

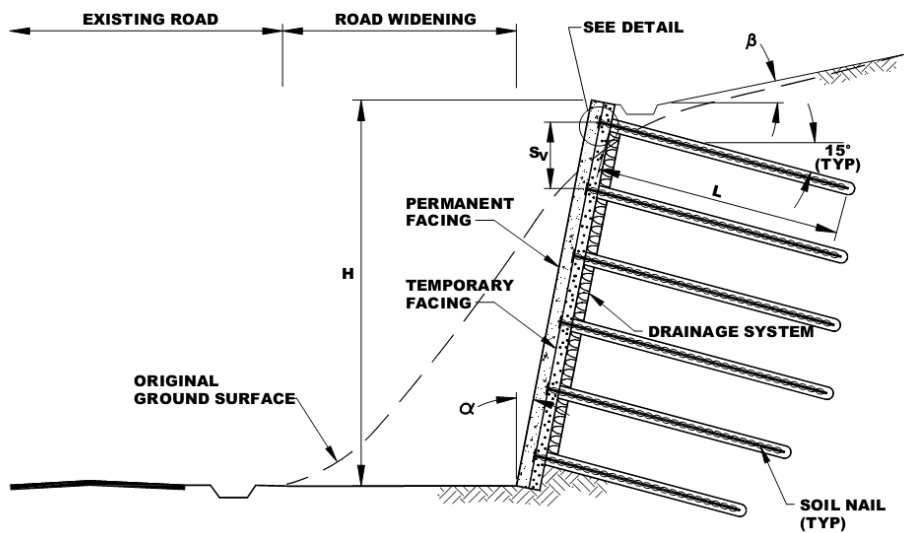
دیوار های میخ گذاری شده در خاک

Soil Nail Walls

تألیف: دکتر کارلوس لزرت؛ مهندس ویکتور الیاس؛ دکتر آر دیوید اسپینوزا؛ دکتر پاول

جی ساباتینی

((اداره ی امور بزرگراه های فدرال))



(ویرایش دوم ترجمه)

ترجمه:

کارشناس ارشد ژئوتکنیک

مهندس علی جلالی مارنانی

کارشناس ارشد ژئوتکنیک

مهندس سید محسن امام زاده واقفی

کارشناس ارشد ژئوتکنیک

مهندس احسان مختاری

کارشناس ارشد ژئوتکنیک

مهندس علیرضا ستوده فر

چکیده: این نوشتار، اطلاعاتی درباره ی تحلیل، طراحی، و ساخت دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، در کاربرد های بزرگراهی، ارائه می دهد. هدف اصلی، فراهم نمودن روش ها و رهنمودهای استوار و ساده برای شاغلین در این زمینه، که به آنان امکان تحلیل، طراحی، و ساخت ایمن و اقتصادی را بدهد. تمرکز اصلی روی تکنیک های میخ گذاری در خاک می باشد که در آمریکا در اجرا رایج است. محتویات این کتاب شامل موارد زیر است: دیباچه، فصلی درباره ی موارد کاربرد و امکان اجرا، توصیفات و رهنمودهایی برای آزمون های صحرایی و آزمایشگاهی در کاربرد های میخ گذاری در خاک، توضیحاتی درباره ی رویه ی معمول در آمریکا، تحلیل و طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، فصلی درباره ی شیوه ی متعاقد و مشخصات فنی و مثال های طراحی. به دلیل محبوبیت روش طراحی تنش مجاز ASD (که به طراحی بار سربس SLD هم مشهور است) بین شاغلین، روش ارائه شده در این نوشتار نیز، بر اساس همان می باشد.

واژگان کلیدی: میخ گذاری در خاک ، دیوار های میخ گذاری شده در خاک ، آزمایش میخ گذاری در خاک ، شاکریت ، طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک ، مشخصات میخ گذاری در خاک

فصل ۱: دیباچه

هدف

این آئین نامه ی اجرایی، اطلاعاتی برای گزینش، تحلیل، طراحی، و ساخت دیوار های میخ گذاری شده در خاک، را در کاربرد های بزرگراهی، با استفاده از روش طراحی تنش مجاز، ارائه می دهد. مخاطبان این نوشتار، متخصصان ژئوتکنیک، سازه، کارشناسان طراحی و ساخت بزرگراه، که در سیستم های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، درگیر هستند، می باشند. هدف ابتدائی این نوشتار، فراهم کردن اطلاعات کافی برای شاغلین، برای تسهیل استفاده ی ایمن و ارزان از دیوار های دائمی میخ گذاری شده در خاک، در پروژه های مرتبط با حمل و نقل، می باشد.

این نوشتار، اطلاعاتی درباره ی تاریخچه، تشریح سیستم دیوار های میخ گذاری شده در خاک، رویه ی طراحی گام به گام، چارت های طراحی ساده شده، مشخصات عمومی ساخت، ارائه می دهد. نوشتار با مثال جزء به جزء طراحی دیوار میخ گذاری شده در خاک، به پایان می رسد. این نوشتار، اطلاعاتی مکفی درباره ی طراحی مطمئن دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در محدوده ی وسیعی از شرایط زمین، ارائه می دهد. محدودیت های مربوط به استفاده از این سیستم در شرایط زمین حاشیه ای، نیز ارائه شده است. هدف اطلاعات فراهم شده در این باره، ارائه ی یک روش تجویزی نیست؛ بلکه در پروژه های خاص، این اطلاعات بایستی همراه قضاوت مهندسی خوب به کار روند.

پیشینه

خاستگاه دیوار های میخ گذاری شده در خاک

منشأ میخ گذاری در خاک می تواند تا سیستم پشتیبان برای حفاری زیرزمینی در سنگ، منتسب به روش جدید تونل زنی اطریشی، ردیابی شود (ربسویچ ۱۹۶۴، ۱۹۶۵). این روش تونل زنی شامل نصب آرماتور فولادی انفعالی (یعنی پیش تنیده (مثل مهار های زمین) نمی باشد) در سنگ می باشد، که با اجرای شاتکریت مسلح دنبال می شود. راه کار ترکیب کردن آرماتور فولادی انفعالی با شاتکریت از اوایل دهه ی ۱۹۶۰ در تثبیت شیب های سنگی به کار برده شده است (مثل لنگ ۱۹۶۱). تکنیک تکیه گاه زمین، بر روی بسیج مقاومت کششی آرماتور فولادی در تغییر شکل های نسبتاً کوچک زمین احاطه کننده، تکیه دارد. این تکیه گاه با پیوستگی شاتکریت، تسهیل می شود. وقتی به جای سنگ، ترکیب آرماتور انفعالی و شاتکریت، به سنگ اعمال شود، میخ گذاری در خاک، نامیده می شود.

یکی از اولین کاربردهای میخ گذاری در خاک به سال ۱۹۷۲ برای یک پروژه ی پهن سازی راه آهن نزدیک ویرسایلز فرانسه بود، که در آن یک شیب خاک برداری شده در ماسه توسط میخ گذاری در خاک تثبیت شد (رابجاک و تادیک، ۱۹۷۴). چونکه این روش ارزان بود و ساخت، تندتر از سایر شیوه های تکیه گاهی متداول انجام

می گرفت، افزایشی در استفاده از میخ گذاری در خاک، در فرانسه و سایر نقاط اروپا رخ داد. در آلمان اولین کاربرد این روش در سال ۱۹۷۵ بود (استاکر و همکاران، ۱۹۷۴). اولین برنامه ی عمده ی پژوهش در باره ی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در خلال سال های ۱۹۷۵ تا ۱۹۸۱ توسط دانشگاه کارلسروهه و شرکت ساختمانی باور بر عهده گرفته شد. این برنامه ی کاوش، آزمایش تمام مقیاس دیوارهای آزمایشگاهی با تنوعی در پیکربندی و گستره ای از روش های تحلیل که در ساخت استفاده شده بودند را شامل می شد (گاسلر و گوداهس، ۱۹۸۱؛ اسکلاسر و آترینر، ۱۹۹۱). در فرانسه پژوهش دیگری شامل شرکای بخش خصوصی و دولتی در ۱۹۸۶ آغاز شد. این پژوهش تلاش کرد دربرگیرنده ی: آزمایش تمام مقیاس، رصد کردن سازه های مورد استفاده، شبیه سازی های عددی باشد (اسکلاسر، ۱۹۸۳؛ کلاوتر، ۱۹۹۱).

تاریخچه ی استفاده و گسترش در ایالات متحده

پیشگامان کاربرد دیوار های میخ گذاری شده در خاک، برای تکیه گاه موقت گود برداری در آمریکای شمالی عبارتند از: ونکوور، واشینگتون دی سی، و مکزیکو سیتی، در مکزیک در اواخر دهه ی ۱۹۶۰ و اوایل ۱۹۷۰. یکی از اولین کاربردهای منتشر شده ی میخ گذاری در خاک در آمریکا، تکیه گاه گودبرداری برای پی به عمق ۱۳.۷ متر در ماسه های سیلتی متراکم دریاچه ای، برای گسترش بیمارستان گود ساماریتان در پرتلند، اورگان در ۱۹۷۶ می باشد (برن و همکاران؛ ۱۹۹۸). آن طور که گزارش شد، ساختن سیستم نگه دارنده، در حدود نصف مدت و ۸۵ درصد هزینه ی سیستم های مرسوم تکیه گاهی حفاری، انجام شد. در ۱۹۸۴، یک نمونه ی اولیه ی دیوار میخ گذاری شده در خاک با بلندی ۱۲ متر نزدیک دره ی کامبرلند در کنتاکی، به عنوان بخشی از یک پروژه ی نمایشی، ساخته شد که توسط بخش حمل و نقل اداره ی بزرگراه های فدرال (اف اچ دبلیو ای)، تأمین هزینه شد (نیکلسون ۱۹۸۶). در ۱۹۸۹، بخش اورگان حمل و نقل، یک دیوار ۸ متری به عنوان اولین کاربرد دیوار میخ گذاری شده در خاک، بنا کرد که در یک دیوار ترانشه ی پایه ی کناری پل (برداشتن انتهای شیب) به کار برده شده بود. در ۱۹۸۸، یک دیوار ۲ لایه ی ۱۲.۲ متری در طول بزرگراه بین ایالتی ۷۸، نزدیک آلن تاون در پنسیلوانیا، ساخته شد. هر لایه ی دیوار ۶.۱ متر بلندی و ۳ متر آفست افقی داشت و در سنگی ریزشی و به شدت هوازده ساخته شده بود. نمونه های دیگر از دیوار های میخ گذاری شده در خاک که اخیراً استفاده شده اند، عبارت است از آنانی که در طول بزرگراه های بین ایالتی ۱۰ در سان برنادینو، کالیفرنیا؛ ۹۰ نزدیک سیتل، واشینگتون؛ و در طول جورج واشینگتون پارکوی (۴۵۹) در ویرجینیا ساخته شده اند (برن و همکاران ۱۹۹۸).

اساساً کاربرد دیوار های میخ گذاری شده در خاک در آمریکا در دهه ی گذشته افزایش یافته، زیرا ثابت شده که دیوار های میخ گذاری شده در خاک، از نظر فنی، عملی هستند و در بسیاری از موارد، یک جایگزین اقتصادی برای دیوارهای حائل که از بالا تا پایین گود در کاربردهای موقت ودائمی، استفاده می شدند، می باشد. مهندسين طراح به طور فزاینده با فناوری میخ گذاری در خاک، مأنوس می شوند. بیشتر دیوار های میخ گذاری شده در خاک بنا

شده در امریکا، هنوز به عنوان سازه های حائل موقت، استفاده می شوند، استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به عنوان یک سازه ی دائمی، به طور اساسی در ۵ سال گذشته افزایش یافته است.

امروزه استفاده ی شایع از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بخش بزرگی از تلاش های دفتر پژوهش و گسترش اف اچ دبلیو ای را طلب می کند. اولین نوشتار اف اچ دبلیو ای درباره ی میخ گذاری در خاک، از طریق دفتر پژوهش و گسترش، منتشر شد (الیاس و جوران، ۱۹۹۱). هدف اولین نوشتار، انتشار اطلاعاتی درباره ی به کار بستن این تکنیک به عنوان یک سیستم حائل در پروژه های بزرگراهی، برای آژانس های بزرگراهی و شاغلین این حرفه بود. در ۱۹۹۲، اف اچ دبلیو ای بانی یک تور ۲ هفته ای برای متخصصین گوناگون آمریکایی، به کشورهای فرانسه، آلمان و انگلیس شد. اهداف تور چنین بود: (۱) آموختن شیوه های عملی رایج فناوری اروپائی دیوار های میخ گذاری شده در خاک؛ (۲) به روز کردن اطلاعات در دسترس، در موارد: سازوکار اجرای دیوار میخ گذاری شده در خاک، روش طراحی، و برنامه های رایانه ای؛ و (۳) گردآوری ویژگی های ساخت به روز، جزئیات حفاظت در برابر خوردگی، و اطلاعات و شیوه های مناسب پیمان بستن (مقاطع). این تلاش ها، پایه و اساسی فراهم کرد برای برپا کردن فعالیت های بعدی پژوهش و توسعه در امریکا. در ۱۹۹۳، اف اچ دبلیو ای بانی ترجمه ی یک خلاصه ی کاربردی فرانسوی درباره ی میخ گذاری در خاک، به انگلیسی شد. در ۱۹۹۴، یک آئین نامه ی بازرسی میخ گذاری در خاک، منتشر شد (پرتفیلد و همکاران، ۱۹۹۴). همچنین در ۱۹۹۴، اف اچ دبلیو ای پروژه ی نمایش ۱۰۳ (دمو ۱۰۳) را برای گسترش بیشتر استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بین آژانس های بزرگراهی ایالتی، راه اندازی کرد. از ۱۹۹۶ تا ۱۹۹۸، اف اچ دبلیو ای و آژانس های محلی، بانی کارگاه های آموزشی در سرتاسر کشور شده اند، برای راهنمایی کردن در اجرای دیوار های میخ گذاری شده در خاک. نوشتار هایی که برای دمو ۱۰۳ منتشر شدند، به عنوان راهنمای طراحی مقدماتی و سپس به عنوان یک آئین نامه ی طراحی، به کار گرفته شدند (برن و همکاران، ۱۹۹۸). اف اچ دبلیو ای همچنین پروژه های پژوهشی گوناگون در نهاد های آکادمیک را، پشتیبانی مالی می کند.

سازمان بندی نوشتار

این نوشتار آئین نامه ی طراحی اف اچ دبلیو ای (برن و همکاران، ۱۹۹۸) را به روز کرده و روند های اخیر در روش های طراحی، پیمان بستن برای ساخت، و رصد کردن ساخت را با یکدیگر پیوسته و ترکیب می کند. اصول طراحی ارائه شده در این نوشتار، بر اساس رویه ی ASD می باشد. همچنین این نوشتار چارت های ساده شده ی جدیدی را عرضه می کند که می توانند در مرحله ی طراحی مقدماتی یک پروژه، به کار روند. همچنین این نوشتار درباره ی مزایا و محدودیت های دو برنامه ی رایانه ای اسنیل و گولدنیل، که برای تحلیل و طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، گسترش یافته اند، بحث می کند.

بقیه ی این نوشتار به صورت زیر، سازمان داده شده است:

- فصل ۲- کاربردها و ارزیابی امکان پذیری- این فصل دیدی کلی از میخ گذاری در خاک به دست می دهد و اجزاء گوناگون سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک را تشریح می کند. همچنین این فصل مثال هایی از کاربردها و مباحثی از شرایط مساعد و نامساعد زمین برای میخ گذاری در خاک، به علاوه ی معیار هایی برای ارزیابی امکان پذیری، ارائه می دهد.
- فصل ۳- کاوش های صحرایی، آزمون های آزمایشگاهی، و پیشنهادات- این فصل تکنیک های ابتدائی آزمون های صحرایی و آزمایشگاهی مورد استفاده برای ارزیابی ویژگی های زیر سطحی و چینه شناسی برای کاربرد دیوار های میخ گذاری شده در خاک را شرح می دهد. علاوه بر این، این فصل پیشنهاداتی درباره ی ویژگی های خاک مورد استفاده در تحلیل و طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، ارائه می دهد.
- فصل ۴- مواد و روش های ساخت- این فصل معلوماتی درباره ی اجزاء اصلی دیوار های میخ گذاری شده در خاک و اطلاعاتی درباره ی مراحل، تجهیزات، و روش های ساخت، ارائه می دهد.
- فصل ۵- تحلیل دیوار های میخ گذاری شده در خاک- این فصل مد های گسیختگی در نظر گرفته شده در طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، مفاهیم پایداری داخلی و خارجی، و رفتار تغییر شکلی دیوار های میخ گذاری شده در خاک را تشریح می کند. همچنین ویژگی های برنامه های رایانه ای گولدنیل و اسنیل ارائه می شود.
- فصل ۶- طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک- این فصل شیوه های طراحی گام به گام، چارت های اندازه گیری مقدماتی، و دیگر مفاهیم طراحی را ارائه می دهد. همچنین دربرگیرنده ی یک مثال طراحی گام به گام ساده شده، می باشد.
- فصل ۷- مشخصات و روش متعاهد- این فصل رهنمود هایی برای مشخصات مبنی بر شیوه های پیمان بستن روش محور و اجرا محور، ارائه می کند.
- فصل ۸- نظارت بر ساخت و رصد کردن اجرا- این فصل روش هایی برای نظارت بر مواد و عملیات ساخت، آزمون های در محل، و رصد کردن دراز مدت دیوار های میخ گذاری شده در خاک، ارائه می دهد.
- فصل ۹- مراجع - این فصل فهرستی از مراجع مورد استناد را ارائه می دهد.
- پیوست A - ویژگی های آرماتور ها- این پیوست، ویژگی های شبکه آرماتور های جوش داده شده یا رزوه شده ی رایج در روکش شاتکریت را، بیان می کند.
- پیوست B - چارت هایی برای طراحی مقدماتی- این پیوست چارت های طراحی بدون بعدی را که برای به کاربردن در برنامه ی رایانه ای اسنیل، برای زوایای پس شیب گوناگون، زوایای خمیدگی دیوار مختلف، و پارامترهای خاک، گسترش یافته اند، ارائه می دهد.

- پیوست C - محافظت در برابر خوردگی - این پیوست در مورد مفاهیم بنیادی پتانسیل خوردگی مرتبط با دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بحث می کند، و روش های نوعی محافظت در برابر خوردگی دیوار های میخ گذاری شده در خاک را بیان کرده، و معیار هایی برای گزینش روش مناسب محافظت در برابر خوردگی، ارائه می کند.
- پیوست D - مثالی از طراحی - این پیوست، یک مثال طراحی پر جزئیات تفسیر دار، که نشان دهنده ی روش های بیان شده در این نوشتار می باشد، ارائه می دهد.
- پیوست E - مشخصات ساخت برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک - این پیوست، الگو های مشخصه برای مواد و روش های ساختی که نوعاً در دیوار های میخ گذاری شده در خاک به کار رفته اند، ارائه می کند.
- پیوست F - راهنمای کاربران برای اسنیل، نسخه ی ۳.۰۹ - این پیوست، دستورالعمل استفاده از نرم افزار اسنیل برای تحلیل دیوار های میخ گذاری شده در خاک، را ارائه می دهد.

