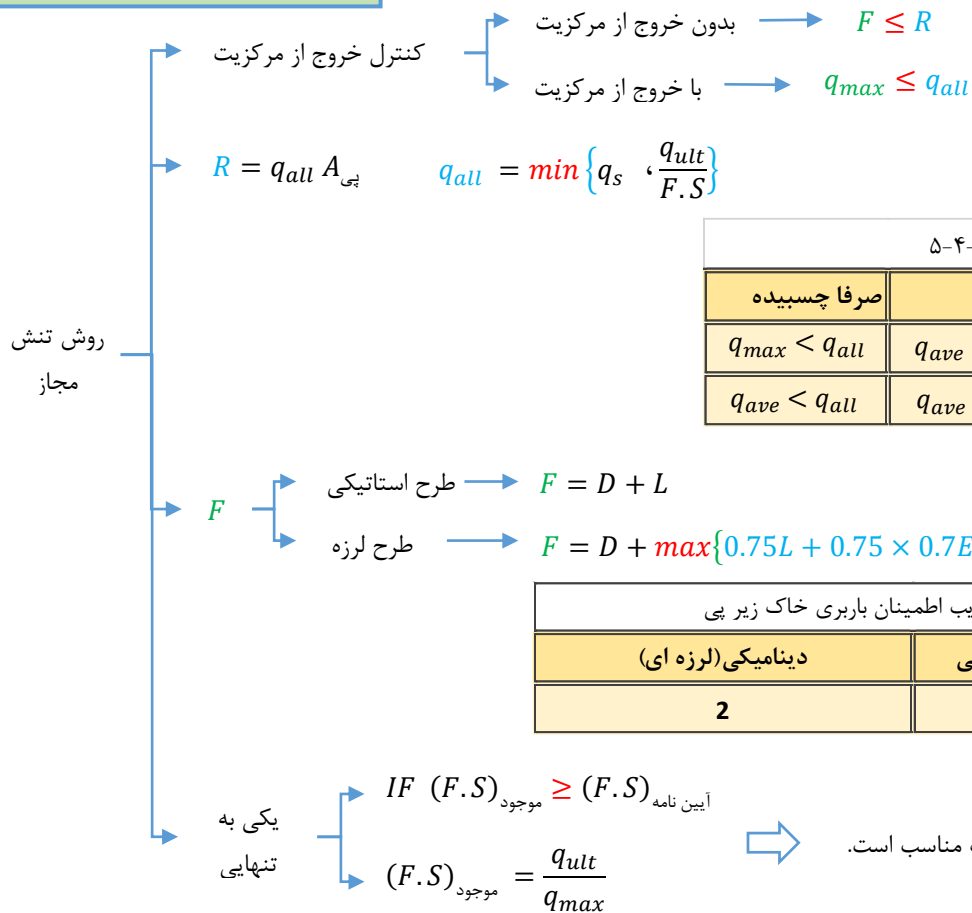
ب- کلاف ها معمولاً برای کشش طراحی می شوند و نیروی ایجاد شده در آنها را می توان با استفاده از مدل سازی مناسبی تعیین کرد.

۴- تیر رابط شالوده باسکولی:

الف- نقش تیر رابط به عنوان یک قطعه صلب، جلوگیری از چرخش پی ها و متعادل کردن بار آنها می باشد.

ب- این تیر باید برای خمش و برش طراحی شود. در این حالت توزیع فشار خاک زیر پی ها را می توان یکنواخت در نظر گرفت.

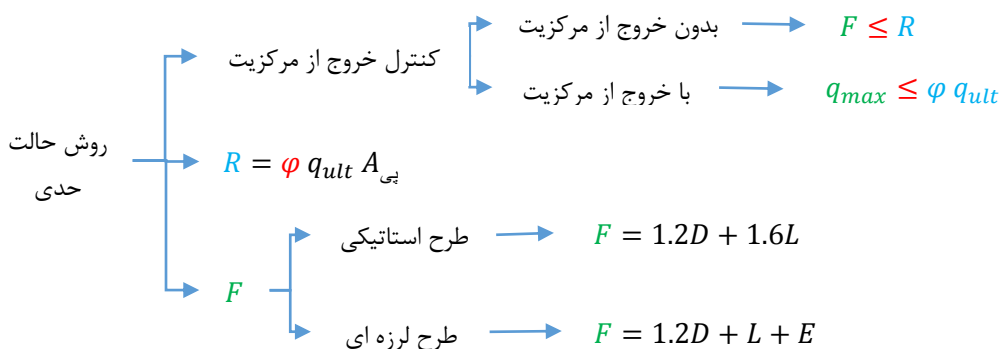
کنترل پی های سطحی



نکات:

مطابق بندهای ۷-۴-۵-۳ و ۴ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در روش تنش مجاز، در صورتی که بار زلزله یا باد از ۲۵ درصد مجموع بار زنده و مرده کمتر باشد از آن صرف نظر می شود.

در صورتی که بار زلزله یا باد از ۲۵ درصد مجموع بار زنده و مرده بیشتر باشد باید بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود. در این شرایط باربری مجاز خاک افزایش می یابد، زیرا ضریب اطمینان در شرایط زلزله کمتر از شرایط استاتیکی انتخاب می شود.



جدول ۵-۴-۷

نوع پی / نوع خاک	دانه ای	صرفا چسبیده
صلب	$q_{ave} \leq \varphi q_{ult}$	$q_{max} \leq \varphi q_{ult}$
انعطاف پذیر	$q_{ave} \leq \varphi q_{ult}$	$q_{ave} \leq \varphi q_{ult}$

جدول ۲-۷ ضرایب کاهش مقاومت خاک در محاسبه ظرفیت باربری

شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
φ	0.45	0.6

کنترل پی های سطحی

 F : نیروی وارد شده بر روی پی R : نیروی مقاوم ایجاد شده در خاک زیر پی q_{max} : تنش ماکزیمم ایجاد شده در زیر پی q_{all} : ظرفیت باربری مجاز خاک زیر پی q_s : مقدار تنشی که به ازای نشست مجاز S_a در زیر پی ایجاد می شود. q_s : حداکثر ظرفیت باربری خاک زیر پی سطحی F : نیروی وارد شده بر روی پی R : نیروی مقاوم ایجاد شده در خاک زیر پی

روش تنش مجاز

$$H \leq S + P_p$$

$$H = V + P_a \rightarrow$$

$$S = \frac{N \tan \delta + C_a A}{F \cdot S}$$

$$P_p = \frac{0.5 k_p \dot{\gamma} t^2 B}{F \cdot S}$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \dot{\gamma} t^2 B$$

جدول ۷-۳ ضرایب اطمینان در مقابل لغزش افقی پی ها		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
$F \cdot S$	1.5	1.2

پی از نظر لغزش مناسب است.

$$IF (F \cdot S)_{\text{موجود}} \geq (F \cdot S)_{\text{آیین}}$$

$$(F \cdot S)_{\text{موجود}} = \frac{S + P_p}{H}$$

یکی به تنهایی

نکات:

۱- مطابق بندهای ۷-۴، ۵-۱، ۳ و ۴ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در روش تنش مجاز، در صورتی که بار زلزله یا باد از ۲۵ درصد مجموع بار زنده و مرده کمتر باشد از آن صرف نظر می شود.

در صورتی که بار زلزله یا باد از ۲۵ درصد مجموع بار زنده و مرده بیشتر باشد باید بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود. در این شرایط باربری مجاز خاک افزایش می یابد، زیرا ضریب اطمینان در شرایط زلزله کمتر از شرایط استاتیکی انتخاب می شود.

۲- اگر ضریب اطمینان در برابر لغزش در صورت سوال داده شده باشد باید از آن ضریب اطمینان استفاده کرد.

۳- در خاکهای شن و ماسه ای و دانه ای $C_a = 0$

روش حالت حدی

$$H \leq S + P_p$$

$$S = \varphi_1 (\tan \delta + C_a A)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \varphi_2 k_p \dot{\gamma} t^2 B$$

$$H = V + P_a \rightarrow$$

جدول ۷-۴ ضرایب کاهش مقاومت نیروی مقاوم برشی در مقابل لغزش پی سطحی		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
φ_1	0.8	0.9

جدول ۷-۵ ضرایب کاهش مقاومت نیروی مقاوم جانبی در مقابل لغزش پی سطحی		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
φ_2	0.45	0.6

نیروی افقی محرک که سبب لغزش است و از بارگذاری وارد شده بر پی بدست می آید.

کنترل پی های سطحی

$\dot{\gamma}$: وزن مخصوص غوطه وری خاک	H : نیروی محرک برای ایجاد لغزش
A : مساحت کف پی	S : نیروی ناشی از تنش برشی بین خاک و سطح زیرین پی
N : عکس العمل قائم وارد بر کف پی	P_p : نیروی لایه خاک مقاوم در جلوی پی
$\tan \delta$: ضریب اصطکاک بین خاک و پی	δ : زاویه اصطکاک بین خاک و کف پی
B : عرض (بعد) پی عمود بر جهت لغزش	C_a : چسبندگی بین خاک و کف پی در واحد سطح آنها
t : ضخامت پی	k_p : ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم ($k_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$)
P_a : نیروی ناشی از لایه خاک محرک	k_a : ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک ($k_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$)

$$S \leq S_a$$

S_a → نشست مجاز یکنواخت و یا غیر یکنواخت پی است که بر حسب خاک زیر پی و نوع پی از جدول ۶-۷ تعیین می گردد

$$S = S_e + S_{c1} + S_{c2}$$

$$S_e = qB \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_p \quad (S_e \text{ نشست الاستیک (آنی)})$$

$$S_{c1} = H_0 m_v \Delta \sigma$$

$$S_{c2} = \frac{H_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma_f}{\sigma_0}$$

جدول ۷-۴-۲ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی			
خاک	نشست مجاز (mm)		نوع پی
	یکنواخت	غیر یکنواخت	
ماسه	25	20	منفرد و نواری
	50	20	شبکه ای و گسترده
رس	65	25	منفرد و نواری
	65-100	25	شبکه ای و گسترده

C_c : نشانه فشردگی	μ_s : ضریب پواسون خاک	q : برابر است با نیروی وارد بر پی تقسیم بر مساحت پی
E_s : مدول ارتجاعی خاک	S_a : نشست مجاز پی	q_s : تنش متناظر با نشست مجاز پی
B : عرض پی	I_p : ضریب تاثیر پی	σ_f : تنش موثر نهایی ($\sigma_f = \sigma_0 + \Delta \sigma$)
e_0 : نسبت تخلخل خاک در ابتدا	$\Delta \sigma$: اضافه تنش موثر	H_0 : ضخامت اولیه نمونه
σ_0 : تنش موثر اولیه	m_v : ضریب تغییر حجم خاک رس	q_{ult} : حداکثر ظرفیت باربری خاک زیر پی

کنترل پی های سطحی

نکات:

- ۱- مطابق بند ۷-۴-۵-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در روش تنش مجاز، در خاک های چسبنده فقط ۵۰ درصد بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می شود.
- ۲- مطابق بند ۷-۴-۵-۶ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، کنترل نشست در تنش مجاز ضروری است. باید توجه داشت که مقدار نشست در حالت بهره برداری محاسبه شده نباید از مقدار نشست مجاز بیشتر شود.
- ۳- مطابق بند ۷-۴-۵-۹ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در پی های انعطاف پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می توان بر اساس تنش موثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.
- ۴- مطابق بند ۷-۴-۶-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، برای تحلیل پی های انعطاف پذیر و به دست آوردن تنش زیر پی نمی توان از فرض توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد.
- ۵- مطابق بند ۷-۴-۶-۲ مبحث هفتم مقررات ملی، برای تحلیل سازه پی انعطاف پذیر می توان خاک را به صورت فنر (K_s) با توجه به نکات ذیل شبیه سازی کرد:
الف- مقدار (K_s) از آزمایش های معتبری مثل بارگذاری صفحه و یا آزمایش فشارسنج با اصلاحات لازم بدست آید.
ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای (K_s) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی باشد و متناسب با نشست اتفاق افتاده باید تغییر کند و افزایش سختی در لبه ها توصیه می شود.
- ۶- مطابق بند ۷-۴-۶-۳ مبحث هفتم مقررات ملی، برای تحلیل دقیق نشست پی لازم است از مدل سازی محیط پیوسته برای خاک استفاده گردد.
- ۷- مطابق بند ۷-۴-۷-۱ مبحث هفتم مقررات ملی، پی ها باید از لبه شیب در بالا و پایین شیب فاصله مناسبی داشته باشند که با کنترل پایداری شیب و تغییر شکل ها مشخص می شود.
زمانی که پی در بالای شیب قرار میگیرد خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی میگذرد نباید با سطح شیب برخورد کند، مگر آن که تحلیل دقیق پایداری و تغییر شکل پی انجام شود.
- ۸- مطابق بند ۷-۴-۷-۱ مبحث هفتم مقررات ملی، عمق پی، حداقل باید ۰.۵ متر باشد.