فصل ۲: کاربردها و ارزیابی امکان پذیری

دیباچه

میخ کوبی در خاک عبارت است از: تسلیح انفعالی (یعنی بدون پیش تنیدگی) زمین موجود با نصب نزدیک به هم میلگرد ها فولادی (یعنی، میخ ها)، که متعاقباً در دوغاب مدفون شوند. هنگامی که ساخت، از بالا به پایین پیش می رود، برای ایجاد پیوستگی، شاتکریت یا بتن نیز در سطح گود به کار می رود. نوعاً میخ گذاری در خاک برای تثبیت گودها یا شیب هایی به کار می رود که، ساخت بالا به پائین در قیاس با دیگر شیوه های سیستم دیوار حائل، با صرفه تر باشد. در چنین شرایطی، میخ گذاری در خاک، از نقطه نظر امکان پذیری فنی، هزینه و مدت ساخت، در مقایسه با دیوار های مهار شده در خاک (که دیگر سیستم محبوب حائل بالا به پائین است)، جایگزین مناسب تری می باشد. این فصل، برخی جنبه های اساسی میخ گذاری در خاک را معرفی می کند، و موارد کاربرد های بزرگراهی آن را بیان می کند، و درباره ی معیار های مورد استفاده برای ارزیابی امکان پذیری دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بحث می کند.

در این جا، اصطلاحات دیوار میخ گذاری شده در خاک و میخ گذاری در خاک، به طور گسترده برای سیستم های خاکی به کار رفته اند، این تکنیک همچنین برای گود برداری در مواد خاک گونه (مانند: سنگ نرم، یا سنگ هوازده)، قابل کاربرد است. در این نوشتار، اصطلاح دیوار میخ گذاری شده در خاک، صرفنظر از جنس مواد تقویت شده، به کار رفته است.

مقصود این نوشتار، میخ های تقریباً افقی نصب شده، (با تمایلی ۱۰ تا ۲۰ درجه ای در زیر افق)، که اساساً در معرض تنش کششی هستند، می باشد. چنین سیستم هایی برای تثبیت شیب های طبیعی و گودها به کار می روند. گاهی اوقات، شق دیگر کاربرد تسلیح انفجالی خاک، تثبیت زمین لغزه ها می باشد. در مورد اخیر، میلگرد ها (میخ ها)، با فاصله ی کم، تقریباً به صورت عمودی، و ستون وار نسبت به پائین سطح لغزش، نصب می شوند. در این مورد هم میخ ها، انفجالی می باشند، و به طور برجسته در معرض تنش های برشی ناشی از حرکت زمین لغزه هستند. هرچند کاربرد مذکور، در امریکا رایج نیست و در این نوشتار، بحث نمی شود.

این نوشتار کاربرد دیوار های میخ گذاری شده در خاک را در سازه های موقت و دائمی بحث می کند. یک سازه، بسته به عمر خدمت رسانی یا مدت استفاده ی مورد نظر، می تواند به صورت موقت یا دائمی توصیف شود. یک سازه با عمر خدمت رسانی کوچکتر یا مساوی ۱۸ ماه، به عنوان موقت، و با بیش از ۱۸ ماه به عنوان دائمی، طبقه بندی می شود. اگر در ابتدا سازه ای به عنوان موقت در نظر گرفته شده باشد (مثل تکیه گاه موقت یک گود)، ولی اکنون تأخیر قابل توجهی در ساخت، انتظار رود، نظیر آنچه گود بیش از ۱۸ ماه، باز بماند، سازه بایستی به عنوان دائمی، توصیف شود.

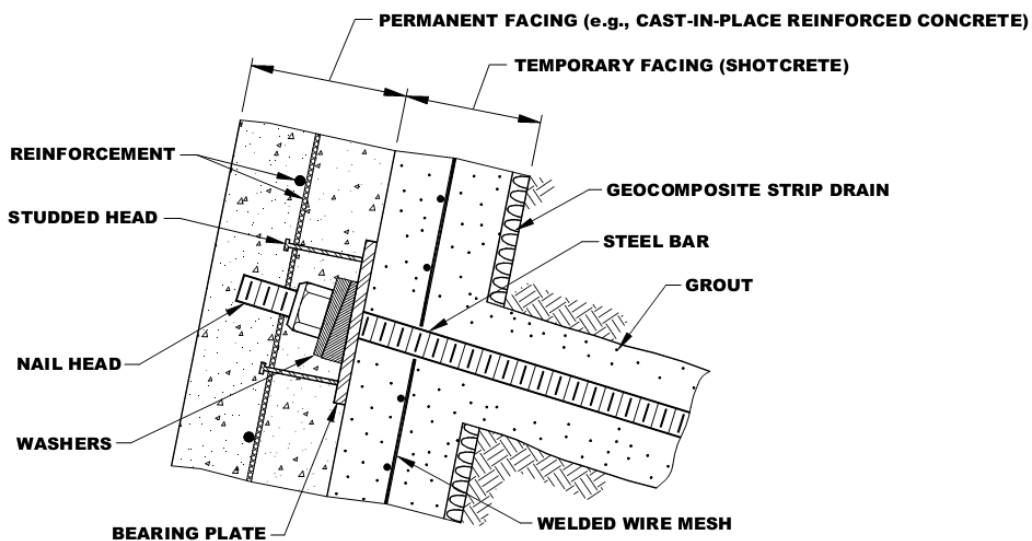
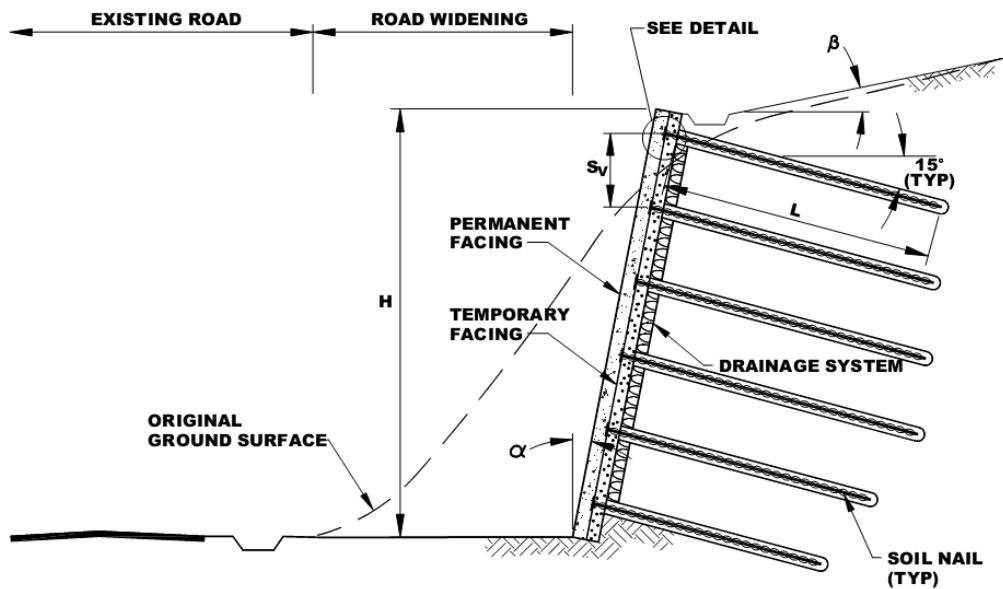
عناصر اصلی یک دیوار میخ گذاری شده در خاک

رایج ترین روش اجرای میخ گذاری در خاک در امریکا عبارت است از میخ های گذاشته شده در خاک توسط مته کاری، که در آن یک میلگرد فولادی در یک سوراخ قبلاً حفر شده، جاسازی می شود و سپس روی آن دوغاب ریخته می شود (شکل ۱-۲).

شکل ۱-۲ سطح متقاطع از یک دیوار میخ گذاری شده در خاک را نمایش می دهد، که اجزاء زیر قابل تشخیص می باشند:

۱. آرماتور های فولادی - آرماتور های محکم فولادی، جزء اصلی سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک، می باشند. که در سوراخ های با مته حفاری شده، تعبیه می شوند و سپس با دوغاب پوشیده می شوند. در خلال عملیات حفاری متعاقب، تنش کششی، به طور انفجالی، به میخ ها، در پاسخ به تغییر شکل مواد نگه داشته شده (خاک)، اعمال می شود.
۲. دوغاب - پس از جاسازی میلگردها، دوغاب وارد می شود. کارکرد اصلی دوغاب، انتقال تنش از زمین به میخ می باشد. همچنین دوغاب، تا حدی، از میخ ها در برابر خوردگی محافظت می کند.
۳. سر میخ - سر میخ، انتهای رزوه شده ی میخ می باشد که از روکش دیوار، بیرون زدگی دارد.
۴. مهره، واشر، و صفحه ی اتکاء - این اجزاء به سر میخ متصل می شوند و برای اتصال میخ به روکش، به کار می روند.

۵. روکش موقت و دائمی - روکش اتصال سازه ای را تأمین می کند. روکش موقت به عنوان سطح تکیه گاهی برای صفحه ی اتکاء عمل می کند و خاک بدون پوشش را نگه می دارد. این روکش روی گود بدون پشت بند تعبیه می شود (پیش از جلو رفتن مراحل گود برداری). پس از نصب میخ ها و سفت کردن مهره ها، روکش دائمی روی روکش موقت، جاسازی می شود.
۶. زهکش نواری ژئوکامپازیت - سیستم زهکش نواری ژئوکامپازیت، پیش از اجرای روکش موقت، جاسازی می شود تا آبی که ممکن است به سوی روکش موقت نشت کند را گردآوری و منتقل کند.
۷. محافظ در برابر خوردگی (که در شکل ۲ نشان داده نشده است).



شکل ۱-۲: سطح مقطعی از یک دیوار میخ گذاری شده در خاک

تشریح کامل اجزاء دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، در فصل ۴، و شیوه های محافظت در برابر خوردگی، در فصل ۴ و پیوست C بحث خواهد شد.

مراحل ساخت

مراحل ساخت یک دیوار میخ گذاری شده در خاک، در زیر تشریح شده و در شکل ۲-۲ به طور شماتیک نمایش داده شده است.

گام ۱. گود برداری. گودبرداری ابتدایی تا ژرفایی که وجه گود قابلیت پایدار ماندن بدون پشتیبان برای دوره ی کوتاهی از زمان را داشته باشد، اجرا می شود، (عموماً برای ۲۴ تا ۴۸ ساعت). عمق برداشت گود معمولاً بین ۱ تا ۲ متر و اندکی زیر تراز نصب میخ ها می باشد. عرض برداشت گود بایستی برای فراهم کردن دسترسی تجهیزات نصب کافی باشد.

گام ۲. مته زنی سوراخ میخ ها. برای میخ ها، سوراخ هایی به طول، قطر، تمایل، و فاصله ی تعیین شده ی افقی از این کفی حفر شده، حفاری می شود.

گام ۳. نصب میخ ها و دوغاب ریزی. میخ ها در سوراخ های حفر شده، جاسازی می شوند. میخ ها معمولاً توپر هستند، اگرچه افزایش مصرف میخ های توخالی دیده می شود. پیش از فرو کردن میخ ها، برای کمک کردن به تنظیم و نگهداری امتداد آن ها و تأمین پوشش دوغابی حفاظتی کافی دور میلگردها، درون سوراخ ها، متمرکز کننده هایی تعبیه می شود. در این هنگام، لوله دوغاب (تریمی) را وارد سوراخ می کنند. وقتی که درجه ی بالایی از محافظت در برابر خوردگی نیاز باشد، پوشش پلاستیک چین دار، می تواند برای حفاظت بیشتر در برابر خوردگی استفاده شود. سپس از طریق لوله ی تریمی، سوراخ توسط دوغاب سیمان پر می شود. معمولاً دوغاب توسط ثقل یا فشار کم، وارد می شود. اگر میلگرد های خود حفر به کار روند (فقط برای سازه های موقت)، مته کاری و دوغاب ریزی در یک مرحله رخ می دهند. پیش از گام ۴ (گذاشتن روکش)، تقریباً بین میخ های مجاور، در وجه گود، نوارهای زهکشی ژئوکامپازیت نصب می شوند. نوارهای زهکشی سپس برای لایه ی بعدی دیوار، باز خواهند شد. نوارهای زهکشی تا پایین گود امتداد می یابند، جایی که آب گردآوری شده از طریق یک زهکش پایه به خارج از دیوار میخ گذاری شده در خاک منتقل می شود.

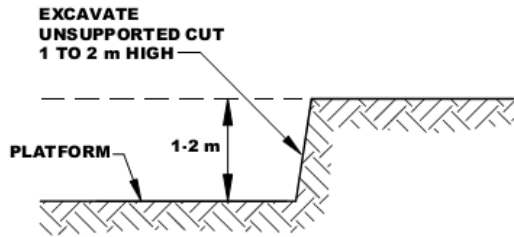
گام ۴. ساخت روکش شاتکریت موقت. پیش از برداشت لایه ی بعدی خاک گود، یک سیستم روکش موقت برای نگهداری خاک ترانشه ی باز، ساخته می شود. نوع رایج روکش موقت شامل لایه ی شاتکریت اندکی مسلح شده با ضخامت رایج ۱۰۰ میلی متر می باشد. تسلیح شامل شبکه ی میلگرد جوش داده شده (WWM) می باشد، که در میانه ی ضخامت روکش جاسازی می شود (بخش پایینی شکل ۱-۲ را ببینید). طول این شبکه باید به نحوی باشد که دست کم به اندازه ی یک سلول شبکه، با قطعه ی بعدی، همپوشانی کند. متعاقب زمان مناسب عمل آمدن

روکش، یک صفحه ی تکیه گاهی فولادی روی سر میخ های بیرون زده از سوراخ ها، قرار می گیرد. سپس به آرامی، میلگرد درون اولین لایه ی بتن تازه، فشار داده می شود. متعاقباً مهره ها و واشر ها برای محفوظ داشتن سر میخ ها در برابر صفحه ی اتکاء، نصب می شوند. پس از اینکه روکش به اندازه ی کافی عمل آمد، مهره تا حداقل لنگر پیچشی مورد نیاز، سفت می شود. برای این کار دست کم ۲۴ ساعت زمان لازم است. اگر نیاز باشد، پیش از اقدام به گودبرداری لایه ی بعدی، ممکن است آزمون های اندازه گیری تغییر شکل میخ ها (برای مقایسه با مقدار پیش فرض) و ظرفیت بار آزمایشی، انجام شوند. پیش از اقدام به گودبرداری لایه ی بعدی، شاتکریت بایستی به اندازه ی دست کم ۷۲ ساعت، سخت شود تا به مقاومت فشاری تعیین شده ی ۳ روزه برسد (معمولاً ۱۰.۵ مگا پاسکال).

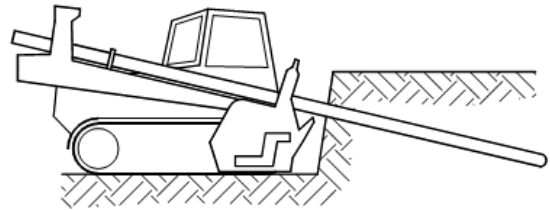
گام ۵. ساخت لایه های بعدی. گام های ۱ تا ۴ برای لایه های باقیمانده ی گود، تکرار می شوند. در هر لایه گود برداری، نوار زهکشی عمودی، به سوی پایین، باز می شود. سپس یک قفسه آرماتور جدید، با همپوشانی حداقلی یک سلول شبکه ی کامل، جاسازی می گردد. شاتکریت موقت توسط اتصال سرد با شاتکریت لایه ی قبلی، ادامه می یابد. در کف گود، نوار زهکش به زهکش پایه، متصل می گردد.

گام ۶. ساخت روکش دائمی نهایی. پس از به انتها رسیدن گود و نصب میخ ها و آزمایشات بار، می توان روکش نهایی را ساخت. روکش نهایی می تواند شامل: بتن مسلح درجا ساخته شده (CIP)، شاتکریت مسلح، یا پانل های پیش ساخته باشد. آرماتور های روکش دائمی می تواند میلگرد های متعارف یا شبکه ی میلگرد جوش داده شده، باشد. وقتی که بتن درجا ساخته شده و شاتکریت، برای روکش دائم، به کار روند، بایستی تا آنجا که ممکن است از درزه های افقی بین لایه های گود، پرهیز کرد.

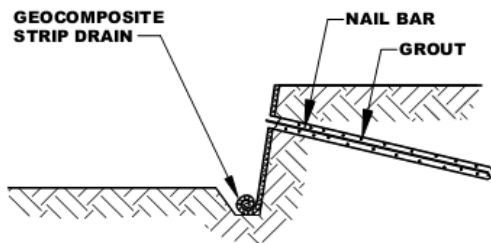
در پروژه هایی با شرایط ویژه، ممکن است لازم شود که گام های تشریح شده در بالا، با کارهای تدارکاتی اضافه یا فعالیت های مکمل، اصلاح شوند. مثلاً، ممکن است شاتکریت بلافاصله پس از گودبرداری و پیش از حفر سوراخ و نصب میخ ها، انجام شود، به ویژه جایی که پایداری وجه گود، نگران کننده است. در فصل ۴، شرح مبسوطی از کار های اصلی مربوط به میخ گذاری در خاک، ارائه می شود.



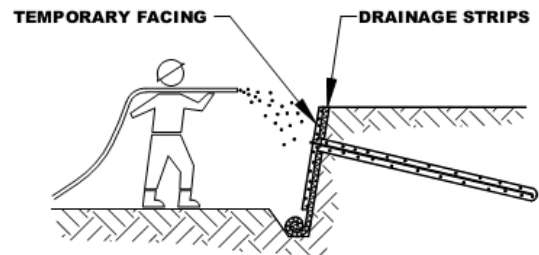
STEP 1. EXCAVATE SMALL CUT



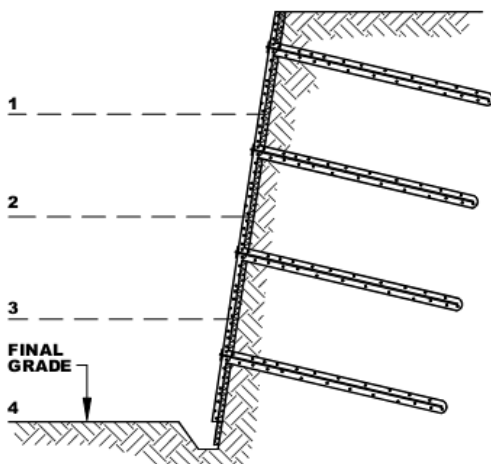
STEP 2. DRILL NAIL HOLE



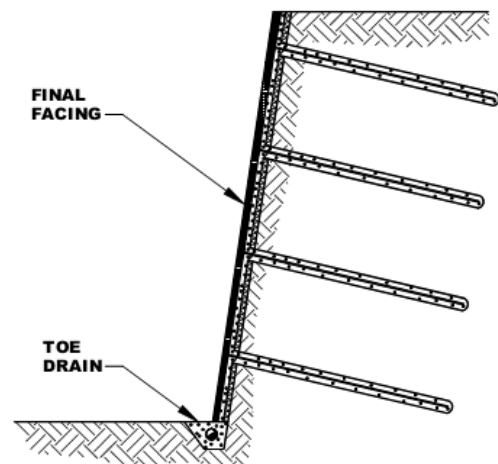
**STEP 3. INSTALL AND GROUT NAIL
(INCLUDES STRIP DRAIN INSTALLATION)**



**STEP 4. PLACE TEMPORARY FACING
(INCLUDES SHOTCRETE,
REINFORCEMENT,
BEARING PLATE, HEX NUT, AND
WASHERS INSTALLATION)**



**STEP 5. CONSTRUCTION OF
SUBSEQUENT LEVELS**



**STEP 6. PLACE FINAL FACING
ON PERMANENT WALLS
(INCLUDES BUILDING
OF TOE DRAIN)**

شکل ۲-۲: مراحل ساخت دیوار میخ گذاری شده در خاک

کاربرد دیوار های میخ گذاری شده در خاک

دیباچه

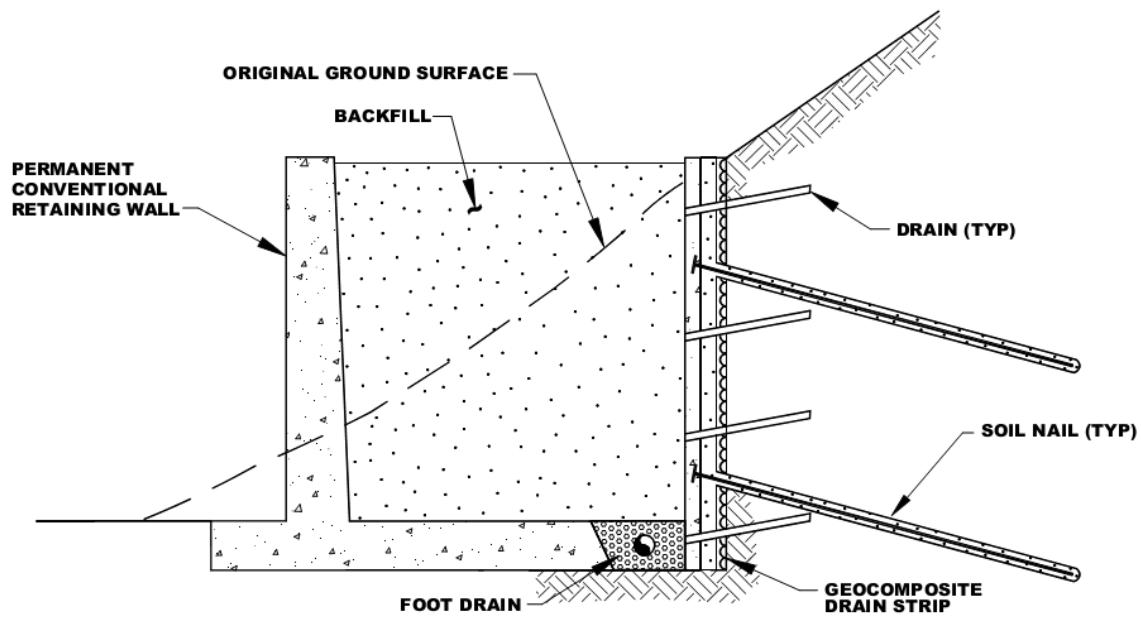
دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به طور خاص، برای گودبرداری های عمودی یا نسبتاً عمودی، مناسب تر هستند. آنان در ترانشه های بزرگراه ها؛ برداشت انتهای شیب در زیر تکیه گاه های انتهائی پل موجود در طی پهن سازی زیرگذر؛ برای تعمیر، تثبیت، و بازسازی سازه های حائل موجود؛ درگاه تونل؛ به طور موفقیت آمیزی به کار رفته اند. دیوار های میخ گذاری شده در خاک، نشان داده اند که در کاربرد های موقت و دائمی زیر، مناسب می باشند:

- گودبرداری راه ها
- پهن سازی راه
- تعمیر و بازسازی سازه های حائل موجود
- گودبرداری دائم یا موقت در محیط های شهری

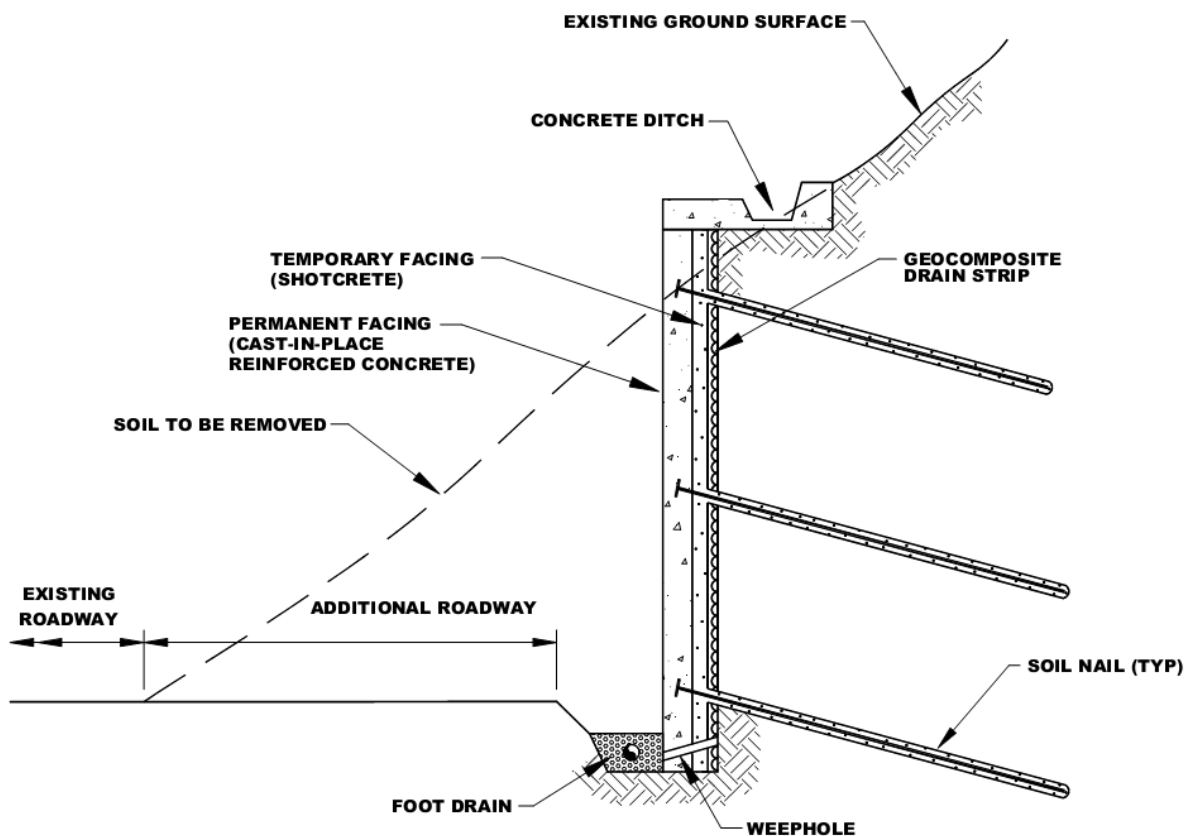
در ۳ بخش آتی، بحث مزایا و ملاحظات مربوط به استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در برخی از کاربردهای فهرست شده در بالا، ارائه خواهد شد.

سازه های حائل در گودها

دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در هرگونه گودبرداری عمودی یا نسبتاً عمودی، می توانند به عنوان سازه ی حائل به کار روند. آنان نسبت به دیگر روش ها، مقاومت تثبیتی را افزایش می دهند. سیستم های روکش گذاری موجود نسبتاً زیاد، امکان پاسخ گویی به انواع نیازهای زیبایی شناسی را فراهم کرده است. در این کاربرد، روش میخ گذاری در خاک، به دلایل زیر جذاب است: گرایش به کمینه کردن گودبرداری دارد، به حریم راه و محدوده ی آزاد قابل قبولی نیاز دارد، از این رو، ضربات زیست محیطی در محدوده ی دالان حمل و نقل را کمینه می کند. دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به ویژه، برای پروژه های تعریض سربالائی دار، مناسب می باشند که عملیات بایستی در حریم راه یا در زمین شیب دار انجام شود. شکل ۲-۳ مثال هایی از کاربرد دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در کاربری های گودبرداری دائم و موقت، را نشان می دهد.



SOIL NAIL WALL FOR TEMPORARY SHORING

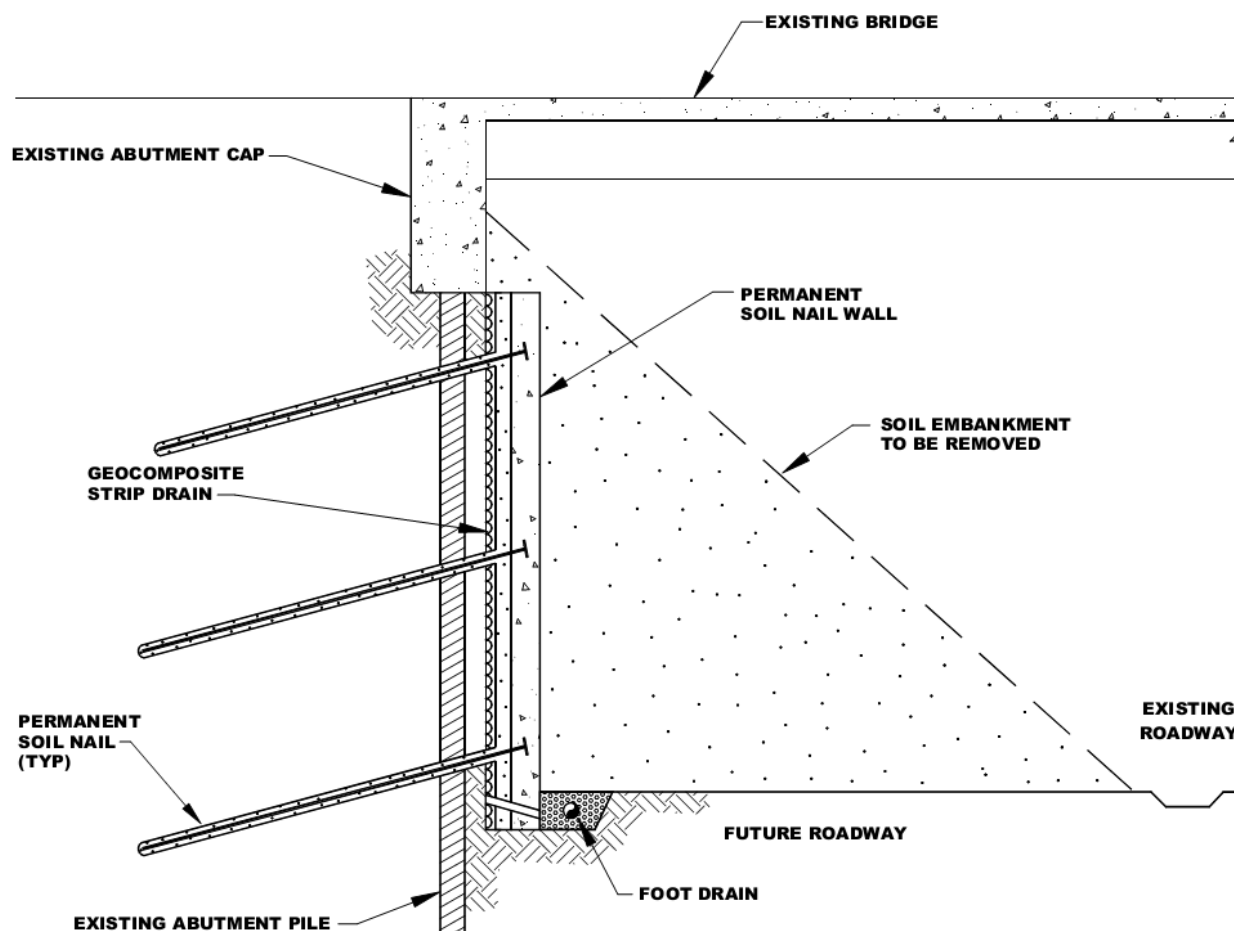


PERMANENT SOIL NAIL WALL IN HIGHWAY WIDENING AND TRAFFIC LANE ADDITIONS

شکل ۲-۳: کاربرد دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، در بریدن شیب ها

سازه ی حائل زیر پایه ی کناری پل موجود

دیوار های میخ گذاری شده در خاک، برای تعریض زیرگذر، توسط برداشتن انتهای شیب پایه ی کناری پلی موجود، (شکل ۲-۴ را ببینید)، وقتی با شیوه ی مرسوم دیوارهای مهار شده، مقایسه شوند، می توانند برتر باشند.



شکل ۲-۴: پهن سازی راه زیر پل موجود

دیوار های میخ گذاری شده در خاک، می توانند با هزینه های قابل مقایسه، نصب گردند؛ هرچند، نصب دیوار های میخ گذاری شده در خاک، نیازی به قطع آمد و شد پل ندارد. اگر دیوار مهار شده به کار برده شود، پیش از گود برداری انتهای شیب پایه ی کناری پل، به دلیل فضای بالاسری محدود زیر پل، بایستی تیرک ها از میان بدنه ی پل نصب شوند. این عملیات منتج می شود به قطع آمد و شد پل و هزینه هایی اضافی مرتبط با بسته شدن راه و تهیه ی تیرهای فولادی بزرگ، تحمیل می کند. بالعکس، میلگرد های مورد کاربرد در دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به آسانی در دسترس می باشند. یکی از معایب استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در پروژه های برداشت انتهای شیب، این است که چونکه اولین تراز میخ ها عموماً در حدود ۱ تا ۲ متر از بالای شیب نصب می شوند و به دلیل اینکه میخ ها رو به پائین شیب دارند، محتمل است که شاهتیر های پل با میخ ها برخورد کنند.

معمولاً می توان از این مشکل با قرار دادن میخ ها به صورت افقی در محدوده ی فضای آزاد بین شاهتیر های پل، اجتناب کرد.

تعمیر و بازسازی سازه های حائل موجود

میخ های گذاشته شده در خاک، می توانند برای تثبیت و یا تقویت سازه های حائل موجود در حال گسیختگی یا فراتنش زده، استفاده شوند. میخ ها مستقیماً از میان سازه ی حائل نصب می شوند. در این کاربرد ها، که نمایانگر انحرافی از مفهوم اصلی میخ گذاری در خاک می باشند، تغییر شکل های زمینی که برای بسیج کردن مقاومت تسلیحی لازمند، از برداشته شدن تکیه گاه جانبی حین گودبرداری منتج نمی شوند، بلکه از حرکات در حال پیشرفت مرتبط با سازه ی فراتنش زده، حاصل می شوند. کاربردهای مناسب عبارتند از:

- دیوارهای حائل بتن مسلح یا بنائی که زوال سازه ای یا تغییر شکل های بیش از اندازه، نمایش دهند، اغلب به خاکریز سست یا ضعیف مربوط است، یا اجرای ضعیف پی؛
- دیوارهای زمینی مکانیکی تثبیت شده (MSE) یا دیوارهای قفسه ای که به دلیل خوردگی آرماتورها یا خاکریز بی کیفیت، رو به زوال گذاشته است.

ارزیابی امکان پذیری دیوار های میخ گذاری شده در خاک

کلیات

ارزیابی امکان پذیری یک دیوار میخ گذاری شده در خاک، بایستی ملاحظات فنی و اقتصادی را در بر گیرد، که عبارتند از : (۱) ارزیابی شرایط غالب زمین؛ (۲) ارزیابی مزایا و معایب دیوار میخ گذاری شده در خاک، برای کاربرد خاصی که در نظر گرفته شده است؛ (۳) مقایسه با سیستم های دیگر (مثل سیستم دیوارهای مهار شده)؛ و (۴) ارزیابی هزینه ها. بخش آتی، بحثی را درباره ی جنبه های ارزیابی امکان پذیری، ارائه می دهد.

ارزیابی شرایط زمین برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک

دیباچه

دیوار های میخ گذاری شده در خاک، برای محدوده ی وسیعی از انواع خاک ها و شرایط، قابل کاربرد می باشند. تجارب گذشته نشان داده اند که شرایط مساعد زمین، میخ گذاری در خاک را به طور مؤثری نسبت به دیگر روش ها، ارزان تر می کند. برعکس، شرایطی معین می تواند موجب ایجاد حاشیه هایی برای کاربرد میخ گذاری در خاک و بالا بردن شدید هزینه ها نسبت به دیگر روش ها، شود. معمولاً می توان دیوار های میخ گذاری شده در خاک را در یک شرایط چینه شناسی درهم، بدون پیچیدگی ساخت، به شرطی که هر لایه به طور جداگانه، دربرگیرنده ی

مواد مناسبی باشد. در دو بخش آتی، مطلوبترین و نامساعدترین شرایط خاک، برای اجرای دیوار های میخ گذاری شده در خاک، معرفی می شوند. همچنین شرایط میانی، که در آن، امکان پذیر بودن میخ گذاری، به راحتی قابل تشخیص نیست، تبیین شده است.

شرایط مساعد خاک برای میخ گذاری

در شرایط گوناگون خاک، دیوار های میخ گذاری شده در خاک، با کامیابی ساخته شده اند. وقتی در خاک، شرایط مطلوب مشخصی غالب باشند، معمولاً می توان از دشواری های ساخت و عواقب بلند مدت، پرهیز کرد. ثابت شده است که میخ گذاری در خاک، از نظر اقتصادی جذاب و از دیدگاه فنی امکان پذیر است، هنگامی که:

- خاکی که در آن گودبرداری انجام می شود، قادر باشد برای ۱ تا ۲ روز، در گودهای عمودی یا تقریباً عمودی، بدون تکیه گاه سرپا بماند.
- تمامی میخ ها در بالای سطح آب زیرزمینی تعبیه می شوند.
- اگر میخ ها زیر سطح آب زیرزمینی باشند، آب زیرزمینی بر: وجه گود، قدرت پیوند سطح مشترک بین دوغاب و زمین محیط، یا یکپارچگی میخ ها، تأثیر ویرانگر نگذارد (مثلاً ویژگی های شیمیایی زمین، خوردگی را تشدید نکند).

گرچه لازم نیست، ولی سودمند است که شرایط زمین اجازه ی مته کاری بدون نیاز به غلاف را بدهد و سوراخ بتواند بدون تکیه گاه تا چند ساعت بعد که میخ ها نصب شده و دوغاب ریزی می شود، دوام بیاورد. به عنوان چاره ی دیگر، میخ ها با کاربرد روش مته کاری توخالی، در سوراخ های کامل و موقتی غلاف شده، با موفقیت نصب شده اند. قابل توجه است که گزینش روش مته کاری به تشخیص پیمانکار برای نصب میخ ها، بستگی دارد.

هنگامی که نتایج آزمون های صحرایی، خاک را صلاحیت دار نشان دهند، برای ساخت دیوار های میخ گذاری شده در خاک، شرایط خاک مساعد فرض می شود. آزمون نفوذ استاندارد (SPT ، فصل بعد را ببینید) ، N ، عدد SPT را معرفی می کند، که می تواند برای تشخیص ابتدائی شرایط خاک مساعد، به کار رود.