کنترل پی های سطحی

جدول ۳-۴-۷

نوع ساختمان	مقدار ماکزیمم چرخش (β) (رادیان)
حد خرابی سازه ای ساختمان های دارای اسکلت	۰.۰۰۴ تا ۰.۰۰۶۷
حد ایجاد ترک در ساختمان	۰.۰۰۲ تا ۰.۰۰۳۳

جدول ۴-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد-نواری)

نوع گسیختگی	برشی					تراوش
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی	رگاب	فشار رو بالا
ضریب اطمینان	۱.۵	۳	۲	۱.۵	۴	۱.۵

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱.۲	۲	۱.۵	۱.۲

جدول ۶-۴-۷ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی

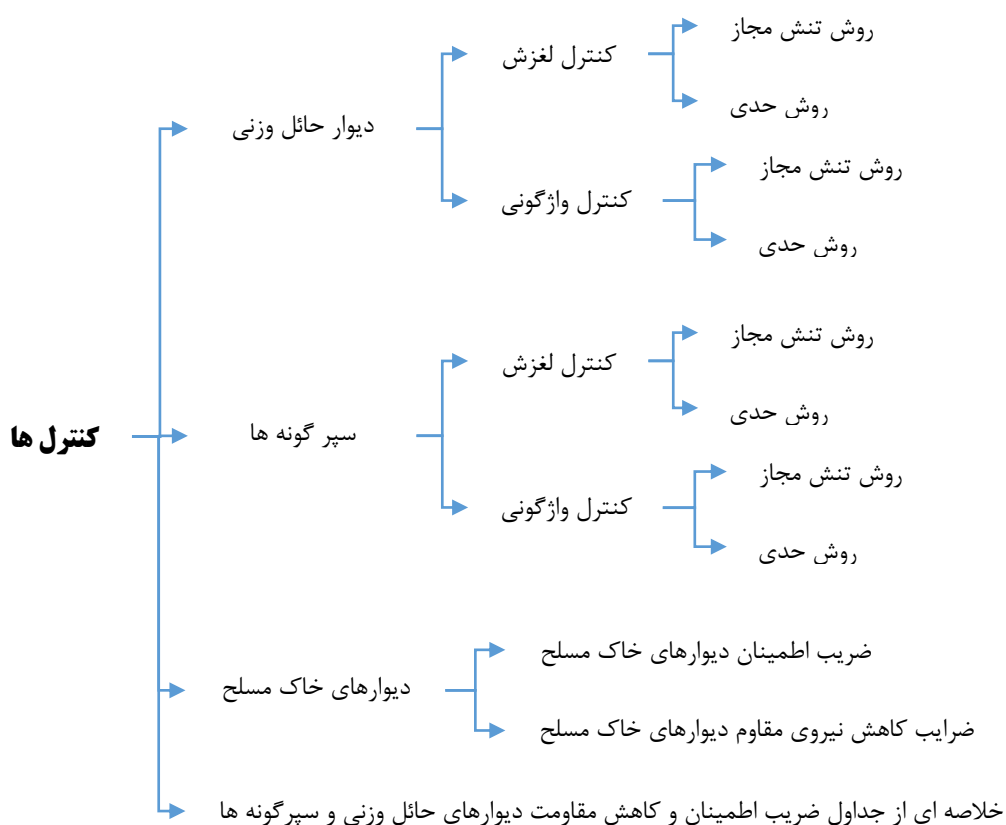
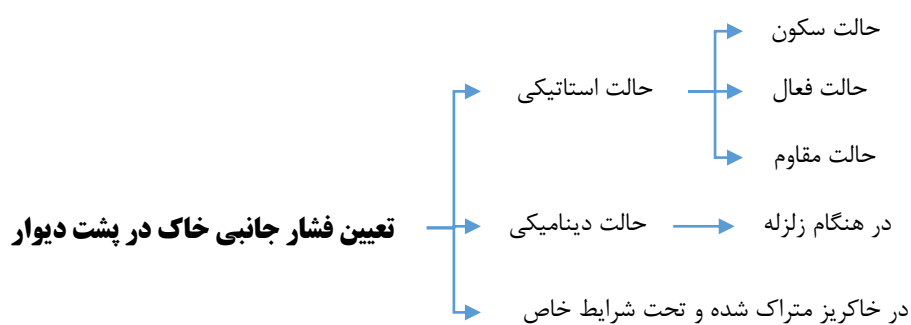
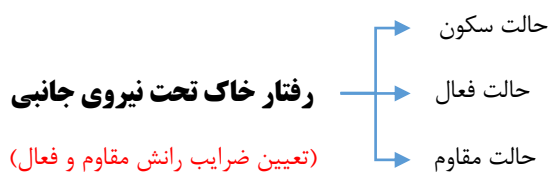
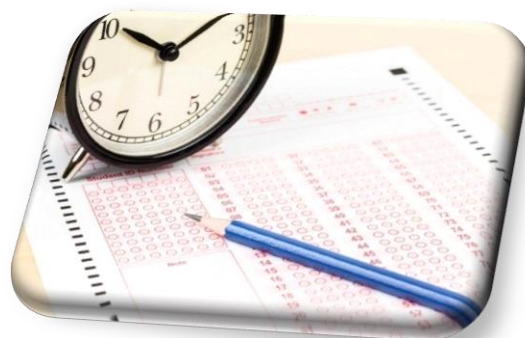
کنترل ها	ضرایب کاهش مقاومت
پایداری کلی	۰.۶۶
ظرفیت باربری	۰.۴۵
واژگونی	۰.۵
لغزش	۰.۸
فشار مقاوم خاک	۰.۴۵

جدول ۸-۴-۷ ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

ضریب	نوع گسیختگی	
۰.۷۵	پایداری کلی	ضرایب کاهش مقاومت
۰.۶	فشار مقاوم	
۰.۶	ظرفیت باربری	
۰.۶۵	واژگونی	
۰.۹	لغزش	
طبق مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان		ضرایب بار

خلاصه ای از جداول ضرایب کنترل پی های سطحی

فصل ۵-۷ سازه های نگهبان



رفتار خاک تحت نیروی جانبی

در این حالت دیوار نسبت به زمین تقریباً حرکتی ندارد و در حالت ارتجاعی قرار دارد و خاک هیچ تغییر شکل جانبی ای ندارد.

خاک در
حالت سکون

۱-۲-۳-۴-۵-۶-۷

(K_0)
ضریب
رانس خاک

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

خاک ماسه ای سست $\rightarrow K_0 = 1 - \sin \phi$

خاک ماسه ای متراکم $\rightarrow K_0 = (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5$

خاک های رسی عادی تحکیم یافته $\rightarrow K_0 = 0.44 + 0.42 \left(\frac{PI \%}{100} \right)$

خاک های رسی پیش تحکیم یافته $\rightarrow K_{0(OCR)} = K_{0(NC)} \times \sqrt{OCR}$

در این حالت حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از $5 \times 10^{-5} H$ است.

نکته:

برای خاک رسی اشباع در شرایط زهکشی نشده، چون تغییر حجم صفر است (خاک غیر قابل تراکم است) ضریب پواسون برابر ۰.۵ می باشد. لذا در این حالت مطابق رابطه فوق مقدار K_0 مساوی یک خواهد شد.

ν : ضریب پواسون

OCR : نسبت پیش تحکیمی $OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v}$ و σ'_c تنش پیش تحکیمی است

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی زهکشی نشده

γ_d : وزن مخصوص خشک ماسه متراکم در پشت دیوار

PI : نشانه خمیری

γ_{dmin} : وزن مخصوص خشک ماسه در سست ترین حالت

خاک در
حالت فعال

۱-۲-۳-۴-۵-۶-۷

هنگامی که خاک به دیوار نیرو وارد میکند و باعث جابجایی دیوار می شود تا جایی که خاک گسیخته می شود. $\rightarrow$ رانس فعال

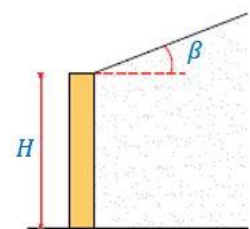
توده خاک در حالت تعادل حدی خمیری است.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

خاک شیبدار $\rightarrow K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$

حرکت جانبی $\rightarrow \frac{\Delta x}{H} \geq 1-5-7$ مقادیر جدول ۱-۵-۷



رفتار خاک تحت نیروی جانبی

خاک در
حالت مقاوم

نمودار (۷-۵-۳)

رانش مقاوم

هنگامی که دیوار به خاک نیرو وارد میکند و به سمت خاک حرکت میکند تا جایی که خاک پشت آن گسیخته شود.

توده خاک در حالت تعادل حدی خمیری است.