بر اساس معیارهای کلی برای شرایط مساعد بحث شده در بالا، عموماً انواع زمین هایی که در ادامه خواهد آمد، برای استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، مناسب در نظر گرفته می شوند.

- **خاک های ریز دانه ی سخت تا مقاوم.** خاک های ریز دانه (چسبنده) ممکن است شامل رس های سخت تا مقاوم، رس های سیلتی، سیلت های رسی، رس های ماسه ای، سیلت های ماسه ای، و مخلوطی از آنان، باشند. بر اساس تجربه، خاک های ریزدانه می توانند به عنوان سخت، طبقه بندی شوند اگر عدد اس پی تی حداقل ۹ باشد. گرچه توصیف پایداری خاک نباید تنها بر اساس عدد اس پی تی باشد. در عوض، توصیف پایداری (و بدان وسیله مقاومت برشی) بایستی توسط دیگر آزمون های صحرایی و آزمایشگاهی،

تکمیل گردد. به منظور کمینه کردن پتانسیل تغییر مکان های جانبی دراز مدت دیوار میخ گذاری شده در خاک، خاک های ریز دانه بایستی خمیرائی پائینی داشته باشند (مثلاً شاخص خمیری کمتر از ۱۵ باشد).

- خاک های دانه ای چگال تا بسیار چگال با مقداری چسبندگی ظاهری. این خاک ها عبارتند از: ماسه و شن با عدد اس پی تی بزرگتر از ۳۰ (ترزاقی و همکاران، ۱۹۹۶)، و همراه مقداری ریزدانه (نه بیشتر از ۱۰ تا ۱۵ درصد ذرات) یا با خودگیری ضعیف طبیعی که چسبندگی را به وجود می آورد. همچنین نیروهای رطوبت موئینه ای در ماسه های ریز مرطوب، یک چسبندگی ظاهری فراهم می کنند. به طور کلی، برای اطمینان از زمان برپاماندنی معقول، چسبندگی ظاهری این خاک ها بایستی بزرگتر از ۵ کیلوپاسکال باشد. برای جلوگیری از شکست بیش از اندازه ی نیروهای موئینه و به موجب آن، کاهش معنی دار این چسبندگی ظاهری، لازم است که حرکت آب به سوی وجه گود، کمینه شود، از جمله با، دور کردن آب های سطحی از وجه گود.

- سنگ هوازده بدون صفحات سست. سنگ هوا زده می تواند برای سیستم میخ گذاری در خاک، ماده ی تکیه گاهی خوبی باشد، مشروط بر آنکه صفحات سست واقع شده در جهات نامساعد، زیاد نباشند (مثل صفحات سست غوطه ور در میان گود). همچنین پسندیده خواهد بود که درجه ی هوازده در سرتاسر سنگ، کم و بیش یکسان باشد، تا تنها یک روش مته زنی و نصب، نیاز شود. بالعکس، دگرگونی زیاد درجه ی هوازده سنگ در یک ساختگاه، ممکن است مستلزم تغییرات در تجهیزات مته کاری و یا روش های نصب باشد، و به واسطه ی آن موجب یک میخ گذاری گران و زمان بر شود.

- خاک های یخچالی. آوت واش یخچالی و تیل یخچالی، نوعاً مواد مناسبی برای به کار بردن میخ گذاری در خاک می باشند زیرا این خاک ها نوعاً متراکم، و مواد دانه ای خوب دانه بندی شده ای با مقدار محدودی از ذرات ریز، می باشند.

شرایط خاک نامطلوب یا دشوار برای میخ گذاری در خاک

نمونه هایی از انواع خاک نامساعد و شرایط زمین نامطلوب، در زیر ارائه شده است.

- خاک های غیرچسبنده ی بد دانه بندی شده ی خشک. وقتی که خاک های غیرچسبنده ی بد دانه بندی شده، کاملاً خشک باشند، هیچ ریزدانه ای نداشته باشند، یا هیچ خودگیری طبیعی نشان ندهند، چسبندگی ظاهری وجود نخواهد داشت. بنابراین، دستیابی به گود مورد نیاز عمودی یا تقریباً عمودی، مشکل خواهد بود.

- خاک های با تراز آب زیرزمینی بالا. بالا آمدن آب زیرزمینی تا پشت دیوار میخ گذاری شده در خاک پیشنهادی، زهکشی قابل توجهی نیاز دارد، که در این محل، ضروری است تا توده ی خاک تثبیت شود. علاوه بر این، مقادیر معتنی به ی از آب زیرزمینی، می تواند موجب فروپاشی آسان سوراخ های حفر

شده شود (به ویژه در خاک های دانه ای سست)، بدینسان به روش های گران نصب میخ، نیاز می شود. تراوش بیش از اندازه ی آب های زیرزمینی به سوی وجه گود، ممکن است موجب دشواری های قابل توجهی برای اجرای شاتکریت شود.

- **خاک های حاوی خرده سنگ و پاره سنگ.** قسمت زیادی از خرده سنگ و پاره سنگ موجود در خاک، ممکن است باعث اشکالات بیش از حد برای مته کاری شود و امکان دارد به تأخیر و هزینه ی ساخت قابل توجهی منجر شود. وقتی تنها مقدار اندکی خرده و پاره سنگ موجود باشد، اصلاح موقعیت مته کاری از مکانی به مکان دیگر، می تواند دشواری های مته زنی را کمینه یا رفع کند. هرچند وقتی مقدار بسیار زیادی پاره سنگ موجود باشد، این راه حل، محدودیت های عملی خواهد داشت.
- **خاک های ریزدانه ی نرم تا خیلی نرم.** این خاک ها عدد اس پی تی کوچکتر از ۴ دارند و برای میخ گذاری در خاک نامناسبند زیرا در سطح مشترک میخ-دوغاب-خاک قدرت پیوند نسبتاً کمی دارند، به موجب آن، برای پیدا کردن مقاومت لازم، میخ های بیش از اندازه دراز، نیاز می شود. تغییر شکل های دراز مدت (خزش) خاک، ممکن است برای رس بسیار خمیری، نگران کننده باشد. برای کاربرد های موقت، نگرانی اخیر، موردی ندارد. همانند تمام سیستم های حائل با روش ساخت از بالا به پائین، در خاک های ریز دانه، پتانسیل ناپایداری در کف گود، بالا می باشد. به علاوه، خاک های با خمیرائی بالا ممکن است به توسعه متمایل باشند و احتمال دارد به سبب آماس، به وجه، فشار محلی اضافی القاء کنند.
- **خاک های آلی.** برخی خاک های آلی همچون سیلت های آلی، رس های آلی و تورب، مقاومت برشی بسیار ناچیزی را نمایش می دهند و در نتیجه مقاومت اتصال ناچیز، که موجب طول میخ هایی غیر اقتصادی می شود. در حالی که بعضی خاک های آلی مقاومت برشی قابل قبولی را نشان می دهند، دیگر خاک های آلی، همانند تورب الیافی، می توانند بسیار ناهمگن و ناهمسانگرد باشند. در این مورد، در حالی که مقاومت برشی خاک می تواند در یک جهت قابل قبول باشد، ممکن است در جهات دیگر به طور قابل توجهی کمتر باشد. این جهات نامطلوب، ممکن است اثر به شدت ویرانگری بر پایداری دیوار داشته باشند و احتمال دارد میخ های بسیار طویل، نیاز شود. علاوه بر این، خاک های آلی گرایش به خوردگی بیشتری نسبت به خاک های غیر آلی دارند.
- **خاک بسیار خورنده (خاکستر، سربار) یا آب های زیرزمینی.** این شرایط ممکن است به احتیاج برای تأمین حفاظت گران قیمت در برابر خوردگی، منجر شود. مسلماً، این شرایط برای کاربرد دائمی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، زیان آور تر است.
- **سنگ هوازده با صفحات سست نامساعد و کارست.** سنگ هوازده با صفحات سست نامساعد زیاد همچون درزه، شکستگی، بریدگی، گسل، لایه بندی، شیبست متورق، یا شکافتگی، ممکن است پایداری سوراخ ها را متأثر کند و دوغاب ریزی را دشوار نماید. به علاوه، وجود این ناپیوستگی ها ممکن است،

در جریان گودبرداری، موجب تشکیل بلوک های بالقوه ناپایدار در توده ی خاک مورد حفاظت پشت دیوار گردد. پایداری مرزی بلوک ها ممکن است به سرعت، رو به زوال گذارد، به دلیل عامل های گوناگونی همچون، کندن درزه ها، فشار برکنش و فشار ایستابی جانبی، و نیروی نشت. ممکن است تثبیت تک تک بلوک ها، ضروری باشد که هزینه ها را بالا می برد. علاوه بر این، دوغاب ریزی در سنگ دارای درزه های گشاد یا دارای خلل و فرج، به دلیل اتلاف بیش از اندازه ی دوغاب، بسیار دشوار و یا گران خواهد بود. دوغاب ریزی در سازندهای کارستی، مناسب نیست.

- **بادرفت (رس سیلت دار غیر مطبق).** بادرفت خشک، ممکن است مقاومت های پذیرفتنی که امکان نصب اقتصادی میخ ها را دهد، نشان دهد. گرچه، وقتی مقادیر زیادی آب اجازه ی ورود به پشت دیوار میخ گذاری شده در خاک را یابند، ممکن است ساختار بادرفت فروپاشد و سقوط معنی داری در مقاومت خاک رخ دهد. بنابراین، پتانسیل فروپاشی به محض مرطوب شدن این خاک ها بایستی در نظر گرفته شود. بایستی اقدامات مناسبی برای اجتناب از انتقال بیش از اندازه ی آب به ناحیه ی دیوار، انجام گیرد. علاوه بر این، ممکن است برای شرایط مرطوب، مقاومت برشی کم خاک، افزایش یابد. در این موارد، ممکن است استفاده از روش متعارف نصب میخ، به میخ های به طور غیر معمول طویل منجر شود. در بادرفت، گام استثنائی و گران دوباره دوغاب ریزی، برای افزایش مقاومت پیوند، به کار رفته است.

هنگام ارزیابی امکان پذیری دیوار های میخ گذاری شده در خاک، علاوه بر گرفتاری های تشریح شده در بالا، بایستی دیگر جنبه های مربوط به شرایط خاک، در نظر گرفته شوند:

- در خاک های دانه ای و سیلت، اگر اشباع باشند، مدت طولانی در معرض دمای انجماد قرار گرفتن، ممکن است باعث یخ زدگی شود؛ در نتیجه، به روکش های دائم و موقت، فشارهای اضافی وارد خواهد شد.
- رخ دادن چرخه های پی در پی انجماد-آب شدن در خاک نگه داشته شده توسط دیوار میخ گذاری شده در خاک، ممکن است باعث کاهش مقاومت اتصال در سطح مشترک دوغاب-زمین و چسبندگی بین شاتکریت و خاک شود. برای کمینه کردن این آثار ویرانگر، بایستی حفاظتی درخور در برابر نفوذ یخبندان و یک شاتکریت ترکیبی شایسته، فراهم شود.
- خاک های دانه ای بسیار سست (عدد اس پی تی کوچکتر یا برابر ۴) و سست (عدد اس پی تی بزرگتر از ۴ و کوچکتر یا برابر ۱۰)، ممکن است متحمل نشست های بیش از اندازه ای شوند که معلول لرزش های ناشی از تجهیزات ساخت و آمد و شد، می باشند.

- در مناطق لرزه خیز، خاک های دانه ای اشباع سست و بسیار سست، می توانند مستعد روانگرایی باشند. چندین روش اصلاح زمین (البته با هزینه های گزاف) می توانند برای متراکم کردن خاک های دانه ای و از آن راه، کمینه کردن این آثار ویرانگر، به کار روند.

با وجود مشکلات مذکور مرتبط با شرایط خاک نامساعد، هنوز می توان دیوار های میخ گذاری شده در خاک را اجرا نمود. در بیشتر خاک های مناسب، این دیوارها نسبت به دیوارهای متعارف، گران تر هستند. همچنین محتمل است که، در شرایط بحرانی مذکور، هزینه ها و زحمات گزاف اضافی، و ملزومات اجرائی سختگیرانه ی بلند مدت، برای استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، لازم باشد.

شرایط خاک میانه برای میخ گذاری در خاک

برخی شرایط خاک هستند، که برای ۲ شرط قبلاً تشریح شده، حالت میانه دارند. هرچند شرایط خاک چندان مساعد نیست، ولی در آنها، دیوار های میخ گذاری شده در خاک، با موفقیت و ارزان، اجرا شده اند. نمونه های شرایط میانی خاک، عبارتند از:

- خاکریز های مهندسی شده. اگر خاکریز مهندسی شده، ترکیبی باشد از مواد دانه ای خوب دانه بندی شده (حدود ۹۰ درصد مخلوط یا بیشتر) و خاک ریزدانه با خمیرائی کم (شاخص خمیری کمتر از ۱۵)، می توان در آن دیوار های میخ گذاری شده در خاک را اجرا کرد.
- خاک های برجا. خاک های برجا (یعنی آن خاک های ساخته شده از هوازدهی درجای مواد سنگی) ممکن است موادی پذیرفتنی برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک باشند. به همین نحو، خاک لتریتیک، یک خاک گرمسیری بسیار هوازده، می تواند پذیرفتنی باشد. برای این نوع خاک ها، بایستی به تغییر پذیری سه بعدی خاک و توانایی زهکشی اش، توجه ویژه ای شود.

مزایای دیوار های میخ گذاری شده در خاک

در مقایسه با مهار گذاری در زمین و دیگر شیوه های ساخت از بالا به پائین، دیوار های میخ گذاری شده در خاک، مزایای بسیار زیادی دارند. برخی از این مزایا در زیر تشریح شده:

ساخت

- حریم راه کوچکتری در مقایسه با مهار گذاری در خاک، نیاز دارد به طوری که این سیستم نوعاً کوچکتر است.
- در مقایسه با دیگر روش های ساخت، اختلال کمتر در آمد و شد، و در نتیجه، آسیب زیست محیطی کمتری، ایجاد می کند.

- کف گود کمتر متراکم شده ای، فراهم می کند، به ویژه در مقایسه با ترانسه های مهار شده؛
- هیچ احتیاجی به فروکردن عنصری سازه ای در زیر کف گود نمی باشد، برعکس تیرک های مورد استفاده در دیوارهای مهار شده در زمین؛
- نصب دیوار های میخ گذاری شده در خاک نسبتاً سریع است و نسبت به دیوارهای مهار شده در خاک، مصالح کمتری مصرف می شود؛
- هنگام روبرو شدن با انسداد (مثل خرده سنگ یا پاره سنگ، شمع ها یا سازه های زیر زمینی)، تعدیل تمایل و موقعیت میخ، به آسانی میسر است؛ از سوی دیگر، اصلاح موقعیت مهارها، سخت تر و پرهزینه می باشد.
- چونکه دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بسیار بیشتر از مهار ها استفاده شده اند، تعدیل طرح اولیه ی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در کارگاه، بدون کاهش سطح ایمنی، آسان تر صورت می گیرد.
- سازه های بالاسری لازم، کوچکتر از آن روش مهارگذاری می باشد، چونکه دیوار های میخ گذاری شده در خاک نیازی به نصب تیرک ندارند؛ این، به ویژه هنگامی مهم است که، ساخت زیر یک پل انجام می شود؛
- در ساختگاه های دور افتاده، به دلیل نیاز به تجهیزات کوچکتر، دیوار های میخ گذاری شده در خاک، برتر می باشند؛
- هر سال، بر تعداد پیمانکاران با صلاحیت و با تجربه در دیوار های میخ گذاری شده در خاک، افزوده می شود.

اجرا

- دیوار های میخ گذاری شده در خاک نسبتاً انعطاف پذیرند و می توانند با نشست های بزرگ کلی و تفاضلی، تطبیق یابند.
- تغییر شکل های خمشی کل اندازه گیری شده ی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، معمولاً در حدود قابل تحمل می باشند.
- به دلیل انعطاف پذیری کل سیستم، عملکرد لرزه ای دیوار های میخ گذاری شده در خاک، خوب می باشد.

هزینه

- دیوار های میخ گذاری شده در خاک نسبت به دیوار های ثقلی بتنی متعارف، اقتصادی تر هستند.

- هزینه ی دیوار های میخ گذاری شده در خاک نسبت به هزینه ی دیوار های مهار شده در زمین، برابر یا کمتر می باشد.
- روکش شاتکریت کم هزینه تر از روکش سازه ای لازم برای دیگر سیستم های دیوار، می باشد.

معایب دیوار های میخ گذاری شده در خاک

برخی از معایب بالقوه ی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در پائین فهرست شده است:

- ممکن است دیوار های میخ گذاری شده در خاک، برای کاربردهائی که، کنترل بسیار سختگیرانه ی تغییر شکل در سازه و تأسیسات جاسازی شده در پشت دیوار، لازم است، مناسب نباشد، چونکه سیستم، برای بسیج کردن مقاومت، به مقداری تغییر شکل خاک، احتیاج دارد؛ پیش تنیده کردن میخ ها می تواند بر این کاستی، فایق آید، ولی این مرحله، هزینه ی پروژه را افزایش می دهد؛
- وجود تأسیسات عمومی، می تواند محدودیت هائی را بر موقعیت، تمایل، و طول میخ ها، تحمیل کند (به ویژه در ردیف های بالائی)؛
- در جائی که مقادیر معتنی به ی آب زیرزمینی به درون گود تراوش می شود، استفاده از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، جالب نمی باشد، به دلیل لزوم نگهداشتن وجه گود موقتاً بدون پشتیبان؛
- دیوار های میخ گذاری شده در خاک دائم، به یک حریم تکیه گاهی زیرزمینی دائم، نیاز دارند؛
- ساختن دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به پیمانکاران متخصص و باتجربه نیاز دارد.

مقایسه با سیستم دیوار مهار شده در زمین

برای به دست آوردن دید بیشتر نسبت به مفهوم دیوار میخ گذاری شده در خاک، مقایسه ی ویژگی های اصلی یک دیوار میخ گذاری شده در خاک، با دیوار مهار شده در زمین، که عموماً برای سیستم ساخت بالا به پائین به کار می رود، مفید خواهد بود. اطلاعات تفصیلی درباره ی دیوار های مهار شده در زمین را می توان در ساباتینی و همکاران (۱۹۹۹)، یافت.

تجهیزات نصب: دیوار های مهار شده در زمین، برای ساخت، به یک فرایند ۲ مرحله ای نیاز دارند. اول، عنصر های عمودی (نوعاً تیرک ها) زیر تراز نهائی گود، با به کار بردن تجهیزات نسبتاً بزرگ، فرو رانده شده یا پس از حفر، جاسازی می شوند. دوم، مهار ها نصب می شوند و سپس برای انتقال بارها به پشت سطح گسیختگی بالقوه، به کمک تجهیزات دیگری، پس-کشیده می شوند. استفاده از تجهیزات متفاوت، بخش بزرگی از هزینه و زمان هر مرحله را به خود اختصاص می دهد. در دیوار های میخ گذاری شده در خاک، تیرک و تجهیزات پیش تنیده کردن، به کار نمی روند.

دانسیتة ی میخ و مهار: در شرایط مشابه برای پروژه، تعداد میخ های لازم برای مساحت واحد دیوار بیشتر است از تعداد مهار های لازم برای واحد سطح دیوار. استفاده از عناصر تسلیح بیشتر در یک دیوار میخ گذاری شده در خاک، درجه ی فراوانی را افزایش می دهد که می تواند به پایداری دیوار میخ گذاری شده در خاک، کمک کند. در نتیجه، گسیختگی یک عنصر تسلیح کننده، تأثیر کمتری بر پایداری دیوار میخ گذاری شده در خاک، نسبت به دیوار مهار شده در زمین دارد. نوعاً، تنها ۵ درصد میخ های تولیدی، مورد آزمایش بارگذاری قرار می گیرند، در حالی که تمام مهارها برای قابل قبول بودن، آزمایش می شوند.

بار روی روکش دیوار: دانسیته ی میخ ها ایجاب می کند که روکش در دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بخش کمتری از فشار خاک را تحمل کند به سبب چشمه ی بار کوچکتر در مقایسه با روکش در دیوار های مهار شده در زمین که فشار خاک بیشتری را تحمل می کند. این اختلاف، بیشتر به سبب روش طراحی ناهمسان در دو سیستم است تا تفاوت در سازوکار کنترل کننده ی انتقال بار.

انتقال بار: سیستم میخ گذاری در خاک، بار را در امتداد کل طول میخ ها، انتقال می دهد، در حالی که سیستم مهارهای در زمین، برای انتقال بار، تنها در ناحیه ی مهار پشت سطح گسیختگی بالقوه، طراحی می شوند.

توزیع بار: نیروی پایدار کننده ی تأمین شده توسط میخ ها، در طول آن ها، تغییر می کند. در یک مهار، بخشی از طول مهار، غیر مقید و بخش باقیمانده، مقید می باشد. نیرو در یک مهار، در طول نامقید، تقریباً ثابت، و در ناحیه ی مقید، متغیر می باشد.

بسیج بار: پس از نصب مهار، به واسطه ی پیش تنیدگی، ظرفیت کششی مهار، به کار می افتد. میخ ها انفعالی می باشند، و ظرفیت کششی تنها با تغییر شکل خاک محیط، به کار می افتد.

پایداری کف گود: در دیوار های مهار شده در زمین، تیرک ها تا تراز زیر کف گود، فرو رانده می شوند. در دیوار های مهار شده در زمین، مقاومت برشی ناشی از بخش فرو رفته ی تیرک ها، یک پایداری اضافی در کف ترانشه فراهم می کنند. این اثر مطلوب در دیوار های میخ گذاری شده در خاک، وجود ندارد.

تغییر شکل خمشی: اندازه گیری های میدانی در دیوار های مهار شده در زمین، نشان می دهد که حداکثر تغییر شکل خمشی جانبی دیوار، در بالای دیوار رخ می دهد. همچنین، عموماً تغییر شکل های بیشینه ی دیوار، در دیوار های میخ گذاری شده در خاک، از دیوار های مهار شده در زمین، بیشتر است.

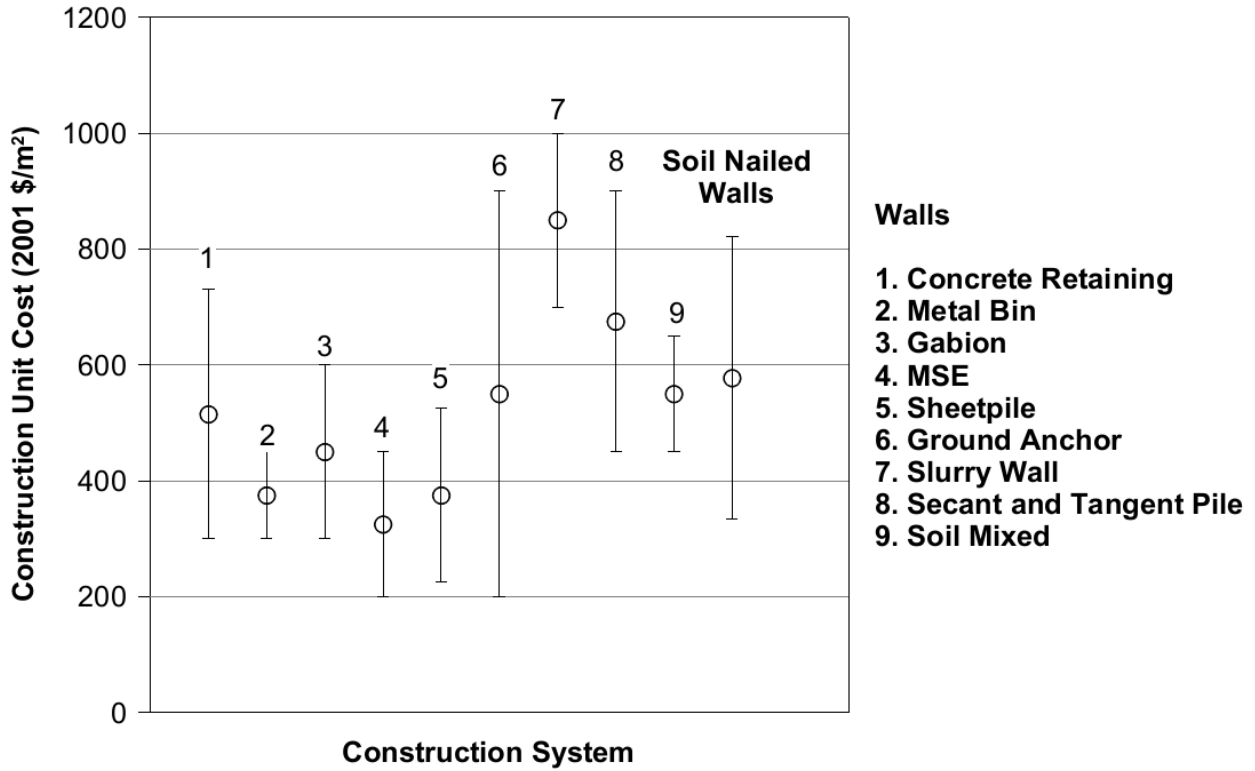
ارزیابی هزینه ی ساخت

هزینه های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، تابعی از چندین عامل می باشد، شامل: شرایط زمین، دستیابی پذیری ساختگاه، اندازه ی دیوار، نوع روکش، ضروریات حفاظت در برابر خوردگی، کاربرد موقت یا دائم، در دسترس

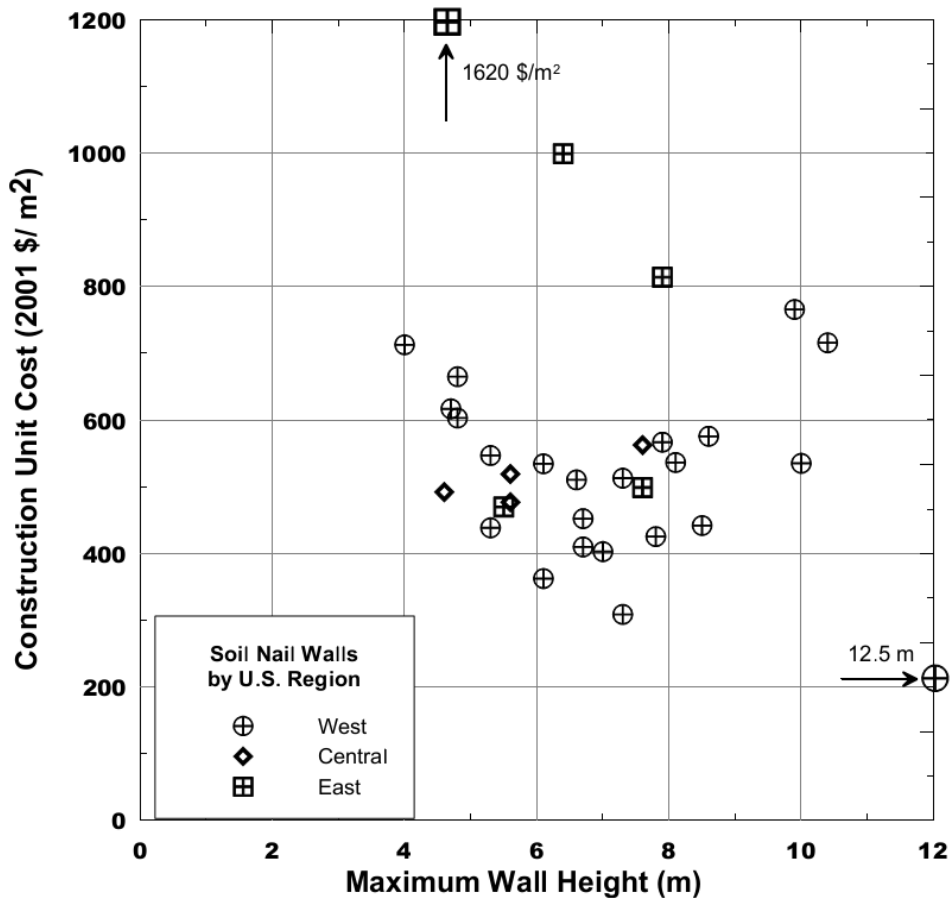
بودن پیمانکاران متخصص در میخ گذاری در خاک و شاتکریت، و شرایط محلی (مثل استعداد یخ زدگی و لرزه خیزی و غیره).

در شکل ۵-۲، حدود هزینه های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، با دیگر انواع سازه های حائل مقایسه شده است. تجربه ی پروژه های بزرگراهی امریکا نشان می دهد که دیوار های میخ گذاری شده در خاک دائم، می توانند بین ۱۰ تا ۳۰ درصد، صرفه جوئی در هزینه ها، نسبت به دیگر روش های حائل سازی مشابه از جمله گودبرداری خاک، به ارمغان آورند. آیتم هزینه ای اصلی در دیوار های دائم، روکش می باشد. ساختن در جا ی روکش یا جاسازی روکش پیش ساخته، بر روی یک روکش اولیه ی شاتکریتی با ضخامت ۱۰۰ میلی متر، ممکن است حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد کل هزینه ی دیوار را در بر داشته باشد.

برای تحلیل هزینه ی ارائه شده در شکل ۶-۲، معرف پروژه های دیوار میخ گذاری شده در خاک، با یک روکش موقت شاتکریتی متعارف، و یک روکش ساخته شده در جای دائمی، انتخاب شده اند. از مجموعه ی داده های ارائه شده در اینجا، مواردی که از رویه ی متعارف شاتکریت یا روکش در جا ساخته شده، انحراف قابل توجهی داشته اند، و همچنین پروژه هایی که در حین ساخت، مشکلات قابل توجهی داشته اند، حذف شده اند. شکل ۶-۲ نتایج تحلیل هزینه برای پروژه های گوناگون دیوار های میخ گذاری شده در خاک، را ارائه می دهد و تغییرات هزینه ی واحد ساخت میخ گذاری در خاک، را (برحسب دلار سال ۲۰۰۱)، به عنوان تابعی از ارتفاع دیوار، نمایش می دهد. این داده ها نشان می دهند که هزینه ی واحد، برای دیوار با هر ارتفاعی، کمابیش یکسان است، همراه با گرایش به بیشتر اقتصادی بودن، برای دیوارهایی با ارتفاع بین ۶ تا ۸ متر. به نظر نمی رسد که داده های گزینش شده، تفاوت محسوسی را در هزینه بر اساس مناطق امریکا، نشان دهند.



شکل ۲-۵: مقایسه ی هزینه ی ساخت برای داده های سیستم های مختلف.



شکل ۲-۶: هزینه ی ساخت، داده ها برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک.

فصل ۳: کاوش های صحرائی، آزمون های آزمایشگاهی، و پیشنهادات

دیباچه

هدف این فصل تشریح شگرد های کاوش های صحرائی و آزمون های آزمایشگاهی، و ارائه ی پیشنهاداتی درباره ی پارامترهای مورد استفاده ی خاک، برای طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، می باشد. همچنین در این فصل، پیشنهاداتی درباره ی قدرت پیوند برای میخ های نصب شده در انواع گوناگون خاک، و شرایط ساخت، ارائه می شود.

کاوش های صحرائی و آزمون های آزمایشگاهی، دو عدد از بحرانی ترین جنبه های هر پروژه ی ژئوتکنیکی می باشند و تأثیر مستقیمی بر روی امکان پذیری فنی و اقتصادی بودن پروژه ی دیوار میخ گذاری شده در خاک دارد. به طور کلی، گستره و سطح ریزه کاری های برنامه ی کاوش های صحرائی و آزمون های آزمایشگاهی به طبیعت و اندازه ی سرتاسر پروژه، توپوگرافی، زمین شناسی، محدودیت های زیست محیطی، نوع کاربرد، پیامد های یک گسیختگی احتمالی، طول عمر پروژه، و دیگر قید های پروژه، بستگی دارد.

مشخصات مهندسی به دست آمده توسط کاوش های صحرائی و آزمون های آزمایشگاهی، برای طراحی دیوارها،

عبارتند از: طبقه بندی خاک، وزن واحد، مقاومت برشی، و تراکم پذیری. همچنین کاوش های صحرائی و آزمون های آزمایشگاهی می توانند اطلاعاتی برای تصدیق پتانسیل خوردگی خاک، فراهم کنند، که جنبه ای بحرانی از یکپارچگی دراز مدت میلگرد های فولادی در دیوار های دائمی می باشد. اطلاعات عمومی راجع به کاوش های صحرائی و آزمون های آزمایشگاهی در خاک ها و سنگ ها در این بخش ارائه می شوند. شرح و بحث جامع تر در نشریه ی اخیر اف اچ دبلو ای، با عنوان ارزیابی ویژگی های خاک و سنگ، آورده شده است (ساباتینی و همکاران ۲۰۰۲)، که می توانید به آن مراجعه کنید.

بخش آتی، فعالیت های عمده ی مربوط به کاوش های صحرائی را که می توانند برای پروژه های دیوار های میخ گذاری شده، به کار روند، تشریح می کند.

مروری بر اطلاعات ژئوتکنیکی موجود

پیش از اجرای یک کاوش صحرائی، مروری بر اطلاعات موجود ناحیه ای، ساختگاهی، و زیرسطحی، گام ابتدائی ارزشمندی برای هر پروژه ی ژئوتکنیکی می باشد. منابع اطلاعاتی می تواند شامل موارد زیر شود:

- نقشه های توپوگرافیک، نقشه های ساختگاه، نقشه های زمین شناسی، عکس های هوایی، نقشه های ساخت و مساحی؛

- داده های زمین شناختی، همچون : سنگ شناسی مجاور رخنمون سنگ ها، تغییرات سطح زمین در اثر عوامل طبیعی، الگوهای فرسایش، نشست خاک، و زمین لغزه ها؛
- گزارش های زمین شناسی تهیه شده برای ساختگاه یا نواحی مجاور؛
- داده های مربوط به سازه های مهندسی موجود (شامل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک یا سیستم های مشابه) در محل؛
- داده هایی درباره ی آب های موجود یا تراز آب زیرزمینی نزدیک ساختگاه پروژه؛
- داده های جنبه های لرزه ای، همچون جنبش زمین، پتانسیل روانگرایی، و فزونسازی ساختگاه؛

هرچند اطلاعات تاریخچه ای می توانند سودمند باشند، ولی بایستی در سنجش کیفیت، اعتبار، و کاربست پذیری این اطلاعات در پروژه ی جدید، مواظب بود. طراح بایستی هنگام برون یابی شرایط زیرسطحی خاک، که در همان ناحیه ی ساختگاه پروژه، ولی با مقداری فاصله به دست آمده، هوشمندانه و محتاطانه عمل کند.

شناسایی ساختگاه

شناسایی صحرائی (میدانی) شامل بازدید بصری ساختگاه و گردآوری داده های مربوطه می باشد. اهداف شناسایی صحرائی ، مشاهده و گردآوری اطلاعات درباره ی عوارض زمین ساختگاه که ممکن است بر طراحی، ساخت، و نگهداری و تعمیر (در صورت نیاز) دیوار پیشنهادی مؤثر باشند، می باشد. به طور کلی، در طی شناسایی صحرائی، نیاز است که اطلاعات زیر گردآوری شوند:

دستیابی پذیری ساختگاه ؛ شرایط آمد و شد، و کنترل در طی کاوش و ساخت ؛ محدودیت های فضای بالا سری ؛ الگوهای زهکشی و خوردگی ؛ طبیعت ساختارهای زنده ؛ شناسایی تأسیسات زیرزمینی ؛ واکنش بریدگی ها، شیب ها، و گود های مجاور ؛ شواهد نشست سطح.

اگر چه اطلاعات اضافی زیر، عموماً برای بیشتر انواع دیوار ها، کاربرد پذیر می باشند، ولی مخصوصاً برای هنگامی که دیوار های میخ گذاری شده در خاک به عنوان جایگزین در نظر گرفته شده اند، شایسته و مناسب می باشند:

- شواهد خوردگی در سازه های مجاور؛
- شواهدی درباره ی شرایط ناحیه ای و آب زیرزمینی که برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک، نامساعد می باشند؛
- حریم عبور و حریم تکیه گاهی (حق ارتفاقی) لازم برای نصب میخ ها؛

پس از تکمیل مروری کامل بر اطلاعات موجود و بازدید مقدماتی ساختگاه، طراح می تواند حفرات اطلاعات را شناسایی کند، ملزومات اضافی پروژه را تعیین کند، و با مدنظرگرفتن اطلاعات موجود و اطلاعات مورد نیاز، کاوش های صحرائی ضروری جدیدی را تعریف کند. در بخش آتی، برخی از کارهای کاوش صحرائی، تشریح شده است.

کاوش های زیرسطحی

کلیات

اهداف کاوش های زیرسطحی، تعیین شرایط زیرسطحی محلی و مشخص کردن توزیع فضائی و جانبی این شرایط در یک ساختگاه پروژه می باشد. کاوش های زیرسطحی نوعاً عبارتند از: (۱) آزمایش درجای ویژگی های خاک یا سنگ، (۲) بازیابی نمونه های معرف از خاک یا سنگ برای طبقه بندی بصری و یا آزمون های آزمایشگاهی، (۳) توصیف چینه شناختی، (۴) شناسایی و رصد موقعیت آب زیرزمینی. آن ویژگی هایی از خاک یا سنگ، که تمایل داریم از آزمون های برجا و آزمایشگاهی، معین شوند، عبارتند از: طبقه بندی، پارامترهای شاخص، مقاومت، تراکم پذیری، و پتانسیل خوردگی. همچنین، در پروژه های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، تعیین موقعیت و ماهیت آب زیرزمینی، مهم می باشد، چونکه هنگامی که سطح آب زیرزمینی بالا است، ساخت این سیستم ها دشوار و گران است.

در صورت در دسترس بودن، کاوش های زیرسطحی بایستی مطابق با آشتو، آئین نامه ی کاوش های زیر سطحی (AASHTO, 1988)، یا استانداردهای ای اس تی ام (ASTM, 2002)، یا استاندارد های آژانس محلی، انجام شود. می توان اطلاعات بیشتر در مورد برنامه های کاوش های زیرسطحی را از آشتو (۱۹۸۸)، آرمان و همکاران (۱۹۹۷)، و ساباتینی و همکاران (۲۰۰۲)، به دست آورد. بخش های آتی، جنبه های اصلی کاوش های زیرسطحی را که به طور عادی در پروژه های دیوارهای میخ گذاری شده در خاک به کار می روند، پررنگ می کند.