(K_p) ضریب فشار
جانبی حالت مقاوم

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

خاک شیبدار $\rightarrow K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$

حرکت جانبی دیوار $\rightarrow \frac{\Delta x}{H} \geq$ مقادیر جدول ۷-۵-۱

جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	$\Delta x/H$	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	0.001	0.01
ماسه با تراکم متوسط	0.002	0.02
ماسه سست	0.004	0.04
لای متراکم	0.002	0.02
رس متراکم	0.01	0.05
رس نرم	0.02	0.06

نکته:

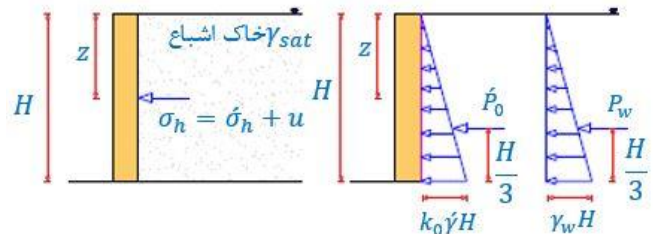
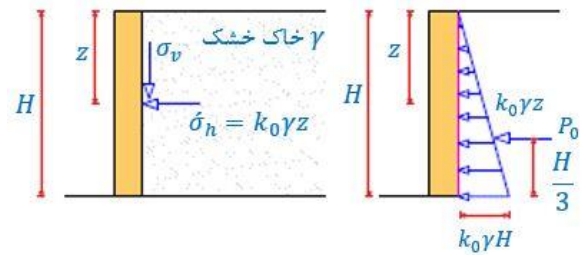
با توجه به روابط عنوان شده مربوط به ضرایب فشار جانبی خاک، برقرار است: $K_p > K_0 > K_a$

تعیین فشار جانبی خاک در پشت دیوار ← حالت استاتیکی

فشار خاک
در حالت سکون

خاک خشک → $P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$

خاک اشباع → $P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$

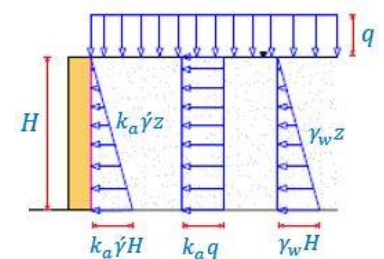
فشار خاک
در حالت فعال

- خاک دانه ای
 $c = 0$
- تنش افقی کل
 - نیروی افقی
(در واحد طول دیوار)
 - لنگر وارد بر پای دیوار
(در واحد طول دیوار)

$$\sigma_h = K_a (\gamma Z + q) \gamma_w Z$$

$$F_h = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$M_h = \frac{1}{6} K_a \gamma H^3 + \frac{1}{2} K_a q H^2 + \frac{1}{6} \gamma_w H^3$$

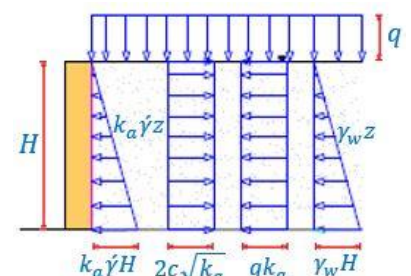


- خاک چسبنده
 $c \neq 0$
- تنش افقی کل
 - نیروی افقی
(در واحد طول دیوار)
 - لنگر وارد بر پای دیوار
(در واحد طول دیوار)

$$\sigma_h = K_a (\gamma Z + q) - 2C \sqrt{K_a} + \gamma_w Z$$

$$F_h = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2C \sqrt{K_a} H + K_a q H + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$M_h = \frac{1}{6} K_a \gamma H^3 - C \sqrt{K_a} H^2 + \frac{1}{2} K_a q H^2 + \frac{1}{6} \gamma_w H^3$$

 q : سربار بر روی خاک H : ارتفاع دیوار حائل K_a : ضریب رانش خاک در حالت محرک c : تنش چسبندگی خاک γ_w : وزن مخصوص آب K_0 : ضریب رانش خاک در حالت سکون γ : وزن مخصوص خاک در حالت اشباع

تعیین فشار جانبی خاک در پشت دیوار ← حالت استاتیکی

در شرایط **محرک** و در حالتی که خاک دارای **چسبندگی** است مقدار تنش افقی خاک در نواحی بالای دیوار ممکن است منفی شود در نتیجه مطابق شکل زیر مقدار تنش افقی در نقطه ای برابر صفر می شود. فاصله این نقطه از بالای دیوار را عمق ترک کششی می گویند.

نکات

ترک کششی

عمق ترک کششی

عمق ترک کششی در حضور سربار

نیروی کل وارد بر

(در واحد طول دیوار)

$$Z_{cr} = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

$$Z_{cr} = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H - Z_{cr})^2$$

فشار خاک
در حالت مقاوم

خاک دانه ای

 $c = 0$

تنش افقی کل

نیروی افقی

(در واحد طول دیوار)

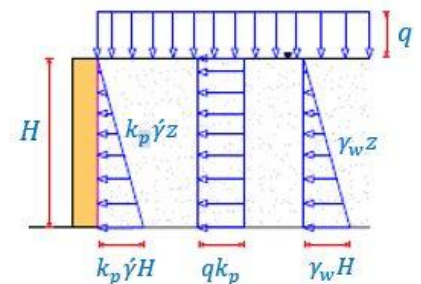
لنگر وارد بر پای دیوار

(در واحد طول دیوار)

$$\sigma_h = K_p (\gamma Z + q) \gamma_w Z$$

$$F_h = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + K_p q H + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$M_h = \frac{1}{6} K_p \gamma H^3 + \frac{1}{2} K_p q H^2 + \frac{1}{6} \gamma_w H^3$$



خاک چسبنده

 $c \neq 0$

تنش افقی کل

نیروی افقی

(در واحد طول دیوار)

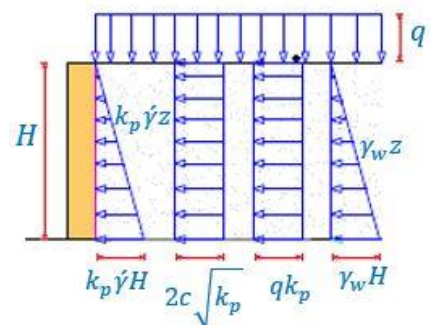
لنگر وارد بر پای دیوار

(در واحد طول دیوار)

$$\sigma_h = K_p (\gamma Z + q) + 2C \sqrt{K_p} + \gamma_w Z$$

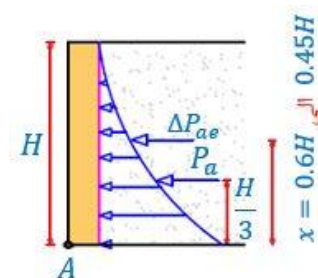
$$F_h = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2C \sqrt{K_p} H + K_p q H + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$M_h = \frac{1}{6} K_p \gamma H^3 + C \sqrt{K_p} H^2 + \frac{1}{2} K_p q H^2 + \frac{1}{6} \gamma_w H^3$$

 γ_w : وزن مخصوص آب K_p : ضریب رانش خاک در حالت مقاوم K_a : ضریب رانش خاک در حالت محرک H : ارتفاع دیوار حائل q : سربار بر روی خاک K_0 : ضریب رانش خاک در حالت سکون γ : وزن مخصوص خاک در حالت اشباع c : تنش چسبندگی خاک

تعیین فشار جانبی خاک در پشت دیوار $\Leftarrow$ حالت دینامیکی

$$\begin{aligned} \text{ضریب زلزله} & \rightarrow \begin{cases} \text{افقی} \rightarrow K_h = \frac{\text{مولفه افقی شتاب زلزله}}{\text{شتاب ثقل}} \\ \text{قائم} \rightarrow K_v = \frac{\text{مولفه قائم شتاب زلزله}}{\text{شتاب ثقل}} \end{cases} \end{aligned}$$



$$\text{نیروی فعال دینامیکی} \rightarrow P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (\text{در واحد طول دیوار})$$

$$\text{نیروی مقاوم دینامیکی} \rightarrow P_{ae} = \frac{1}{2} K_{pe} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (\text{در واحد طول دیوار})$$

$$\begin{aligned} \text{تعیین نقطه اثر نیرو} & \rightarrow \begin{cases} P_{ae} \text{ محاسبه} \\ P_a \text{ محاسبه} \rightarrow P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \\ \Delta P_{ae} \text{ محاسبه اضافه نیروی دینامیکی} \rightarrow \Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \\ P_{ae} \text{ تعیین نقطه اثر} \rightarrow \bar{Z} = \frac{(x)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \end{cases} \end{aligned}$$

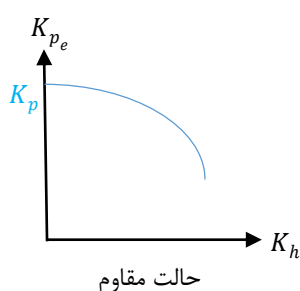
نکات:

۱- در حالت استاتیکی، توزیع فشار خاک خطی فرض می شود لذا نقطه اثر برآیند در فاصله $\frac{H}{3}$ از پای دیوار قرار دارد. ولی در حالت دینامیکی با توجه به توزیع غیر خطی فشار خاک، نقطه اثر برآیند صعود می کند. برای تعیین نقطه اثر برآیند در حالت دینامیکی به ترتیب بالا عمل می نماییم.

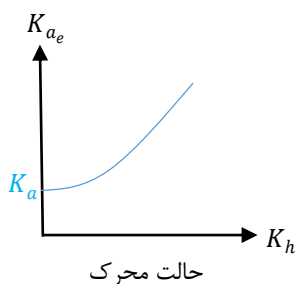
۲- مطابق با بندهای ۷-۵-۴-۲-۱ و ۲ و ۳ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، نقطه اثر اضافه نیروی دینامیک ΔP_{ae} ناشی از زلزله را در ارتفاع $(0.45H \text{ تا } 0.6H)$ از پای دیوار در نظر می گیریم. هر چه صلبیت دیوار بیشتر باشد مقادیر کوچکتر نقطه اثر اختیار می شود. اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، در شرایط زلزله نادیده گرفته می شود. فشار آب در شرایط زلزله باید بر اساس نوع خاک و میزان نفوذپذیری در محاسبات در نظر گرفته شود.

۳- مطابق شکل زیر ضریب رانش فعال دینامیکی از حالت استاتیکی بیشتر است: $K_{ae} > K_a$ و ضریب رانش مقاوم دینامیکی از حالت استاتیکی کمتر است: $K_{pe} < K_p$

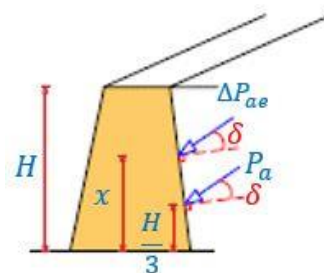
در نمودارهای زیر، حالتی که $K_h = 0$ است مربوط به حالت استاتیکی می باشد.



K_{pe} : ضریب فشار جانبی لرزه ای مقاوم



k_v : ضریب شتاب قائم زلزله



K_{ae} : ضریب فشار جانبی لرزه ای محرک

k_{ae} : ضریب فشار جانبی خاک در حالت لرزه ای

تعیین فشار جانبی خاک در پشت دیوار ← حالت دینامیکی

فشار خاک هنگام زلزله (روش مونیوا به - اوکابه)

جدول ۵-۷-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه ای	
خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار خاک جهت تحلیل لرزه ای
متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونیوا-اکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

نکته:

مطابق با بند ۷-۵-۴-۳-۷ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می شود.

فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

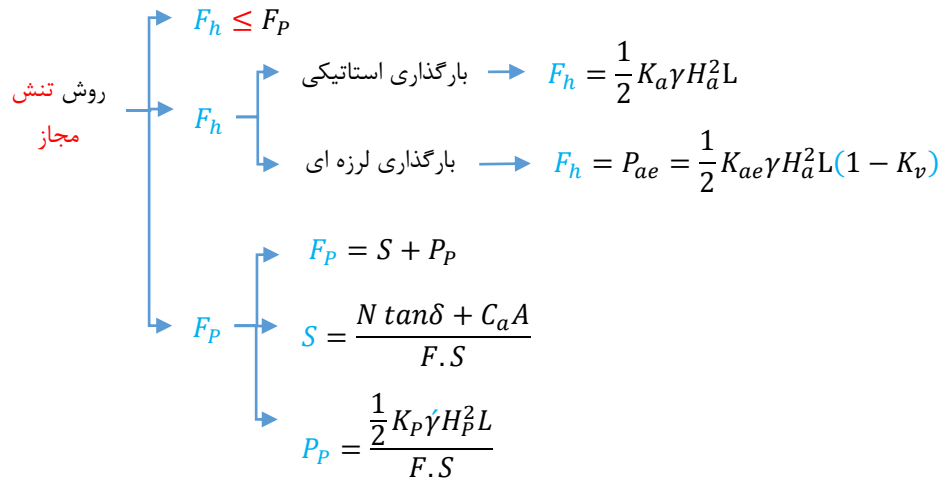
نکات:

۱- مطابق با بند ۷-۵-۴-۲-۳ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در مواردی که خاک پشت دیوار به صورت لایه لایه خاکریزی و متراکم می شود، فشار افزوده ای در خاک به وجود می آید. برای تعیین این فشار افزوده باید مراحل تراکم خاک در نظر گرفته شود و در محاسبه فشار خاک، اثر ناشی از وزن غلتک به حساب آورده شود.