آزمون های صحرائی و نمونه گیری

گمانه زنی

برای طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، آزمون های صحرائی و نمونه گیری به طور رایج توسط حفر گمانه های اکتشافی، اجرا می شوند. گمانه زنی برای اهداف زیادی کفایت می کند و موارد زیر را به دست می دهد: (۱) مقادیر عدد اس پی تی، برای طبقه بندی خاک و مشخص کردن چینه شناسی، (۲) نمونه های دست خورده و دست نخورده از خاک، و (۳) رصد آب زیرزمینی.

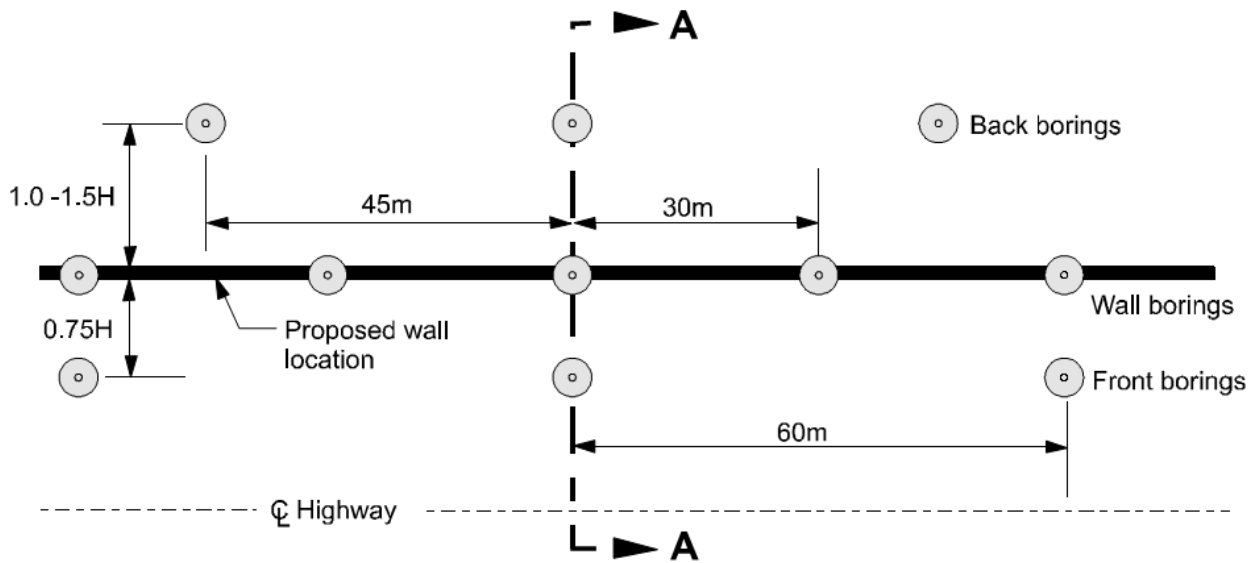
نوع، تعداد، موقعیت، و عمق گمانه ها، تا حد زیادی، توسط: مرحله ی پروژه (یعنی، مطالعه ی امکان پذیری، طراحی ابتدائی یا نهائی)، در دسترس بودن داده های ژئوتکنیکی موجود، تغییرپذیری شرایط زیرسطحی، و دیگر قیود

پروژه، دیکته می شود. برای استفاده در طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، شکل ۱-۳ می تواند به عنوان راهنمایی ابتدائی برای کمک به طراحان برای تعیین تعداد، موقعیت، و تواتر گمانه ها، به کار برده شود. برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک دارای طول بیشتر از ۳۰ متر، گمانه ها بایستی به فاصله ی ۳۰ تا ۶۰ متر از یکدیگر، در امتداد خط مرکزی دیوار پیشنهادی، قرار گیرند.

همچنین در جلو و عقب دیوار پیشنهادی نیز، گمانه زنی ضروری است. گمانه های پشت دیوار بایستی در فاصله ای در حدود ۱ تا ۱.۵ برابر ارتفاع دیوار، از پشت دیوار قرار گیرند، و باید از یکدیگر فاصله ای تا حدود ۴۵ متر در امتداد محور دیوار داشته باشند. اگر زمین پشت دیوار شیبدار است، انتظار می رود که توده ی لغزنده ی پشت دیوار، تا بزرگتر از آن زمین افقی باشد. بنابراین، گمانه های پشت دیوار بایستی به میزان بیشتری از دیوار دور باشند، تا حدود تقریباً ۱.۵ تا ۲ برابر ارتفاع دیوار. گمانه های جلوی دیوار بایستی در فاصله ای در حدود ۰.۷۵ برابر ارتفاع دیوار، از جلوی دیوار قرار گیرند، و باید از یکدیگر فاصله ای تا حدود ۶۰ متر در امتداد محور دیوار داشته باشند.

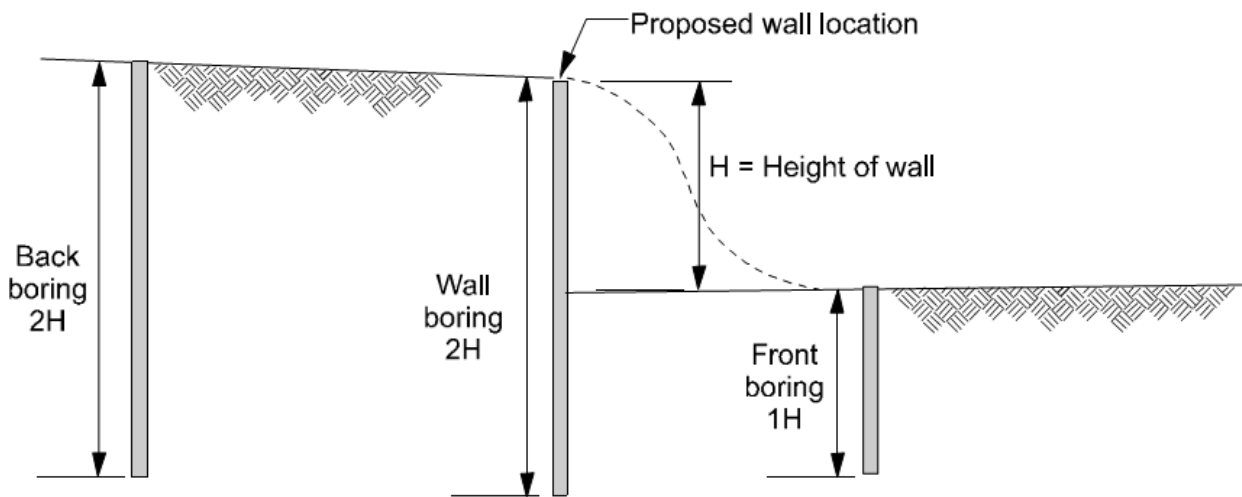
عمق گمانه ها بایستی بر اساس سازوکار کنترل کننده ی مربوط به پایداری دیوار پیشنهادی و بر پایه ی جنبه های زیرسطحی که ممکن است بر آینده ی اجرای دیوار تأثیر کند، انتخاب شود. گمانه زنی بایستی دست کم به اندازه ی ارتفاع کامل دیوار، زیر کف گود، ادامه داده شود (شکل ۱-۳). هنگامی که خاک های بسیار تراکم پذیر (خاک های ریزدانه ی نرم تا خیلی نرم، سیلت آلی، و تورب) در ساختگاه، پشت یا زیر دیوار، واقع شوند، گمانه زنی باید عمیق تر شود. اگر خاک های غیرچسبنده، اشباع، سست عمیق، پشت و زیر دیوار پیشنهادی میخ گذاری شده در خاک، واقع شوند و خطر لرزه ای در ساختگاه ایجاب کند که پتانسیل روانگرایی ارزیابی شود، ممکن است لازم شود عمق

گمانه ها برای پروژه های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، افزایش یابد. در جایی که فزونسازی لرزه ای موجب نگرانی است، به ویژه در خاک های نرم عمیق، ممکن است لازم شود که ژرفای کاوش های زیر سطحی در ساختگاه پیشنهادی دیوار میخ گذاری شده در خاک، عمیق باشد. در صورت روبرو شدن با سنگ در ژرفای انتخاب شده، برای بررسی ماهیت سنگ و ناپیوستگی هایش، بایستی مغزه ای به طول حداقل ۳ متر، که در دو ران (عملیات) به طول ۱.۵ متری حاصل شده باشد، به دست آورد.



Note: Distances shown are recommended maximums.

Typical plan



Section A - A

شکل ۳-۱: طرح اولیه ی گمانه زنی ژئوتکنیکی ابتدائی برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک

رویه های صحرائی رایج

جدول ۳-۱ رویه های ژئوتکنیکی رایج و آزمون های صحرائی که می توانند در کاوش های صحرائی برای پروژه های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، استفاده شوند را، خلاصه کرده است. جدول، رویه های صحرائی و آزمون های صحرائی را فهرست کرده است و استانداردهای مرتبط ASTM و مراجع FHWA، کاربرد پذیری نوع خاک، و شرح مختصری از اطلاعات و مشخصات استنتاج شده از این فعالیت های صحرائی، را ارائه می دهد.

	Activity	Standard ⁽¹⁾ /FHWA Reference	Most suitable for	Not suitable for	Obtained from field activity
Field Procedure	Preservation and Transportation of Soil Samples	ASTM D4220-95	All	NA	Representative samples
	Thin-Walled Tube Sampling	ASTM D1587-00	Clays, Silts	Sands, Gravel	Undisturbed samples
	Subsurface Explorations (Soil and Rock)	ASTM D5434-97	All	NA	Various
Field Test	Standard Penetration Test (SPT)	ASTM D1586-99 ASTM D6066- 96e1 ⁽⁵⁾	Sand, Silt	⁽²⁾	Stratigraphy, SPT N-values relative density, groundwater, samples
	Cone Penetration Test (CPT)	ASTM D5778-95, Briaud (1992)	Sand, Silt, and Clay	Gravel, bouldery soil	Continuous stratigraphy, soil type, strength, relative density, K_0 ⁽³⁾ , pore pressures, no sample
	Field Vane Shear Test (VST)	ASTM D2573-94	Soft to Medium Clay	Sand and Gravel	Undrained shear strength
	Pressuremeter Test (PMT)	ASTM D4719-00, Briaud (1989)	Soft Rock, Dense Sand, Non- Sensitive Clay, Gravel, Till	Soft Clays, Loose Silts and Sands	Soil type, strength, K_0 ⁽³⁾ , OCR ⁽⁴⁾ , compressibility, soil modulus, no sample
	Flat Plate Dilatometer Test (DMT)	ASTM D6635-01, Briaud and Miran (1992)	Sand and Clay	Gravel	Soil type, K_0 , OCR, undrained shear strength, soil modulus, no sample

- Notes: (1) Individual ASTM standards can be found in ASTM (2002). Arman et al. (1997) and Sabatini et al. (2002) present general discussions on these field procedures.
(2) SPT can be used with limitations in clays and gravels.
(3) K_0 is the at-rest earth lateral pressure coefficient.
(4) OCR is the overconsolidation ratio.
(5) ASTM D6066-96e1 for the use of SPT in liquefaction resistance evaluation.

جدول ۱-۳: رویه ها و آزمون های صحرائی ژئوتکنیکی رایج

آزمون نفوذ استاندارد

آزمون نفوذ استاندارد (SPT) محبوبترین روش برای ارزیابی شرایط ساختگاه می باشد. در مورد پروژه های میخ گذاری در خاک، بیشترین روش اکتشافی به کار رفته، اس پی تی بوده است، چونکه بیشتر دیوار های میخ گذاری شده در خاک امریکا، در خاک های غیرچسبنده ساخته شده اند، که اس پی تی در این نوع خاک ها، نتایج معنی داری به دست می دهد.

اس پی تی، عدد اس پی تی را به دست می دهد (N)، که تعداد ضربات اندازه گیری شده می باشد، که ملزومات آن کوبیدن یک قاشقک شکافدار نمونه گیری داخل کف گمانه در یک بازه ی ۳۰۰ میلیمتری می باشد. همانگونه که در فصل پیشین تشریح شد، عدد اس پی تی می تواند در فاز امکان پذیری طراحی یک دیوار میخ گذاری شده

در خاک، به کار رود. در مدت چند دهه ی گذشته، چندین رابطه بین عدد اس پی تی، و مشخصات مهندسی، گسترش یافته است.

همچنین اس پی تی برای به دست آوردن نمونه های دست خورده از زیر زمین، نوعاً در فواصل عمودی ۱.۵ تا ۳ متری، به کار برده می شود. در لایه های با خاک سست یا نرم، یا هنگام روبرو شدن با انواع دیگر رخنمون ها، (مثل عدسی های خاکی و شرایط بسیار ناهمگن)، نمونه گیری بایستی ادامه یابد. اس پی تی اندازه گیری خوبی از دانسیته ی نسبی خاک های غیر چسبنده به دست می دهد (جدول ۲-۳). همچنین، اس پی تی می تواند، با محدودیت هایی، برآوردی از استحکام خاک های ریز دانه به دست دهد (جدول ۳-۳).

Relative Density	SPT N_{meas} (blows/300 mm or blows/ft)
Very loose	0-4
Loose	5-10
Medium Dense	11-30
Dense	31-50
Very Dense	>51

جدول ۲-۳: توصیف دانسیته ی خاک غیر چسبنده بر اساس عدد N اس پی تی

Consistency	SPT N_{meas} (blows/300 mm or blows/ft)
Very Soft	0-1
Soft	2-4
Medium Stiff	5-8
Stiff	9-15
Very Stiff	16-30
Hard	31-60
Very Hard	>61

جدول ۳-۳: توصیف استحکام خاک ریز دانه بر اساس عدد N اس پی تی

تعدادی ضریب اصلاح، به تعداد ضریب های شمارش شده، اعمال می شوند برای محاسبه ی تأثیر عامل های بیشمار مرتبط با ناکارآمدی انرژی و تغییرات فرایند. عدد اصلاح شده، N_{60} ، برای بازدهی انرژی ۶۰ درصدی به دست آورده می شود، از رابطه ی زیر:

$$N_{60} = C_E C_B C_S C_R N_{meas} \quad (\text{Equation 3.1})$$

ضرایب تصحیح عبارتند از: C_E برای تصحیح بازدهی انرژی، C_B برای قطر گمانه، C_S برای روش نمونه گیری، و C_R برای طول میله. ساباتینی و همکاران (۲۰۰۲) چکیده ای از این ضرایب تصحیح، ارائه دادند.

مقدار تصحیح شده، N_{60} ، معمولاً با یک فشار سربار مؤثر مرجع، برای محاسبه ی افزایش عدد N با ازدیاد سربار در یک ماده ی همگن، نرمالیزه می شود. فشار سربار مؤثر مرجع، فشار عمودی اتمسفر، P_a ، می باشد، که برابر ا اتمسفر یا تقریباً ۱۰۰ کیلو پاسکال است. تعداد ضربات تصحیح شده ی نرمالیزه شده، به صورت زیر حساب می شود:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad \text{(Equation 3.2)}$$

که C_N ، ضریب نرمالیزه کردن برای فشار سربار مؤثر می باشد و به شکل زیر حساب می شود:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^n \quad \text{(Equation 3.3)}$$

که: σ'_{vo} فشار عمودی مؤثر در ژرفای آزمون اس پی تی در زمان آزمایش می باشد (با واحدی مشابه واحد P_a) و n توانی است برابر ۱ در رس ها و ۰.۵ در ماسه ها (برای مراجع C_N ، ساباتینی و همکاران (۲۰۰۲) را ببینید).

برخی روابط بر اساس عدد اس پی تی، برآوردهایی را از پارامترهای مقاومت برشی برای هر دو نوع خاک غیر چسبنده و ریزدانه، به دست می دهند. این روابط در بخش آتی ارائه می شوند.

نمونه گیری

نمونه های به دست آمده از اس پی تی، دست خورده هستند و تنها برای طبقه بندی خاک و برخی آزمون های آزمایشگاهی که در زیر، نام برده می شود، مناسبند: درجه بندی ذرات (آزمایش دانه بندی)، محتوی ذرات، درصد رطوبت طبیعی، حدود اتبرگ، وزن مخصوص جامدات، محتویات آلی، آزمون های مقاومت فشاری محدود نشده. نمونه های به دست آمده از بیل حفاری دنداندار، گودال های آزمایش، و برش های آزمایش، نیز می توانند به کار برده شوند برای: طبقه بندی خاک و تعیین آزمایشگاهی پارامترهای شاخص، به شرطی که، به اندازه ی کافی معرف باشند و درصد رطوبت در محل، در جریان نمونه گیری و انتقال، ثابت نگه داشته شوند.

نمونه های اس پی تی نباید برای آزمون مقاومت یا تراکم پذیری به کار برده شوند. دلیل خوردگی بیش از

اندازه ی نمونه های خاک، بالابودن نسبت ضخامت به قطر جداره ی نمونه گیر، و تمایل نمونه به بیرون افتادن از پائین نمونه گیر (کفشک)، می باشد. نظر به اینکه، مقاومت برشی و تراکم پذیری خاک های ریزدانه به شدت تحت تأثیر دست خوردگی نمونه می باشد، نمونه های به دست آمده توسط نمونه گیر قاشقی استاندارد، برای آزمون های آزمایشگاهی مقاومت برشی و تراکم پذیری خاک های ریزدانه، نامناسب می باشند. به جای آن نمونه گیرهای جدار

نازک شامل نمونه گیر لوله ای شلبي با قطر خارجي ۷۶ ميليمتر، براي به دست آوردن نمونه هاي دست نخورده از خاک ريز دانه براي آزمون هاي آزمایشگاهی مقاومت برشي و تراکم پذيري و تحکيم، بايستی استفاده شوند.

روش هاي آزمون هاي صحرايي جايگزين

همانگونه که در بالا اشاره شد، اس پی تی براي به دست آوردن برآوردی درجا، از پایداری و مقاومت برشي خاک هاي ريزدانه، مناسب نمی باشد. آزمون هاي درجای مناسب دیگری بايستی براي برآورد مستقيم از زمين مقاومت برشي زهکشی نشده S_u ی خاک هاي ريزدانه، بايد به کار برده شوند. برخی از اين آزمون هاي درجا عبارتند از: آزمون نفوذ مخروط CPT، آزمون برش پره ی صحرايي VST، آزمون فشار سنجي PMT، آزمون ديلا تومتر صفحه ی تخت DMT.

اس پی تی، یک شیوه ی کاوش صحرايي رایج شده است. سی پی تی ابزار کاوش ارزشمندی است که گسترش (ترسيم) پروفایل خاک زیرسطحي را میسر می سازد. از آنجا که پروفایل خاک بر اساس سی پی تی، پیوسته می باشد، این شیوه، شناسایی لایه هاي نازک خاک درمیان توده ی خاک نسبتاً همگن، که کشف آن ها طور دیگر دشوار می باشد، را میسر می سازد. این قابلیت به ویژه هنگامی کاربردی است که جستجو براي یافتن لایه هاي خاک ضعیف، که می توانند ناپایداری را پشت دیوار برانگیزانند، مد نظر باشد. به طور کلی، سی پی تی از اس پی تی، ارزان تر و سریع تر است. محدودیت اصلی این تکنیک این است که هیچ نمونه ای به دست نمی آید. همچنین، عمق پیمائی سی پی تی نمی تواند در خاک شنی یا قلوه سنگی انجام شود.

در برخی پروژه هاي بزرگ، استفاده ی مرحله ای از سی پی تی و گمانه زنی متعارف، جذاب است زیرا در مقایسه با گمانه زنی تنها، با هزینه ی یکسان، اطلاعات ژئوتکنیکی بیشتری به دست می دهد. در مرحله ی اول، عمق پیمائی سی پی تی، اجازه ی ترسيم سریع لایه بندی خاک و شناسایی ابتدائی لایه هایی با کاستی هاي بالقوه (مثل مقاومت پائین و تراکم پذیری بالا) را می دهد، که ممکن است تأثیر شدیدی بر طراحی داشته باشد. چینه شناسی ابتدائی بر اساس سی پی تی، می تواند به تعیین موقعیت نواحی که نمونه هاي دست نخورده بايستی گرفته شوند، کمک کند. در مرحله ی دوم، گمانه زنی متعارف می تواند استفاده شود و تنها در اعماق مورد نظر نمونه ها گرفته شوند. با کاربرد این راهبرد دو مرحله ای، نمونه برداری می تواند بهینه شود و تعداد نمونه ها کاهش یابد.

آزمون برش پره به طور پیوسته با گمانه زنی در خاک براي به دست آوردن مقاومت برشي زهکشی نشده ی خاک

هاي ريزدانه، انجام می شود (به صورت درجا). مزیت VST این است که می تواند یک برآورد درجا و مستقيم از S_u در خاک هاي ريزدانه، به دست دهد. PMT و DMT نیز در دسترس است ولی کاربرد آن ها گسترده نیست. براي بحث جامع تر به ساباتینی (۲۰۰۲) مراجعه کنید.

گودال هاي آزمایش

کاربرد گودال های آزمایش در دیوار میخ گذاری شده در خاک، (در نواحی تخت یا بریدگی های آزمایش در زمین شیبدار) می تواند بسیار سودمند باشد. گودال های آزمایش نسبتاً ارزان هستند و می توانند در ارزیابی این که آیا وجه یک گود می تواند بدون تکیه گاه بایستد یا نه، و تعیین امکان پذیری میخ گذاری خاک در ساختگاه، کمک کنند. گودال های آزمایش بایستی تقریباً ۶ تا ۸ متر طول و ۲ تا ۲.۵ متر عمق داشته باشند و همچنین باید جلوی وجه دیوار پیشنهادی و موازی آن، حفر شوند. برای ارزیابی زمان روی پا ایستادن گود، گودال آزمایش بایستی ۳ تا ۴ روز باز بماند. بازدید روزانه ی گودال های آزمایش حفر شده، پیشنهاد می شود.

چینه شناسی خاک

هرگاه اطلاعات کافی از گمانه زنی و آزمون های صحرایی به دست آمد، تعیین چینه شناسی و شناخت هر تغییر پذیری سه بعدی قابل توجه که ممکن است بر طرح و ساخت دیوار میخ گذاری شده در خاک، تأثیر گذارد، مهم است. برای دیوار، تعیین چینه شناسی خاک حیاتی است زیرا ماهیت، گستره، و توزیع لایه های گوناگون، نوع روش ها و تجهیزات حفاری، کنترل اندازه ی پتانسیل لغزش توده ی خاک پشت دیوار، را تحمیل می کند و تأثیر شدیدی روی طول میخ ها دارد. شناسایی دگرگونی شرایط زیرسطحی در نمای پلان، به ویژه در دیوارهای طویل که تغییر قابل توجه شرایط خاک، محتمل تر است، مهم می باشد. ابتدا چینه شناسی از راه واقعه نگاری بصری یا نتایج آزمون های درجا در خلال کاوش های صحرایی، سنجیده می شود و سپس از نتایج آزمون های آزمایشگاهی تأیید یا تعدیل می شود.

اگر بخشی یا تمامی دیوار در سنگ های زیرین تعبیه خواهد شد، موقعیت سنگ بستر بایستی تعیین شود. شرایط زیرسطحی غیر مشابه بالا و پائین سنگ بستر، بر قابلیت روش حفاری، تجهیزات حفاری، هزینه ی ساخت، و طول میخ ها، تأثیر شدیدی خواهد داشت. میخ هایی که بخشی یا تمام طول آن ها در سنگ قرار می گیرند، نسبت به میخ های کاملاً در خاک قرار گرفته، کوتاهتر می باشند، به دلیل قدرت پیوند بیشتر. این که آیا میخ ها در سنگ هوازده، لایه هایی با درجه ی هوازدهگی متفاوت و یا صفحات سست، قرار خواهند گرفت یا نه، بایستی مشخص شود.

آب زیرزمینی

وجود آب (در شرایط غیراشباع یا اشباع) در خاک می تواند بر جنبه های گوناگون طرح و عملکرد دراز مدت دیوار تأثیر گذارد. این جنبه ها عبارتند از: پایداری گودهای موقتاً نگهداری نشده، مقاومت خاک و قدرت پیوند، پتانسیل خوردگی، فشار بر وجه، پایداری سوراخ ها، فرایند دوغاب ریزی، زهکشی، و دیگر ملاحظات ساخت. بنابراین، سطح آب زیرزمینی و یا نواحی نشست آب، بایستی در طی کاوش های صحرایی، مشخص شود.

عمق آب زیرزمینی بایستی در خلال حفاری مشخص شود و سپس برای دست کم ۲۴ ساعت، رصد شود. اگر از گل حفاری استفاده شود، ممکن است تعیین سطح آب زیرزمینی در گمانه ها غیرممکن شود. در خاک های با مقدار

ریزدانه ی بالا، سطح آب به دست آمده در طی حفاری، معمولاً معرف سطح آب تثبیت شده نمی باشد، چونکه سطح آب مشاهده شده، احتمالاً بیشتر تحت تأثیر تراوایی کم خاک محیط می باشد. در این خاک ها، خوب است که اندازه گیری، پس از گذشت چند ساعت تا چند روز، انجام گیرد تا آب به سطح تعادل خود برسد. برای تثبیت تراز آب زیرزمینی در خاک های با تراوایی بسیار کم، زمان بیشتری تا حدود چند هفته یا چند ماه لازم است. برای مورد اخیر، تبدیل چند گمانه ی اکتشافی به پیزومتر، مفید می باشد. به دست آوردن تراز فصلی آب زیرزمینی، مطلوب خواهد بود (مثلاً از چاه های نزدیک موجود).

برآورد کم دقت تراز آب زیرزمینی در طی یک کاوش صحرائی، می تواند پیامدهای جدی برای هر سیستم حائل، به ویژه دیوار های میخ گذاری شده در خاک، داشته باشد، زیرا همانگونه که قبلاً بحث شد، این سیستم برای شرایط آب زیرزمینی بالا، مناسب نیست. هنگامی که تراز آب بیش از مقدار برآورد شده باشد، ممکن است تسلیح خاک لازم شود. در حالت بسیار شدید، ممکن است میخ گذاری در خاک، غیرعملی یا غیر اقتصادی تشخیص داده شود.

آزمون های آزمایشگاهی خاک

آزمون های آزمایشگاهی بر روی نمونه های خاک گرفته شده در خلال کاوش های صحرائی، برای طبقه بندی خاک، ویژگی های شاخص، وزن واحد، مقاومت، و تراکم پذیری، به کار برده می شوند. جدول ۳-۴ آزمون های آزمایشگاهی پرکاربرد برای به دست آوردن پارامترهای شاخص، و دیگر ویژگی های مهندسی خاک که ممکن است برای طرح دیوار ضروری باشند، را ارائه می دهد. همچنین جدول ۳-۴ استانداردهای مربوط ASTM و AASHTO را بیان می کند. به علاوه، جدول ۳-۴ دیگر آزمون ها، همچون آن هایی که برای ارزیابی تورم خاک در اثر یخبندان، قابلیت آب شدن، پتانسیل رمبش، و پتانسیل آماس، ممکن است در برخی پروژه های دیوار، به کار روند، فهرست کرده است.

PROCEDURE	TEST NAME	STANDARD		APPLICABILITY
		ASTM ⁽¹⁾	AASHTO ⁽²⁾	
Classification	Visual and Manual Description and Identification of Soils	D2488-00	-	All soils
	Classification of Soils according to USCS ⁽³⁾	D2487-00	M145	All soils
Index Parameters	Particle-Size Analysis (with sieves)	D422-63 (1998)	T88	Granular soils
	Soil Fraction finer than No. 200 (75- μ m) Sieve	D1140-00	T11	Fine-grained and granular materials boundary
	Moisture Content	D2216-98	T265	All soils
	Atterberg Limits	D4318-00	T89, T90	Fine-grained soil
	Organic Contents	D2974-00	T194	Fine-grained soil fraction
	Specific Gravity of Soil Solids	D854-00	T100	All soils
Strength	Unconfined Compressive Strength (UC)	D2166-00	T208	Fine-grained soil
	Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression (UU)	D2850-95 (1999)	T296	Fine-grained soil
	Consolidated Undrained Triaxial Compression (CU)	D4767-95	T234	Fine-grained soil
	Direct Shear (Consolidated)	D3080-98	T236	Sands and Fine-grained soils
Hydraulic Conductivity	Permeability (Constant Head)	D2434-68 (2000)	T215	Granular soils
Compressibility	One-Dimensional Consolidation	D2435-96	T216	Fine-grained soil
	One-Dimensional Consolidation (Controlled-Strain Loading)	D4186-89 e1 (1998)	-	Fine-grained soil
Other	Frost Heave and Thaw Weakening Susceptibility	D5918-96 (2001)	-	Silts
	Collapse Potential	D5333-92 (1996)	-	Loess, silt
	Swelling Potential	D4546-96	T258	Fine-grained soil

Notes: (1) Individual ASTM standards can be found in ASTM (2002).

(2) Individual AASHTO standards can be found in AASTHO (1992).

(3) USCS: Unified Soil Classification System.

جدول ۴-۳: رویه ها و آزمون های آزمایشگاهی رایج برای خاک ها

گزینش پارامترهای خاک برای طراحی

دیباچه

هدف این بخش، ارائه ی بحثی است چکیده درباره ی روش های مورد استفاده برای به دست آوردن پارامترهای خاک و تأمین یک راهنما برای انتخاب این پارامترها در طراحی دیوار میخ گذاری شده در خاک، می باشد. پارامترهای طراحی ابتدائی برای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، در بخش آتی بحث می شود.

طبقه بندی خاک و ویژگی های شاخص

برای بیشتر پروژه های دیوار میخ گذاری شده در خاک، از کاوش های صحرایی و آزمون های آزمایشگاهی، بایستی ویژگی های اساسی خاک، که در زیر می آید، تعیین شوند:

طبقه بندی خاک (در تمام خاک ها) ؛ تحلیل الک یا دانه بندی خاک (در خاک های غیر چسبنده) ؛ محتوی ذرات (در خاک های مخلوط ریز و درشت دانه) ؛ رطوبت طبیعی (در خاک های بیشتر ریزدانه) ؛ حدود اتربرگ (در خاک های ریزدانه) ؛ محتوی آلی (خاک های ریزدانه).

طبقه بندی درست خاک ها و تعیین نوع آن ها مهم می باشد زیرا پاسخ پیش بینی شده ی خاک، عموماً مرتبط است با نوع تعیین شده ی خاک. همانگونه که در فصل پیشین بحث شد، هرچند دیوار میخ گذاری شده در خاک می تواند در محدوده ی وسیعی از خاک ها اجرا شود، ولی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، در چند نوع مشخص از خاک، بسیار اقتصادی می باشند. خاک ها بایستی مطابق با سیستم طبقه بندی USCS طبقه بندی شوند، که ایجاب می کند که درجه بندی و حدود اتربرگ، تعیین شوند.

تعیین دانه بندی و محتوی ذرات، می تواند به مشخص کردن اینکه آیا شرایط خاک مساعد هست (مثلاً خاک های غیرچسبنده ی خوب دانه بندی شده با ذرات ریز کم) یا خیر، کمک کند.

بیشتر در خاک های ریزدانه، تعیین میزان رطوبت درجای طبیعی خاک، می تواند به یافتن شرایط نامساعد مشخص، کمک کند. به عنوان نمونه، میزان رطوبت بالای غیر عادی در خاک های ریزدانه (بیشتر از ۵۰ یا میزان رطوبت به اندازه ی حد روانی)، ممکن است به شرایط خاک مشکل دار اشاره کند شامل: مقاومت برشی کم، تراکم پذیری بالا، پتانسیل خزش بالقوه بالا، و پتانسیل خوردگی بالاتر. در خاک های دانه ای (بدون ریزدانه یا بسیار کم)، میزان رطوبت کمتر از حدود ۲ درصد، ممکن است نشان دهنده ی ناتوانی گودهای عمودی در پایدار ماندن بدون نگهدارنده، باشد.

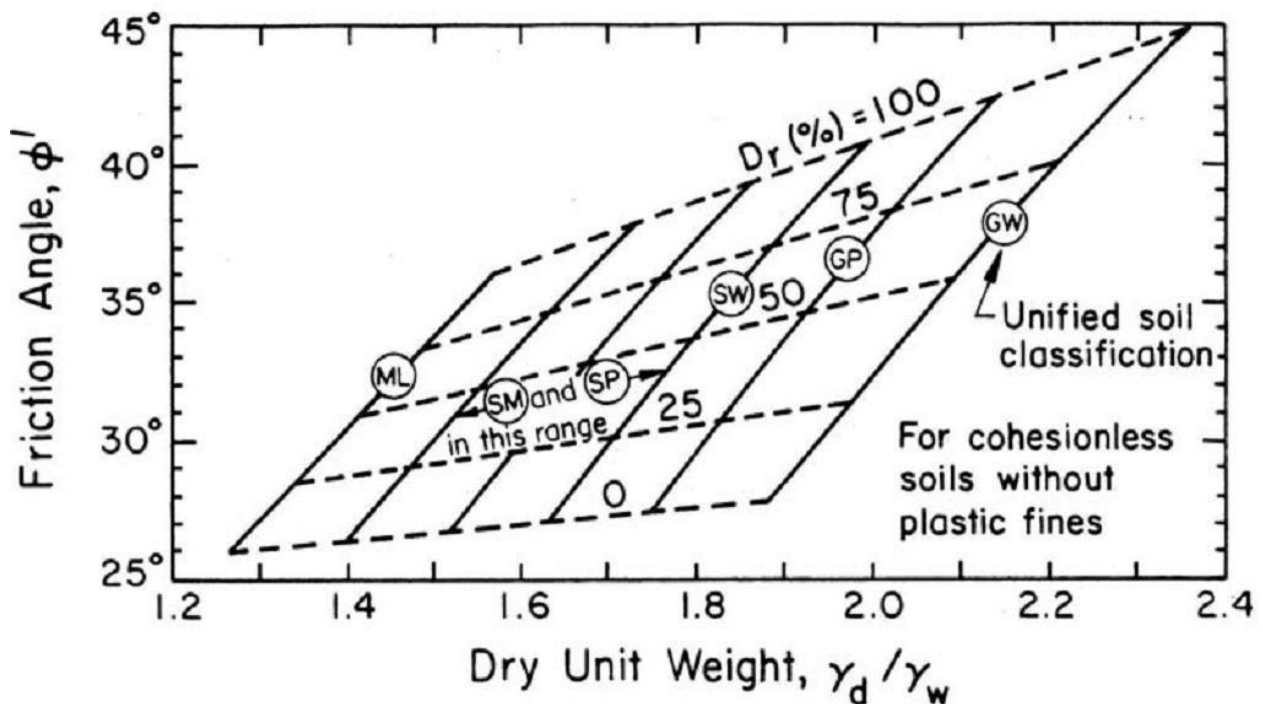
برای طبقه بندی خاک های ریز دانه و کمک به سنجش پتانسیل تغییر شکل های خزشی پشت دیوار پیشنهادی، حدود اتربرگ بایستی استفاده شوند. نتایج این آزمون های شاخص ممکن است برای برآورد مقاومت برشی خاک

های ریز دانه به کار برده شود، با استفاده از روابط مناسبی که در بخش آتی ارائه می شوند.

اگر از مرور اطلاعات موجود یا از مشاهدات میدانی (مثل: بو، رنگ، و یا بافت نمونه های خاک)، وجود مواد آلی مورد تردید قرار گیرد، آزمون های محتویات آلی (مثل: کاهش توده ی آلی با احتراق) بایستی در آزمایشگاه اجرا شوند. عموماً، خاک های آلی با رطوبت خاک طبیعی بالا، پتانسیل خوردگی بالاتری نسبت به خاک های غیرآلی دارند.

وزن واحد خاک

یک پارامتر خاک مهم به کار رفته شده در تحلیل دیوار های میخ گذاری شده در خاک، وزن واحد است، چونکه نیروهای ناپایدار کننده ی پشت دیوار از آن تأثیر می پذیرند. وزن واحد خاک های دانه ای و برخی خاک های ریزدانه، می تواند از دانسیته ی نسبی D_r (شکل ۲-۳) یا دیگر روابط (مثل کالهاوی و مین، ۱۹۹۰)، برآورد شود. در شکل ۲-۳، نسبت وزن واحد خشک خاک به وزن واحد آب می باشد. برای خاک اشباع، میزان رطوبت در جای خاک، W_n ، بایستی در محاسبه ی وزن واحد اشباع γ_{sat} به کار رود (مثل: $\gamma_{sat} = \gamma_d(1 + W_n)$).



شکل ۲-۳: رابطه ی زاویه ی اصطکاک مؤثر به عنوان تابعی از طبقه بندی خاک، دانسیته ی نسبی، و وزن مخصوص.

وزن مخصوص خاک های غیر چسبنده می تواند از رابطه با عدد اس پی تی، برآورد شود. تعیین وزن مخصوص در جای خاک های دانه ای از آزمون های آزمایشگاهی، عملی نیست چونکه به دلیل خوردگی نمونه، بازسازی دانسیته ی در محل خاک، در آزمایشگاه، به آسانی ممکن نیست. وزن مخصوص خاک های ریزدانه می تواند در آزمایشگاه از نمونه های دست نخورده (مثلاً از لوله های شلیبی جدارنازک)، تعیین شود.