۲- مطابق با بند ۷-۵-۴-۲-۳ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، فشار آب، فشار ریشه گیاهان، فشار ناشی از تورم خاک، فشار ناشی از یخبندان و فشار برخاست نیز در صورتی که وجود داشته باشند باید در نظر گرفته شود. همچنین چنانچه احتمال بروز ترک کششی وجود داشته باشد باید در محاسبه فشار مد نظر قرار گیرد. لازم به ذکر است موارد مربوط به ترک کششی در دو صفحه ی قبل تر عنوان شده است.

فشار خاک در خاکریز متراکم شده و تحت شرایط خاص

کنترل ها



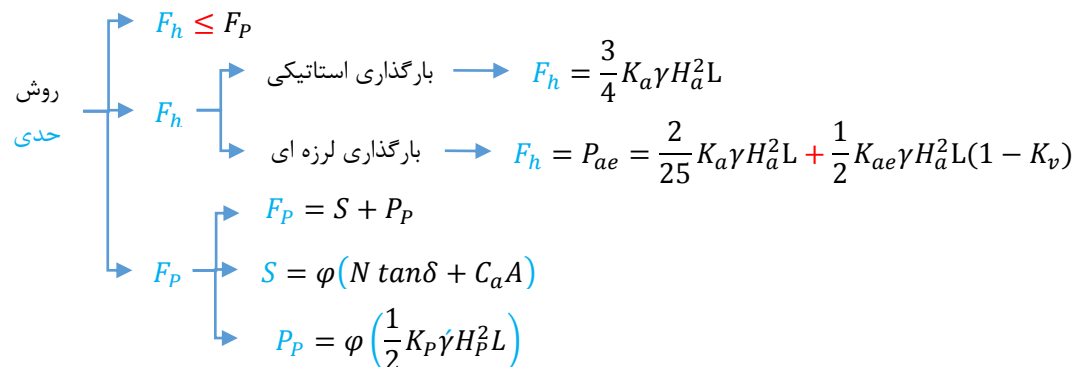
بر اساس جدول ۷-۵-۳ ضرایب اطمینان لغزش در دیوارهای حائل وزنی		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
F.S	1.5	1.2

کنترل لغزش

نکات:

۱- مطابق با قسمت ۱ بند ۷-۵-۵-۱-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید در ۰,۳۳ میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی ۰,۱۶ است و هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد. خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات بلوک بتنی کافی است از ۰,۲۵ بیشتر نشود، یعنی بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد.

۲- مطابق با قسمت ۲ بند ۷-۵-۵-۱-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در صورتی که در پایداری در برابر لغزش نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار لحاظ گردد باید از ضریب اطمینان ۲ استفاده شود.



بر اساس جدول ۷-۵-۴ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در مقابل لغزش در دیوار حائل وزنی		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
φ	0.7	0.9

دیوار حائل وزنی

دیوار حائل وزنی

کنترل ها

روش مجاز تنش

کنترل واژگونی

$M_h \leq M_d$

M_h

بارگذاری استاتیکی

$$M_h = \frac{1}{6} K_a \gamma H^3 L$$

بارگذاری لرزه ای

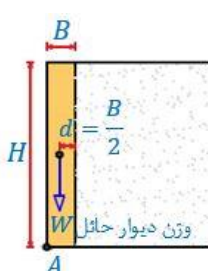
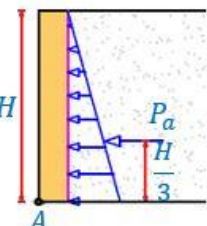
$$M_h = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 L (1 - K_v) - \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L$$

M_d

$M_d = \frac{\gamma_{بتن} \frac{B^2 H L}{2}}{F.S}$

$$M_d = \frac{W_{دیوار} \times d}{F.S} + \frac{1}{6} \frac{K_p \gamma H_p^3 L}{F.S}$$

در صورت وجود یک لایه خاک مقاوم جلوی دیوار حائل

شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
F.S	2	1.2

نکته: مطابق با قسمت ۱ بند ۷-۵-۱-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید در ۰,۳۳ میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی ۰,۱۶ است و هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد. خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات بلوک بتنی کافی است از ۰,۲۵ بیشتر نشود، یعنی بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد.

روش حدی

$M_h \leq M_d$

M_h

بارگذاری استاتیکی

$$M_h = \frac{1}{4} K_a \gamma H^3 L$$

بارگذاری لرزه ای

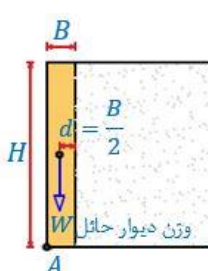
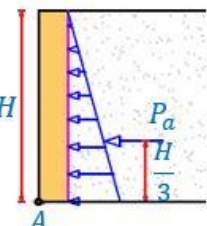
$$M_h = \frac{1}{6} K_a \gamma H^3 L + 0.84 \Delta P_{ae} x$$

M_d

$M_d = \varphi \left(\gamma_{بتن} \frac{B^2 H L}{2} \right)$

$$M_d = \varphi \left(W_{دیوار} \times d + \frac{1}{6} K_p \gamma H_p^3 L \right)$$

در صورت وجود یک لایه خاک مقاوم جلوی دیوار حائل

شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
φ	0.5	0.65

F_p : وزن دیوار

γ : وزن مخصوص غوطه وری خاک

d : نصف ضخامت دیوار

L : طول دیوار

ΔP_{ae} : اضافه نیروی دینامیکی ناشی از زلزله

k_a : ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک

F_p : نیروی مقاوم در مقابل لغزش

M_p : لنگر مقاوم در مقابل واژگونی

H_p : ارتفاع دیوار در حالت مقاوم

H_a : ارتفاع دیوار در حالت محرک

ΔP_{ae} : اضافه نیروی دینامیکی ناشی از زلزله

k_a : ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک

F_h : نیروی محرک برای ایجاد لغزش

M_h : لنگر محرک برای ایجاد واژگونی

k_p : ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم

N : عکس العمل قائم زمین (معمولا وزن دیوار)

δ : زاویه اصطکاک بین خاک و کف دیوار

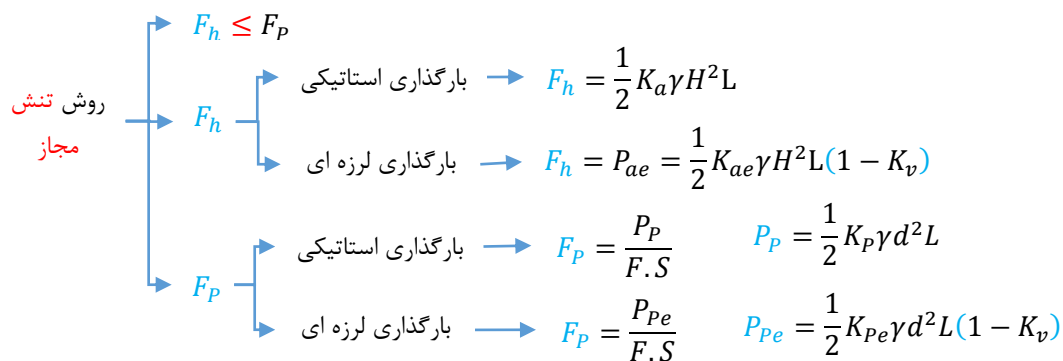
C_a : چسبندگی بین خاک و کف دیوار در واحد سطح آنها

Instagram: east_omran

تهیه کننده گان: مهندس عسگری-مهندس مهدی

Telegram: @east_omran

کنترل ها



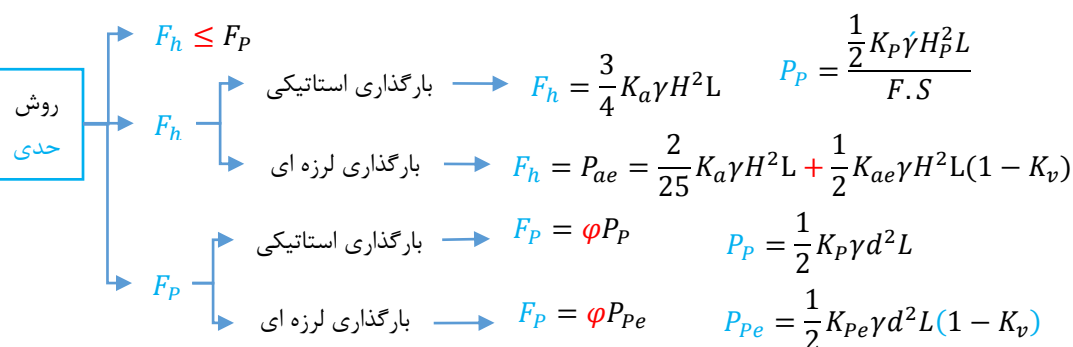
نکات:

۱- مطابق با قسمت ب بند ۷-۵-۱-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، **ضریب اطمینان لغزش** افقی حدود ۱,۵ تا ۲ برای فشار جانبی مقاوم جلوی سپر اعمال می شود تا مقدار نیروی مقاوم جلوی سپر کاهش یابد. این مقدار ضریب اطمینان برای خاک های تحکیم یافته باید بزرگتر از ۲ باشد.

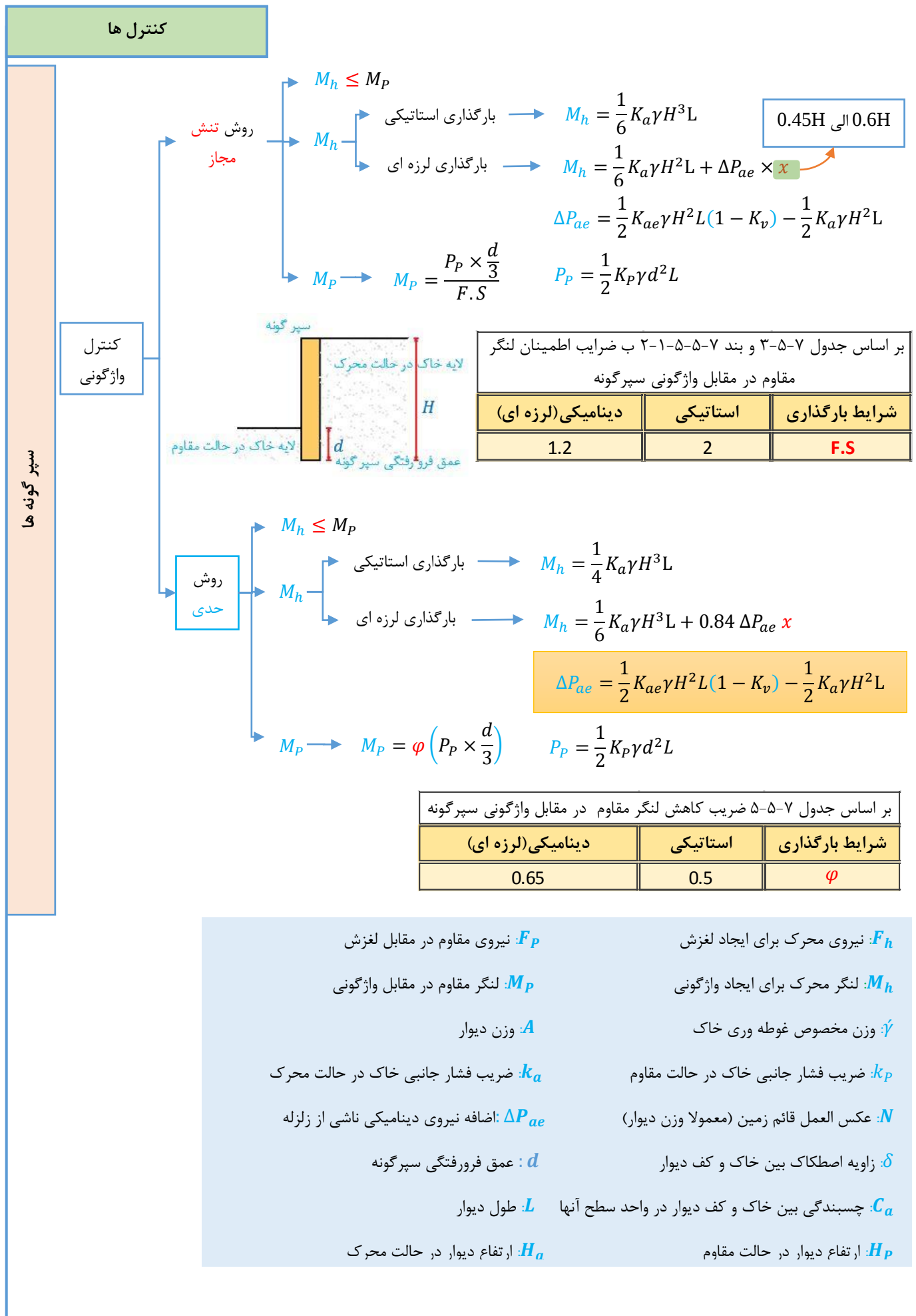
۲- مطابق با قسمت ج بند ۷-۵-۱-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، برای افزایش عمق گیرداری سپر در روش تنش مجاز، طول مورد نیاز نفوذ سپر در خاک، در ضریب ۱,۵ ضرب می شود.

۳- مطابق با بند ۷-۵-۱-۲-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، برای **ضریب اطمینان مهار**: در صورتی که دیوار سپری مهار شده باشد، جهت محاسبه باربری مجاز مهارهای تزریقی در سنگ و خاک به ترتیب از ضرایب اطمینان ۴ و ۳ استفاده شود. اگر میل مهار به شمع متصل باشد، آنگاه ضریب اطمینان شمع به کار می رود و اگر به سپر دیگر متصل باشد، ضریب اطمینان مشابه سپرها انتخاب می گردد.

۴- مطابق با بند ۷-۵-۱-۲-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان برای **ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف**: بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحا $\frac{\gamma H}{c} > 6$ باشد.



بر اساس جدول ۷-۵-۵ ضریب کاهش نیروی مقاوم در مقابل لغزش		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
ϕ	0.9	0.95



کنترل ها

بر اساس بند ۵-۷-۱-۳ الف ضرایب اطمینان کلی دیوارهای خاک مسلح		
شرایط بارگذاری	استاتیکی	دینامیکی (لرزه ای)
F.S	2	1.2

۱ ضریب اطمینان کلی →

۲ ضریب اطمینان ظرفیت باربری پی دیوار → $F.S = 2$

ضریب اطمینان تنش کششی مجاز مسلح کننده ها

فلزات → $F.S = 1.5$ تا 1.7

ژئوسینتتیک ها

$$1.5 \leq T_a = T_{ult} \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \leq 2.5$$

۳ ضریب اطمینان مسلح کننده ها

ضریب اطمینان بیرون کشیدن مهار مسلح کننده ها → $F.S = 1.5$

ضریب اطمینان اتصال بین مهار و نمای خاک مسلح کننده ها → $F.S = 1.5$

نکته:

مطابق با قسمت الف بند ۵-۷-۱-۳ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، ضرایب اطمینان مرتبط با پایداری خارجی این دیوارها مشابه ضرایب اطمینان دیوارهای صلب (وزنی-جدول ۵-۷-۳) می باشد. البته ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری پی دیوار برابر ۲ می باشد.

FS_{id} : ضریب احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱,۱ تا ۱,۵ با توجه به روش اجرا) T_a : تنش کششی مجاز

FS_{cd} : ضریب خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱,۵ با توجه به محیط) T_{ult} : تنش کششی نهایی

FS_{cr} : ضریب خزش (۱ تا ۳) با توجه به نوع مصالح FS_{bd} : ضریب فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱,۳)

۴ ضرایب کاهش نیروی مقاوم دیوارهای خاک مسلح

ضریب کاهش کلی → جدول ۵-۷-۴

ضریب کاهش مسلح کننده ها → جدول ۵-۷-۷

نکات:

۱- مطابق با بند ۵-۷-۲-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در روش حالات حدی در ترکیبات بارگذاری در شرایط زلزله، فقط اضافه فشار خاک هنگام زلزله به عنوان بخشی از نیروهای زلزله (E) لحاظ می گردد. در این حالت ترکیب بارگذاری، فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان بار مرده (D) محسوب می گردد.

۲- مطابق با مطابق با بند ۵-۷-۳-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در روش حالات حدی در ترکیبات بارگذاری در شرایط استاتیکی با حضور وزن خاک، کفایت فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان فشار خاک (H) لحاظ گردد.

کنترل ها

جدول ۷-۵-۴ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای وزنی

کنترل ها	لنگر مقاوم در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط لرزه ای	تعریف مقاومت
پایداری کلی	۰.۶۶	۰.۹۵	ممان یا نیروی مقاوم در برابر لغزش
ظرفیت باربری	۰.۴۵	۰.۶	ظرفیت باربری نهایی (q_u)
واژگونی	۰.۵	۰.۶۵	لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	۰.۷	۰.۹	نیروهای مقاوم در برابر لغزش افقی

جدول ۷-۵-۷

نوع پایدارسازی	کنترل ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه ای
مسلح کننده	مقاومت کششی تسمه فلزی	۰.۷۵	۰.۹۵
	مقاومت کششی مسلح کننده ژئو سنتتیک	۰.۹	۱.۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح کننده	۰.۹	۰.۹۵
	لغزش بین مسلح کننده و خاک	۰.۸	۰.۹۵

جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی
استاتیکی	۲	۱.۵	۳	۱.۵
لرزه ای	۱.۲	۱.۲	۲	۱.۳

جدول ۷-۵-۵ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای سپرگونه

کنترل ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه ای
پایداری کلی	۰.۶۶	۰.۹۵
ظرفیت باربری	۰.۵۵	۰.۷
واژگونی	۰.۵	۰.۶۵
لغزش	۰.۹	۰.۹۵
دیوار مھاری یا المان مقاوم	۰.۷۵	۰.۸۵
مقاومت کششی	۰.۸	۰.۸
مقاومت در برابر کشش	۰.۶۵ برای خاک و ۰.۵ برای سنگ	۰.۹ برای خاک و ۱ برای سنگ

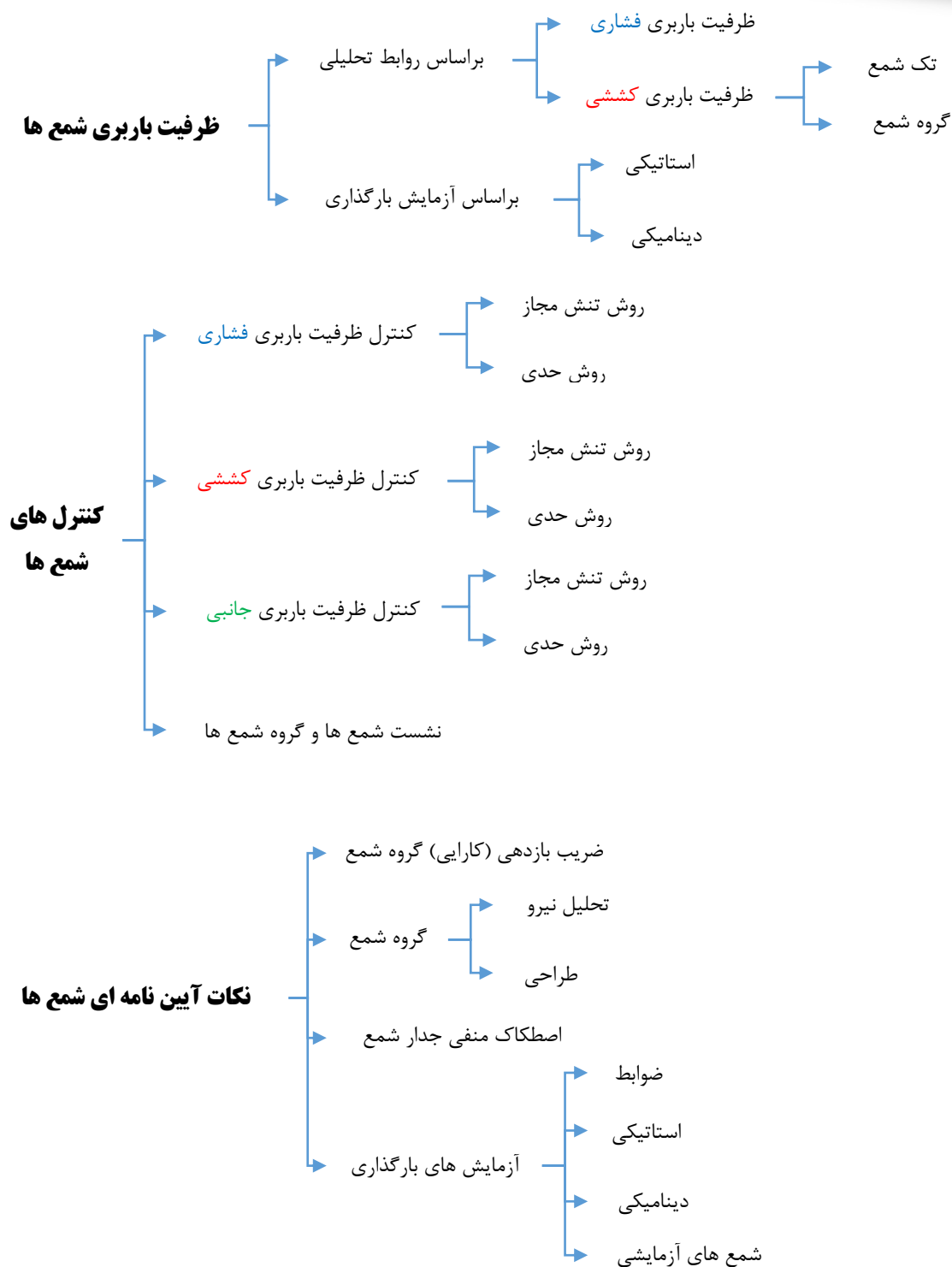
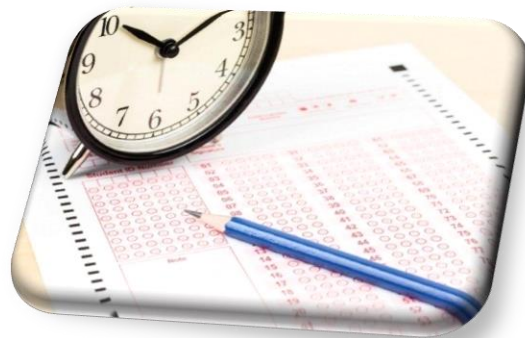
جدول ۷-۵-۶ ضرایب کاهش مقاومت شیروانی

کنترل ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه ای
پایداری کلی	۰.۶۶	۰.۸
ظرفیت باربری	۰.۵۵	۰.۶۵
لغزش	۰.۹	۰.۹۵

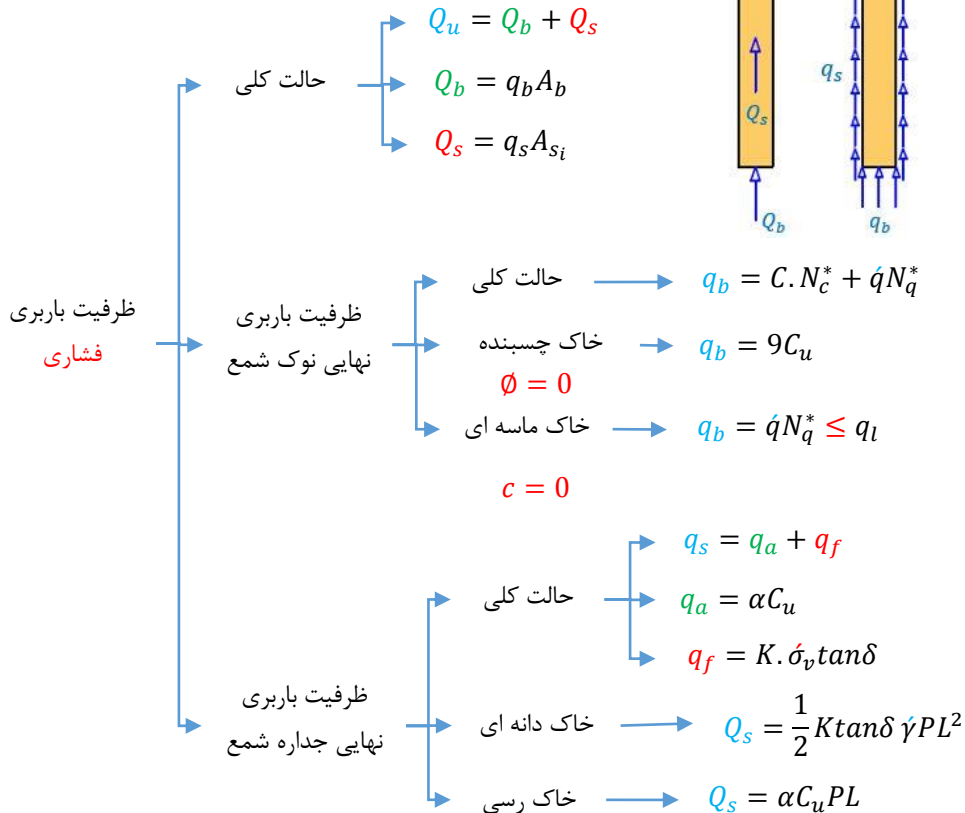
دیوارهای خاک مسلح (بند ۷-۵-۵-۷-۲)

خلاصه ای از جداول ضریب اطمینان و کاهش مقاومت دیوارهای حائل وزنی و سپر گونه ها

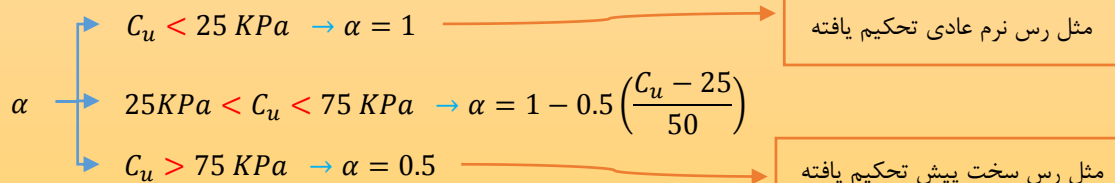
فصل ۶-۷ پی های عمیق



ظرفیت باربری شمع ها



$$Q_s = \sum_{i=1}^n (q_s A_{s_i})_i$$



نکات:

۱- مقدار K بین ضریب رانش خاک در حالت سکون (K_0) و ضریب رانش مقاوم (K_p) قرار دارد. هر چه خاک در شرایط اولیه متراکم تر و تغییر مکان افقی ناشی از اجرای شمع بیشتر باشد، K بزرگتر می شود. ضریب رانش در شمع نوک بسته بیشتر از شمع نوک باز است. همچنین اجرتی شمع به صورت درجا می تواند موجب کاهش K از K_0 شود. اگر شمع بلافاصله پس از حفاری اجرا گردد و خاک سست نشده باشد، مقدار K را می توان برابر با K_0 فرض کرد. همچنین اگر شمع به صورت کوبشی (پیش ساخته) باشد، مقدار K را می توان تقریباً برابر K_p در نظر گرفت.

۲- مقدار δ ، اغلب به صورت نسبی از مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) بیان می شود. مقادیری مثل ۰٫۳ تا ۰٫۷ مقدار ϕ برای δ رایج است.

۳- مطابق با بند ۷-۴-۱-۳ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در محاسبه مقاومت نوک شمع در مواردی که لایه ی ضعیفی در ژرفای کمتر از ۳ برابر قطر نوک شمع در زیر آن وجود دارد، باید ساز و کار گسیختگی سوراخ کننده را در محاسبات ظرفیت باربری منظور داشت.

ظرفیت باربری شمع ها

بر اساس روابط تحلیلی

ظرفیت باربری کششی
تک شمع

$$Q_{ut} = Q_{st}^* + W_{\text{شمع}} - F_{\text{uplift}}$$

از ظرفیت باربری جانبی شمع در حالت فشاری محاسبه می شود.

$$Q_{st}^* \rightarrow W_{\text{شمع}} = \gamma V$$

$$F_{\text{uplift}} = P_w A \quad P_w = \gamma_w h_w$$

مجموع ظرفیت باربری

$$R_{t1} = \frac{\sum_{i=1}^n (W_t + F_s - U_{\text{uplift}})_i}{F \cdot S}$$

$$R_{t2} = \frac{W_t^* + F_s^* - U_{\text{uplift}}^*}{F \cdot S}$$

$$R_t = \min\{R_{t1}, R_{t2}\}$$

$$Q_{st}^* = F_s =$$

اگر از روشی غیر از آزمایش بارگذاری استاتیکی استفاده شده باشد.

اگر از روش آزمایش بارگذاری استاتیکی استفاده شده باشد.

جدول ۶-۷ ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری (Q_{ut})	$F \cdot S$
فشاری	فقط روش تحلیل	3
		4
	آزمایش نفوذ مخروط	2.8
	آزمایش بارگذاری استاتیکی	2.2
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	2.5

$\dot{q} = \dot{\sigma} = \sigma - u$: تنش موثر در تراز نوک شمع

Q_u : ظرفیت باربری نهایی شمع (نیرو)

C : چسبندگی خاک

Q_s : ظرفیت باربری جداره شمع (نیرو)

C_u : چسبندگی زهکشی نشده خاک

Q_b : ظرفیت باربری نوک شمع (نیرو)

δ : زاویه اصطکاک شمع و خاک

q_b : مقاومت باربری نوک شمع

K : ضریب رانش افقی خاک

q_{si} : مقاومت باربری جداره شمع در لایه i

$\dot{\sigma}_v$: تنش موثر قائم خاک

A_b : مساحت موثر سطح قاعده نوک شمع

P : محیط شمع

A_{si} : مساحت موثر سطح جانبی شمع در لایه i

P_w : فشار آب در نوک شمع

$\tan \delta$: ضریب اصطکاک بین خاک و شمع

h_w : ارتفاع نوک شمع از سطح زمین

F_{uplift} : نیروی ناشی از فشار آب وارد بر نوک شمع

ظرفیت باربری شمع ها

بر اساس آزمایش بارگذاری

استفاده از آزمایش بارگذاری استاتیکی

در بند ۷-۶-۴-۱-۵ مبحث هفتم می خوانیم:

در مواردی که آزمایش بارگذاری شمع انجام می شود، ظرفیت باربری طراحی را باید با نتایج این آزمایش تدقیق نمود در این موارد باید به نکات زیر توجه داشت:

(الف) نتایج آزمایش بارگذاری شمع در یک ساختگاه تنها با شرایط اجرای یکسان (شمع های آزمایشی) و (شمع های اصلی) قابل استفاده است.

(ب) قطر و طول های شمع های آزمایشی باید تا حد امکان با قطر شمع های اصلی یکسان باشد. در صورت اختلاف بین قطرهای این دو، نسبت قطر شمع آزمایشی به شمع اصلی نباید کمتر از نیم باشد.

(پ) تعیین ظرفیت باربری طراحی از روی منحنی نیرو - نشست باید براساس یک روش معتبر انجام شود.

استفاده از آزمایشی دینامیکی

در بند ۷-۶-۴-۱-۶ مبحث هفتم می خوانیم:

(الف) نتایج بارگذاری دینامیکی شمع ها می تواند در تعیین ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گیرد، مشروط بر آنکه اولاً مطالعه ژئوتکنیک کاملی برای ساختگاه انجام شده باشد، ثانیاً نتایج این آزمایش ها با آزمایش های استاتیکی بر روی شمع های مشابه به لحاظ نوع، طول، سطح مقطع و در شرایط خاک مشابه، کالیبره شده باشد.

(ب) نتایج آزمایش های دینامیکی همواره باید در ارتباط و مقایسه با یکدیگر مورد استفاده قرار گیرد، این آزمایش ها را می توان به عنوان روشی برای تعیین یکنواختی عملکرد شمع ها به کار گرفت و از آنها برای تشخیص شمع های ضعیف، مسئله دار و آسیب دیده نیز استفاده نمود.

کنترل شمع ها

روش تنش مجاز

$$R_c \geq F_c$$

$$R_c = Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S} = \frac{Q_s + Q_b}{F.S}$$

$$F_c = D_L + L_L$$

جدول ۷-۶-۱ ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)		
نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری (Q_{ult})	$F.S$
فشاری	فقط روش تحلیل	کوبشی
		درجا ریز
	آزمایش نفوذ مخروط	
	آزمایش بارگذاری استاتیکی	
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	

نکات:

۱- مطابق با بند ۷-۶-۷-۱-۵ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، عدد ضریب اطمینان ۲٫۲ مربوط به آزمایش های بارگذاری استاتیکی در جدول بالا به شرطی قابل استفاده است که شمع با بار گسیختگی بارگذاری شده باشد.

۲- مطابق با بند ۷-۶-۷-۱-۶ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، به شرط انجام آزمایش های بارگذاری علاوه بر شمع های آزمایشی، بر روی تعدادی یا درصدی از شمع های اصلی، می توان ضریب اطمینان را تا ۲ کاهش داد. نوع آزمایش، تعداد یا درصد آن و ترکیب آزمایش های مختلف با نظر مشاور ذیصلاح باید مشخص گردد.

۳- مطابق با بند ۷-۶-۶-۴-۴ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، از روش شمع های کاهنده نشست (پی-شمع) برای طراحی استفاده شود، نیازی به کنترل ضریب اطمینان ظرفیت باربری شمع های منفرد نیست. اما ضریب اطمینان مناسب سرشمع (پی گسترده) باید تامین شده باشد.

۴- مطابق با بند ۷-۶-۷-۱-۷ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، از آن جا که در روش های کاهنده نشست، شمع ها برای تامین شرایط بهره برداری به کار می روند نیازی به اعمال ضرایب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (تنش مجاز) و یا اعمال ضرایب بار و مقاومت (حالت حدی نهایی) نیست.

Q_{ult} : ظرفیت باربری نهایی فشاری شمع (این پارامتر از بخش قبل بدست می آید).

F_c : بار فشاری طراحی

R_c : باربری فشاری شمع

روش حدی

$$R_c \geq F_c$$

$$R_c = \varphi Q_{ult} = \varphi (Q_s + Q_b)$$

$$F_c = 1.2D_L + 1.6L_L$$

جدول ۷-۶-۲ ضریب کاهش مقاومت فشاری شمع در شرایط استاتیکی (روش حدی نهایی)		
نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری (Q_{ult})	φ
فشاری	فقط روش تحلیل	کوبشی
		درجا ریز
	آزمایش نفوذ مخروط	
	آزمایش بارگذاری استاتیکی	
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	

کنترل شمع ها

روش تنش مجاز

$$R_t \geq F_t$$

$$R_t = \frac{W_t + F_s - U_{uplift}}{F.S} = Q_{t\ all}$$

$$F_t = D_L + L_L$$

جدول ۶-۷ ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری (Q_{ult})	$F.S$
فشاری	فقط روش تحلیل	3
		4
	آزمایش نفوذ مخروط	2.8
	آزمایش بارگذاری استاتیکی	2.2
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	2.5

روش حدی

$$R_t \geq F_t$$

$$R_t = \varphi (W_t + F_s - U_{uplift})$$

$$F_c = 1.2D_L + 1.6L_L$$

$Q_{st}^* = F_s$	اگر از روشی غیر از آزمایش بارگذاری استاتیکی استفاده شده باشد.	$(0.7 \sim 0.85) Q_s$ فشاری
	اگر از روش آزمایش بارگذاری استاتیکی استفاده شده باشد.	Q_s فشاری

جدول ۶-۷ ضریب کاهش مقاومت فشاری شمع در شرایط استاتیکی (روش حدی نهایی)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری (Q_{ult})	φ
فشاری	فقط روش تحلیل	0.35
		0.45
	آزمایش نفوذ مخروط	0.5
	آزمایش بارگذاری استاتیکی	0.65
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	0.55

 F_t : بار محوری کششی طراحی R_t : باربری کششی شمع W_t : وزن شمع ها و وزن بلوک خاک (در گروه شمع) F_s : مقاومت اصطکاک جداره شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه شمع) U_{uplift} : برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالا برنده در زیر بلوک خاک $Q_{t\ all}$: ظرفیت باربری مجاز کششی شمع

کنترل شمع ها

نکات:

۱- مطابق با بند ۶-۷-۴-۳-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در تعیین ظرفیت باربری شمع های کششی، دو نوع ساز و کار گسیختگی باید در نظر گرفته شود:

الف- بیرون آمدن شمع ها از زمین به صورت منفرد

ب- بالا آمدن بلوک زمین حاوی گروه شمع

۲- مطابق با بند ۶-۷-۴-۳-۴ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در تعیین ظرفیت باربری بلوک خاک باید کوچکترین دو مقدار ظرفیت باربری کششی گروه شمع و مجموع ظرفیت باربری کششی شمع ها در نظر گرفته شود.

R_t : باربری کششی شمع

n : تعداد شمع های گروه است.

W_t : وزن شمع ها و وزن بلوک خاک (در گروه شمع)

W_t^* : مجموع وزن های شمع های گروه و خاک قرار گرفته در میان آن هاست.

F_s : مقاومت اصطکاک جداره شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه شمع)

F_s^* : مقاومت اصطکاکی وارد بر بدنه ی بلوک گروه شمع است.

U_{uplift} : برابند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالا برنده در زیر بلوک خاک

U_{uplift}^* : فشار آب وارد بر زیر بلوک گروه شمع می باشد.

کنترل شمع ها

روش تنش مجاز

$$\begin{aligned} R_{tr} &\geq F_{tr} \\ R_{tr} &= \frac{Q_{tr}}{F.S} \\ F_{tr} &= D_L + L_L \end{aligned}$$

بر اساس جدول ۷-۶-۲ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)		
نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	$F.S$
جانبی	فقط روش تحلیل	2.5
	آزمایش استاتیکی (جانبی)	2

روش حدی

$$\begin{aligned} R_{tr} &\geq F_{tr} \\ R_{tr} &= \varphi Q_{tr} \\ F_{tr} &= 1.2D_L + 1.6L_L \end{aligned}$$

بر اساس جدول ۷-۶-۱ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (روش حدی)		
نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	φ
جانبی	فقط روش تحلیل	0.55
	آزمایش استاتیکی (جانبی)	0.7

نکات:

- ۱- مطابق با بند ۷-۶-۵-۲-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در ارزیابی تغییرمکان جانبی بالای شمع ها باید سختی زمین، سختی خمشی هر یک از شمع ها، گیرداری شمع ها در سر شمع، اثر گروهی شمع ها و همچنین اثر رفت و برگشت بارها در نظر گرفته شود.
- ۲- مطابق با بند ۷-۶-۵-۲-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، پاسخ شمع ها تحت بار جانبی بطور کامل غیر خطی بوده و روش هایی که از فرض خطی بودن رفتار خاک استفاده می کنند، فقط در صورتی که حداکثر تغییرشکل جانبی شمع کوچک بوده (کمتر از ۱ درصد قطر)، مصالح شمع رفتار خطی داشته و بارگذاری یک طرفه (نه رفت و برگشتی) باشد، قابل استفاده خواهند بود.
- ۳- مطابق با بند ۷-۶-۵-۲-۳ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، از روش منحنی های P-Y می توان در تحلیل استفاده نمود، به شرط آنکه از منحنی های مناسب برای خاک های اصطکاکی و چسبنده استفاده گردد.
- ۴- مطابق با بند ۷-۶-۵-۲-۴ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در آزمایش بارگذاری جانبی باید مدل تحلیلی برای شرایط آزمایش با تحلیل برگشتی صحت سنجی شود. در گروه شمع با سر شمع صلب و اتصال گیردار، پس از صحت سنجی مدل تحلیلی برای شمع با سر آزاد، باید منحنی نیرو-جابجایی شمع با سر گیردار تحلیل شود.

Q_{tr} : ظرفیت باربری نهایی جانبی شمع (سوال این پارامتر را می دهد).

R_{tr} : مقاومت جانبی شمع

F_{tr} : بار جانبی طراحی

کنترل شمع ها

نشست شمع و گروه شمع

نکات:

۱- مطابق با بند ۷-۶-۲-۲-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، ضمن توجه به عملکرد سازه، باید در نظر داشت که مقادیر مجاز نشست برای شمع تک مشابه پی منفرد و برای گروه شمع مشابه پی گسترده در نظر گرفته می شود.

۲- مطابق با بند ۷-۶-۴-۲-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، محاسبه نشست شمع ها می تواند هر یک از موارد زیر را شامل شود:
الف- نشست شمع های منفرد

ب- نشست اضافی ناشی از عملکرد گروهی شمع ها

۳- مطابق با بند ۷-۶-۴-۲-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، در تحلیل گروه شمع در خاک ریزدانه باید به اثر زمان بر نشست کل مانند تحکیم و خزش خاک توجه داشت.

۴- مطابق با بند ۷-۶-۶-۲-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، تخمین اولیه نشست گروه شمع را می توان با فرض پی گسترده معادل تخمین زد. عمق پی گسترده معادل باید با توجه به نسبت باربری نوک و جدار شمع تعیین گردد.

۵- مطابق با بند ۷-۶-۶-۲-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، محاسبه نهایی نشست گروه شمع با مدلسازی خاک با فنر (مدل وینکلر) قابل قبول نیست، زیرا این روش برای محاسبه نشست دقت ندارد. باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندکشی های مختلف بین شمع، خاک و سرشمع انجام گیرد.

جدول ۷-۴-۲ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	نشست مجاز (mm)	
		یکنواخت	غیر یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	25	20
	شبکه ای و گسترده	50	20
رس	منفرد و نواری	65	25
	شبکه ای و گسترده	65-100	25

نکات آیین نامه ای شمع ها

$$\eta = \frac{Q_g}{\sum Q_u}$$

ضریب بازدهی (کارایی) گروه شمع

نکته:

اگر فاصله ی مرکز تا مرکز شمع ها (S) بیشتر از ۸ برابر قطر شمع (D) باشد، آنگاه عملکرد گروهی قابل نظر است.

مطابق با بند ۷-۶-۶-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، ضریب بازدهی گروه شمع بستگی به فاصله و قطر شمع ها، نوع خاک و روش اجرای شمع دارد.

η : ضریب کارایی گروه شمع

Q_g : ظرفیت باربری نهایی گروه شمع

Q_u : ظرفیت باربری نهایی هر شمع به تنهایی بدون اثر گروه

نکات آیین نامه ای شمع ها

تحلیل نیروها در گروه شمع

در بند ۷-۶-۳ مبحث هفتم می خوانیم:

تحلیل نیروها در گروه باید به منظور تعیین سهم نیروها و لنگرهای وارد بر هر شمع در گروه و همچنین توزیع نیرو و لنگر در سر شمع انجام گیرد.

۷-۶-۶-۱ طرح جهت سادگی می تواند سهم باربری خاک زیر سر شمع گسترده را در نظر نگیرد، اما تحلیل دقیق با در نظر گرفتن سهم سر شمع برای طراحی بهینه توصیه می شود.

۷-۶-۶-۲ در تحلیل گروه شمع با لحاظ کردن سهم باربری خاک می توان خاک زیر پی گسترده (سر شمع) را به صورت فنر در نظر گرفت، ولی باید ضرایب اندرکنش بین فنرها لحاظ گردد. خاک اطراف شمع در هر عمق با ۳ فنر تحلیل می شود. در این صورت رفتار فنر قائم زیرنوک شمع (Q-Z)، فنرهای قائم اصطکاکی جدار شمع (t-Z) و فنرهای افقی در جدار شمع (P-Y) و به ویژه مقدار سختی آنها باید براساس اندازه گیری در ساختمان پروژه یا داده های تجربی قابل قبول از سایتها و شمع های مشابه تعیین گردد.

۷-۶-۶-۳ علاوه بر تحلیل های بندهای ۷-۶-۶-۱ و ۷-۶-۶-۲ تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم افزارهای عددی صحت سنجی شده، در ساختمانهای با اهمیت زیاد و بسیار زیاد و با تعداد طبقات بیشتر از ۳ طبقه و ساختمان های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات بیشتر از ۸ طبقه ضروری است.

طراحی گروه شمع :

در بند ۷-۶-۴ مبحث هفتم می خوانیم:

۷-۶-۴-۱ طراحی طبق این مقررات با روشهای سنتی و همچنین روش شمع های کاهنده نشست (موسوم به پی - شمع) به شرح مندرج در بند ۷-۶-۴-۳ قابل قبول است.

۷-۶-۴-۲ اگر ظرفیت باربری پی گسترده (سر شمع) مستقر بر گروه شمع برای تحمل بارهای وارد کافی نباشد، آنگاه باید بار وارد بر هر شمع با تحلیل مشخص شود و ابعاد هر شمع چنان تعیین گردد که بار وارده را تحمل کند. برای تحلیل گروه شمع در این حالت می توان از هر دو روش مندرج در بند ۷-۶-۴-۳ استفاده کرد.

۷-۶-۴-۳ اگر ظرفیت باربری مجاز پی گسترده (سر شمع) مستقر بر گروه شمع کافی باشد، ولی نشست بیش از مقدار مجاز باشد، آنگاه عملکرد پی گسترده با اضافه کردن تعدادی شمع بهبود می یابد. تعداد شمع ها چنان در نظر گرفته می شود که نشست سر شمع را به مقدار مجاز برسانند. برای تحلیل در این روش طراحی، باید نقش سر شمع و خاک زیر آن در نظر گرفته شود. استفاده از مدل تحلیلی مناسب که رفتار و سختی خاک و شمع و اندرکنش بین آنها به نحو مناسبی در آن لحاظ شده و با اندازه گیری های میدانی تدقیق شده باشد ضروری است.

۷-۶-۴-۴ از آنجا که در روش شمعهای کاهنده نشست، شمع ها برای تأمین شرایط بهره برداری به کار می روند نیازی به اعمال ضرایب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (روش تنش مجاز) و یا اعمال ضرایب بار و مقاومت (حالت حدی نهایی) نیست.

نکات آیین نامه ای شمع ها

۱- زمانی که نشست شمع بیشتر از نشست خاک مجاور آن باشد، نیروی اصطکاک از شمع به زمین وارد می شود ولی اگر نشست خاک اطراف شمع بیشتر از تغییر مکان شمع باشد، اصطکاک منفی به وجود می آید که در این صورت بار از زمین به شمع وارد می شود.

مطابق با بند ۶-۷-۳-۲-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان،

الف- در یک گروه شمع، حداکثر نیروی اصطکاک منفی جدار با استفاده از تنش ناشی از سربار اطراف گروه شمع که موجب نشست شده و همچنین با منظور کردن تغییرات فشار آب زیر زمینی مربوط به نوسانات سطح آب، تحکیم و یا کوبش شمع های مجاور، باید محاسبه گردد.

ب- افزایش نیروی محوری در شمع ناشی از اثر اصطکاک منفی و مقدار حداکثر آن در تراز صفحه خنثی باید در طرح سازه ای شمع لحاظ گردد.

پ- لحاظ کردن نیروی اصطکاک منفی در ظرفیت باربری صرفا با توجه به مقایسه نشست ایجاد شده ناشی از کل نیروها به نشست مجاز انتخاب میگردد.

۲- مطابق با بند ۶-۷-۳-۲-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، بالا آمدگی زمین می تواند ناشی از باربرداری، حفاری، یخبندان، فرو بردن شمع های مجاور، افزایش درصد رطوبت زمین در اثر کندن درختان، افزایش سطح آب زیرزمینی یا جلوگیری از تبخیر آب (بر اثر ساختمان سازی جدید) و غیره باشد که باید فشار بالابرنده و سایر نیروهای اضافه وارده بر شمع در طراحی لحاظ گردند.

۳- حرکات جانبی زمین موجب اعمال بارهای جانبی بر روی شمع ها می شود. این بارها در مواردی که یک یا ترکیبی از شرایط زیر رخ دهد باید در طراحی لحاظ شوند:

الف- سربارهای با مقادیر متفاوت بر روی دو وجه مقابل یک شمع اعمال گردد.

ب- حفاری با تراز متفاوت بر روی دو وجه مقابل یک شمع اعمال گردد.

پ- شمع در جوار یک خاکریز قرار گیرد.

ت- شمع در زمین شیب داری که خاک آن در حال خزش است اجرا شود.

ث- وقتی تغییر مکان جانبی زمین و شمع وجود داشته باشد.

نکات آیین نامه ای شمع ها

ضوابط:

در بند ۷-۸-۶ مبحث هفتم می خوانیم:

آزمایش بارگذاری شمع باید تا سطح باری ادامه یابد و تحت شرایطی انجام شود که بتوان ظرفیت باربری، رابطه نیرو - تغییر شکل و ضریب سختی شمع را بر اساس نتایج آن استخراج کرد. همچنین بتوان کیفیت شمع های اجرا شده و امکانات اجرای شمع را کنترل و ارزیابی نمود. آزمایش های بارگذاری شمع ها در وضعیت های زیر باید انجام شوند:

الف) در مواردی که از نوع شمع یا روش نصبی استفاده می شود و نتایج مطالعات یا تجربه فعلی بر روی آنها در خاک مشابه و یا شرایط بارگذاری مشابه در دست نمی باشد.

ب) در مواردی که از سیستم شمعی استفاده می شود و تجربه اجرایی آن در منطقه احداث طرح وجود ندارد.

پ) در مواردی که شمع ها تحت شرایط بارگذاری خاص قرار می گیرند و به لحاظ تئوری و تجربی، اطمینان کافی در تحلیل آنها وجود ندارد.

ت) در مواردی که مشاهدات به عمل آمده در حین نصب شمع ها در محل، از آنچه براساس تئوری و تجربه قبلی پیش بینی می شده، تفاوت نامناسب قابل توجهی دارد و با بررسی های اضافی خاک نتوان دلایل آن را روشن کرد.

آزمایش های بارگذاری استاتیکی:

در بند ۷-۶-۸-۱ مبحث هفتم می خوانیم:

۷-۶-۸-۱-۱ آزمایش های بارگذاری استاتیکی شامل آزمایش بارگذاری فشاری، آزمایش بارگذاری کششی و آزمایش بارگذاری جانبی می باشد و باید طبق استاندارد ملی یا بین المللی معتبر مصوب که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد انجام پذیرد. |

۷-۶-۸-۱-۲ روش آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع باید با توجه به تعداد دفعات بارگذاری و مدت زمان آنها و کاربرد بارگذاری دوره ای، چنان باشد که از نتایج آن بتوان رفتار شمع به لحاظ تغییر شکل ها، خزش، سختی و چگونگی بازگشت تغییر شکل های ارتجاعی را استخراج نمود.

۷-۶-۸-۱-۳ آزمایش بارگذاری شمع ها در کشش معمولاً تا حد گسیختگی ادامه داده میشود. برون یابی بار-جابه جایی در آزمایش های کششی، مخصوصاً در موارد بارگذاری های کوتاه مدت نباید انجام شود.

۷-۶-۸-۱-۴ راستای نیروهای کششی یا فشاری در آزمایش شمع ها تحت نیروی محوری باید منطبق بر محور طولی آنها باشد.

در بند ۷-۶-۸-۳ مبحث هفتم نیز می خوانیم:

بار وارده به شمعهای اصلی مورد آزمایش در آزمایش بارگذاری استاتیکی باید حداقل ۱,۵ برابر بار طراحی افزایش داده شود.

نکات آیین نامه ای شمع ها

آزمایش های بارگذاری دینامیکی

در بند ۷-۶-۸-۲ مبحث هفتم می خوانیم:

۷-۶-۸-۲-۱ چنانچه آزمایش دینامیکی شمع در شرایط کوبش اولیه انجام شود، نتایج برای تعیین عمق مدفون مناسب شمع، ارزیابی تجهیزات و ملحقات کوبش و کنترل سلامت و یکپارچگی شمع مفید است. برای تعیین ظرفیت باربری باید مطابق بند ۷-۶-۸-۲-۲ عمل کرد.

۷-۶-۸-۲-۲ برای تعیین ظرفیت باربری باید آزمایش کوبش مجدد به فاصله زمانی مناسب از کوبش اولیه انجام گردد تا اثرات گیرش یا رهائی خاک لحاظ گردد. فاصله زمانی مناسب از کوبش اولیه شمع برای آزمایش کوبش مجدد به شرایط زهکشی خاک بستگی دارد. در خاک های دانه ای حداقل ۲۴ ساعت و خاکهای ریزدانه حداقل یک هفته لازم خواهد بود.

۷-۶-۸-۲-۳ چنانچه فرصت کافی یا امکان کوبش مجدد فراهم نباشد، می توان با روابط تئوریک و بر حسب تجربیات قبلی منطقه اجرا، اثرات گیرش یا رهایی خاک بر افزایش یا کاهش ظرفیت باربری را ارزیابی نمود.

۷-۶-۸-۲-۴ آزمایش کنترل یکپارچگی شمع با دامنه کرنش کم را می توان برای ارزیابی کیفیت شمع های اجرا شده استفاده نمود. به ویژه انجام این آزمایش در کنترل کیفیت شمع های بتنی درجاریز ضروری است. این آزمایش باید طبق استاندارد معتبری که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد انجام گردد.

شمع های آزمایشی

در بند ۷-۶-۸-۳ مبحث هفتم می خوانیم:

۷-۶-۸-۳-۱ در انتخاب نوع و تعداد «شمع های آزمایش» مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید موارد مختلفی از جمله شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه، تعداد و اهمیت سازه های اجرائی، شواهد و مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع های مشابه در ساختگاه های مشابه و تعداد کل و نوع شمع مورد نیاز در طرح در نظر گرفته شود.

۷-۶-۸-۳-۲ قبل از برنامه ریزی اجرای شمع های آزمایشی، شرایط زمین و لایه بندی خاک در ساختگاه باید طور کامل بررسی شده باشد. عمق گمانه های حفاری آزمایش باید به حدی باشد که نسبت به شرایط در اطراف نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی ها باید تا عمق حداقل ۴ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.

۷-۶-۸-۳-۳ چنانچه تنها یک آزمایش بارگذاری انجام شود، محل آن باید در جایی پیش بینی شود که خاک نامناسب ترین شرایط را دارد. در غیر این صورت این موضوع باید در پارامترهای خاک مربوط به تعیین ظرفیت باربری شمع به نحو مناسبی در نظر گرفته شود.

۷-۶-۸-۳-۴ چنانچه دو یا چند آزمایش بارگذاری انجام می شود، محل های آنها باید در مکان هایی پیش بینی شود که خاک دارای شرایط عمومی محل باشد و یکی از این آزمایش ها تا حد امکان در محلی که مناسب ترین شرایط برای خاک پیش بینی می شود، اجرا گردد.

۷-۶-۸-۳-۵ مدت زمان در نظر گرفته شده بین نصب شمعهای آزمایشی و انجام آزمایش ها باید به اندازه ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه های خود را به دست آورده باشد و فشار آب حفرهای اضافی (تغییر کرده در اثر اجرای شمع) به وضعیت اولیه خود بازگشته باشد.

۷-۶-۸-۳-۶ حتی الامکان باید شمع آزمایشی تا حد گسیختگی خاک بارگذاری گردد تا نتایج در تدقیق ظرفیت باربری قابل استفاده باشد.

۷-۶-۸-۳-۷ چنانچه بر روی شمع آزمایشی هم آزمایش بارگذاری دینامیکی و هم آزمایش بارگذاری استاتیکی مد نظر باشد، باید فاصله زمانی در آزمایش به حدی باشد که تغییرات در خاک و زمین ناشی از عملیات آزمایش اول (مانند تغییرات فشار آب حفره ای و دستخوردگی خاک) حتی الامکان از بین رفته باشد و شرایط خاک به حالت اولیه خود بازگشته باشد.