مقاومت برشی

خاک های غیر چسبنده

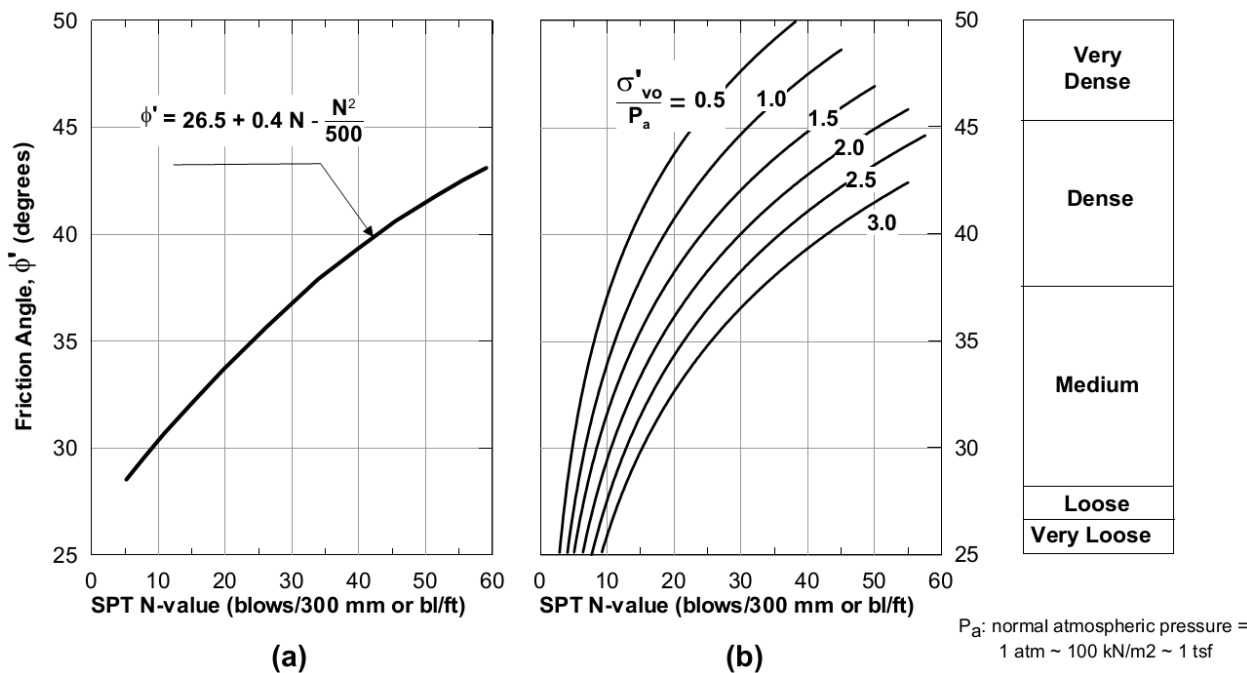
مقاومت برشی خاک های غیر چسبنده، توسط زاویه ی اصطکاک داخلی مؤثر زهکشی شده Φ' ، نمایندگی می شود. مقدار زاویه ی اصطکاک، عموماً از رابطه با نتایج آزمون های صحرایی برآورد می شود (مثل، اس پی تی و سی پی تی). مقادیر زاویه ی اصطکاک، به عنوان تابعی از پارامترهای به دست آمده از اس پی تی و سی پی تی، در جدول ۳-۵ ارائه شده است.

	In-Situ Test Results	Relative Density	ϕ' (degrees)	
			(a) ⁽³⁾	(b) ⁽⁴⁾
SPT N-Value ⁽¹⁾ (blows/300 mm or blows/ft)	0 to 4	Very Loose	< 28	< 30
	4 to 10	Loose	28 to 30	30 to 35
	10 to 30	Medium	30 to 36	35 to 40
	30 to 50	Dense	36 to 41	40 to 45
	> 50	Very Dense	> 41	> 45
Normalized CPT cone bearing resistance (q_c/P_a) ^{(2), (4)}	< 20	Very Loose	< 30	
	20 to 40	Loose	30 to 35	
	40 to 120	Medium	35 to 40	
	120 to 200	Dense	40 to 45	
	> 200	Very Dense	> 45	

- Notes: (1) SPT N-values are field, uncorrected values.
 (2) P_a is the normal atmospheric pressure = 1 atm ~ 100 kN/m² ~ 1 tsf.
 (3) Range in column (a) from Peck, Hanson, and Thornburn (1974).
 (4) Ranges in column (b) and for CPT are from Meyerhof (1956).

جدول ۳-۵: رابطه بین نتایج اس پی تی و سی پی تی، و زاویه ی اصطکاک خاک های غیر چسبنده.

شکل ۳-۲ برآوردهایی از زاویه ی اصطکاک بر اساس طبقه بندی خاک USCS ارائه می دهد. شکل ۳-۳ ای، برآوردی از زاویه ی اصطکاک بر اساس عدد اس پی تی ارائه می کند. نمودار سمت راست شکل، برآوردی از زاویه ی اصطکاک خاک به عنوان تابعی از وضعیت دانسیته ی خاک، ارائه می کند. مقادیر زاویه ی اصطکاک به دست آمده از عدد اس پی تی تصحیح نشده در جدول ۳-۵ و شکل ۳-۳ ای، تقریباتی در طیف وسیعی از شرایط می باشند که می توانند به عنوان مقادیر ابتدائی، به صورت محافظه کارانه استفاده شوند.



شکل ۳-۳: زاویه ی اصطکاک خاک های غیرچسبیده (a) از عدد اس پی تی تصحیح نشده ، (b) به عنوان تابعی از سربار نرمالیزه شده.

هرچند، در این تقریبات، افزایش عدد اس پی تی با افزایش یافتن سربار (که عموماً در خاک های غیرچسبیده ی همگن دیده می شود)، در نظر گرفته نشده است. شکل ۳-۳ بی، این اثر را در نظر می گیرد و مقادیر زاویه ی اصطکاک براساس عدد اس پی تی و به عنوان تابعی از سربار مؤثر درجای نرمالیزه شده، σ'_{vo}/P_a ، که σ'_{vo} فشار سربار مؤثر درجا می باشد، و P_a فشار اتمسفر می باشد، را به دست می دهد. زاویه اصطکاک های به دست آمده از شکل ۳-۳ بی، از آن های به دست آمده در شکل ۳-۳ ای دقیقتر است و هنگامی که اطلاعات کافی در دسترس است بایستی از آنان استفاده شود. توجه شود هنگامی که $\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} = 1$ باشد، عدد N معادل تعداد ضربات تصحیح شده ی نرمالیزه شده می باشد.

شکل ۳-۳ بی، به روشنی تغییر نسبتاً زیاد مقدار زاویه ی اصطکاک را با تغییر خاک از خیلی سست تا بسیار فشرده ، (هنگام ثابت بودن سربار مؤثر درجای نرمالیزه شده)، نشان می دهد. چونکه تراکم درجای خاک های غیرچسبیده ی طبیعی، به دلیل دست خوردگی نمونه، به راحتی قابل بازسازی در آزمایشگاه نمی باشد، زاویه ی اصطکاک آنان با آزمون های آزمایشگاهی سنجیده نمی شود. بنابراین، برای خاک های غیرچسبیده، تکیه کردن بر نتایج اس پی تی و روابطی مشابه آنچه در شکل ۳-۳ ارائه شد، رایج می باشد.

خاک های ریزدانه

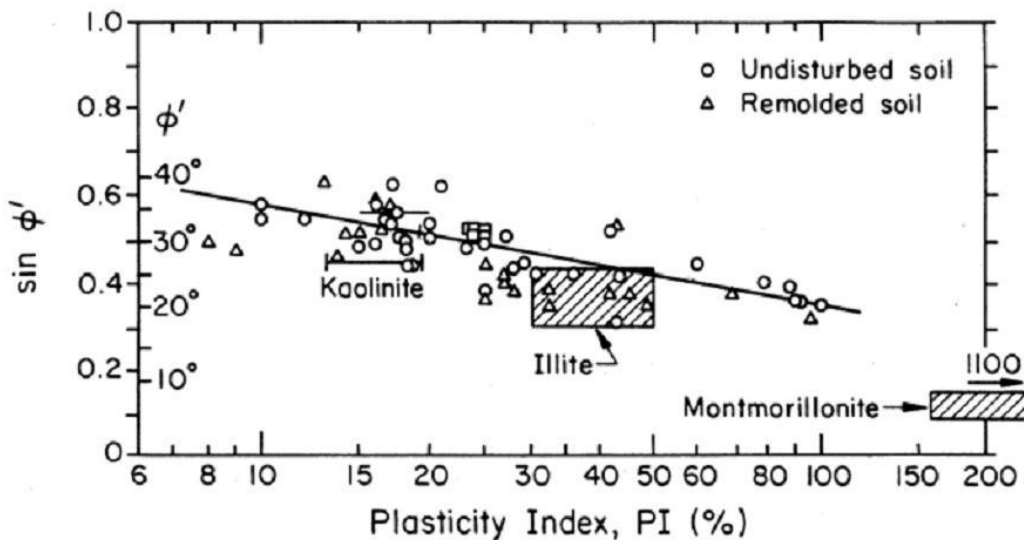
در خاک های ریزدانه، مقاومت بسیج شده تابعی است از نرخ بارگذاری نسبت به توانایی خاک برای زهکشی فشار

منفذی اضافی، و از ماهیت خاک. ممکن است خاک های ریزدانه، دو نوع مقاومت برشی زهکشی شده و زهکشی نشده را به نمایش بگذارند. هنگامی که در طی بارگذاری هیچ فشار آب منفذی اضافی به وجود نمی آید (یعنی هنگام بارگذاری آب منفذی اجازه یابد کاملاً پراکنده شود) و تغییر حجم رخ دهد، مقاومت زهکشی شده وجود خواهد داشت. هنگامی که در طی بارگذاری فشار آب منفذی اضافی تولید شود (یعنی هنگام بارگذاری، زهکشی آب منفذی رخ ندهد) و خاک تغییر حجمی پیدا نکند، در خاک ریزدانه ی اشباع، مقاومت زهکشی نشده وجود خواهد داشت. برای خاک های ریزدانه ی اشباع عادی تحکیم یافته، افزایش فشار آب منفذی در طی بارگذاری، تنش مؤثر را در خاک کاهش داده، و بنابراین مقاومت زهکشی نشده ی خاک را کاهش می دهد، در حالی که کاهش فشار آب منفذی در طی بارگذاری، تنش مؤثر را در خاک افزایش داده، و افزایشی متناظر در مقاومت زهکشی نشده ی خاک به وجود می آید.

در دیوار های میخ گذاری شده در خاک ریزدانه، تنها هنگامی که تحلیل پایداری دراز مدت دیوار تحت شرایط بارگذاری ماندگار و استاتیکی، در نظر باشد، بایستی مقاومت زهکشی شده در نظر گرفته شود. برای این مورد، مقاومت زهکشی شده هنگامی که بار با آهنگی آرام وارد می شود و فشار منفذی اضافی تولید نمی شود، بسیج می شود. هرچند در خاک های ریزدانه ی عادی تحکیم یافته، این شرایط، نوعاً، بحرانی ترین حالت نمی باشد. مقاومت برشی زهکشی شده ی خاک های ریزدانه، به عنوان یک زاویه ی اصطکاک مؤثر Φ' ، بیان می شود. رابطه ی نشان داده شده در شکل ۳-۴، بین زاویه ی اصطکاک مؤثر اوج، و شاخص خمیری، می تواند برای برآورد مقاومت برشی زهکشی شده ی خاک های ریزدانه، به کار رود. به دلیل پراکندگی نشان داده شده در شکل ۳-۴، پیشنهاد شده برای تعیین زاویه ی اصطکاک مؤثر خاک های ریزدانه، آزمون های آزمایشگاهی انجام شوند. برای سنجش این پارامتر، آزمون سه محوری زهکشی نشده ی تحکیم یافته، با اندازه گیری فشار آب منفذی، بیشتر رایج می باشد.

برای پایداری کوتاه مدت شیب ها و هر سازه ی خاکی بنا شده در خاک تقریباً اشباع ریزدانه ی نرم تا با سختی متوسط، بایستی مقاومت برشی زهکشی نشده در نظر گرفته شود. قبلاً بحث شد که ساخت دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، در این نوع خاک ها سودمند نیست. هرچند، پایداری کوتاه مدت دیوارهای میخ گذاری شده در خاک بایستی با استفاده از مقاومت برشی زهکشی نشده S_u ، ارزیابی شود. معمولاً در این نوع خاک ها، مقاومت کوتاه مدت (یعنی عدم زمان کافی برای تحکیم)، بحرانی تر از شرایط مقاومت دراز مدت است. مقاومت زهکشی نشده هنگامی بسیج می شود که بارها به گونه ای اعمال شوند که مضمحل شدن فشار آب حفره ای اضافی، که تحت تأثیر هدایت هیدرولیکی پائین این خاک ها است، نتواند به اندازه ی کافی سریع رخ دهد. این حالت ممکن است حین ساخت رخ دهد. همچنین برای دیگر شرایطی که نرخ بارگذاری نسبتاً تند است، مثل بارهای لرزه ای، بایستی مقاومت برشی زهکشی نشده در نظر گرفته شود.

مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک های ریزدانه، می تواند با به کار بردن آزمون های صحرایی یا آزمایشگاهی، سنجیده شود. جزئیات بیشتر را می توان در کالهاوی و مین ۱۹۹۰، و ساباتینی ۲۰۰۲ یافت.



شکل ۳-۴: رابطه بین زاویه ی اصطکاک زهکشی شده ی خاک های ریزدانه و شاخص خمیری.

در مرحله ی امکان پذیری دیوار میخ گذاری شده در خاک، مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک های ریزدانه می تواند از آزمایش برش پره ی صحرایی که مقاومت برشی، مستقیم اندازه گیری می شود، به دست آید. همچنین، استفاده از عدد اس پی تی (خیلی قابل اتکا نیست) یا نتایج سی پی تی برای ارزیابی مقاومت زهکشی نشده ی خاک های ریز دانه رایج است. جدول ۳-۶ برخی روابط رایج و کاربردی برای مقاومت زهکشی نشده با استفاده از نتایج اس پی تی و سی پی تی را ارائه می دهد.

Equation	Soil Condition	Associated Test
$S_u = 0.29 P_a N^{0.72}$	Normally consolidated to lightly overconsolidated	SPT
$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$	Various	CPT

Symbols: P_a = atmospheric pressure, N = uncorrected SPT blow count, q_c = cone tip resistance, σ_{vo} = total overburden stress (same units as q_c), N_k = cone factor; typical value is 15.

جدول ۳-۶: روابط بین نتایج اس پی تی و سی پی تی، و مقاومت زهکشی نشده ی خاک های ریزدانه.

رابطه ی مقاومت برشی زهکشی نشده با عدد اس پی تی، محدودیت های معنی داری دارد و بایستی تنها برای برآوردهای بسیار ابتدایی، به کار رود. رابطه ی مقاومت برشی زهکشی نشده با نتایج سی پی تی با استفاده از

$N_k = 15$ ، برآوردهای معقولی به دست می دهد. یکی از مزایای مهم استفاده از سی پی تی این است که پروفایلی پیوسته از مقادیر برآورد شده ی مقاومت برشی زهکشی نشده، به دست می آید.

در نبود نتایج آزمون های صحرایی، جدول ۳-۷ چکیده ای از روابط بین نسبت مقاومت برشی زهکشی نشده ی نرمالیزه شده، شاخص خمیری، و سابقه ی پیش تحکیمی، ارائه می دهد. فشار پیش تحکیمی σ'_p ، از آزمون های تحکیم تعیین می شود (جدول ۳-۴ را برای مرجع این آزمایش ببینید).

Equation	Soil Condition	Associated Test	Reference
$S_u/\sigma'_p = 0.11+0.0037 PI$	Normally consolidated and overconsolidated	VST	Skempton (1957), Chandler (1988)
$S_u/\sigma'_c = 0.129+0.00435 PI$	Normally consolidated	Isotropically Consolidated Triaxial Compression (based on Cam-Clay, a theoretical model)	Wroth and Houlsby (1985)
$S_u/\sigma'_p = (0.23 \pm 0.04) OCR^{0.8}$	Normally consolidated and overconsolidated, low to moderate PI	Mainly Isotropically Consolidated Triaxial Compression	Jamiolkowski et al. (1985)
$S_u/\sigma'_p = 0.22$	Slightly overconsolidated, low PI	Direct Simple Shear	Mesri (1988)

Symbols: PI = Plastic Index.

σ'_p = Effective preconsolidation pressure. Use $\sigma'_p = \sigma'_{vo}$ = effective vertical overburden pressure for normally consolidated conditions.

σ'_c = Effective consolidation pressure in an isotropically consolidated triaxial CU test.

OCR = Overconsolidation ratio = σ'_p/σ'_{vo} .

جدول ۳-۷ : روابط با پارامترهای شاخص و سابقه ی پیش تحکیمی برای رس ها.

این روابط، نشانگرهایی ارزشمند برای پیش بینی رفتار، به ویژه در مرحله ی ابتدائی پروژه می باشند. برای مرحله ی طراحی، بایستی همیشه مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک های ریزدانه، با استفاده از خاک ساختگاه پروژه، تعیین شود. برآورد مقاومت برشی بر اساس روابط، نبایستی جایگزین پارامترهای مقاومتی مستقیماً به دست آمده از VST یا از آزمون های آزمایشگاهی شود.

در آزمایشگاه، مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک های ریزدانه از آزمون های مقاومت فشاری محدود نشده UC یا دیگر آزمون های سه محوری، برآورد می شود. در حالی که به دلیل ارزانی و سادگی از UC استفاده می شود، پیشنهاد می شود که پارامترهای مقاومتی طراحی بر اساس آن تعیین نشوند، زیرا نتایج آن به اندازه ی دیگر آزمون

های آزمایشگاهی، قابل اطمینان نیست. نتایج UC محافظه کارانه می باشد. آزمون های فشاری سه محوری، گران ترند ولی مقاومت برشی خاک را قابل اتکاء تر به دست می دهند. دو آزمون سه محوری بیشتر رایج عبارتند از:

آزمون سه محوری فشاری زهکشی نشده ی تحکیم یافته ی ایزوتروپیک ICU همراه با اندازه گیری فشار حفره ای، و آزمون سه محوری فشاری زهکشی نشده ی تحکیم نیافته UU. از میان این دو، آزمون ICU برآورد بیشتر قابل اتکائی از پارامترهای مقاومتی کل و مؤثر در خاک های ریز دانه، ارائه می دهد.

ممکن است در خاک های ریزدانه ی بیش تحکیم یافته، اجرای دیوار های میخ گذاری شده در خاک، امکان پذیر باشد. خاک های ریزدانه ی بیش تحکیم یافته، در طی بارگذاری زهکشی نشده، تمایل به انبساط دارند، تا موقعی که مقاومت برشی خاک ها بسیج شود. ممکن است فشار آب حفره ای اضافی منفی هم به وجود آمده و باعث افزایش تنش مؤثر خاک و در نتیجه باعث شرایط بیشتر پایدار شود. پس از مدتی فشار منفذی اضافی پراکنده شده و مقاومت به مقدار دراز مدت آن، کاهش می یابد. این حالت ممکن است در گودبرداری خاک های ریزدانه ی بیش تحکیم یافته، رخ دهد. در خاک های بیش تحکیم یافته، تحلیل های طراحی بایستی بر اساس زاویه ی اصطکاک کاملاً بازسازی شده ی مؤثر Φ'_{rem} ، انجام شود، به طوری که همواره در این خاک ها گسیختگی شیب پیش رونده، نگران کننده است. استفاده از زاویه ی اصطکاک مؤثر اوج، غیرمحافظه کارانه است. زاویه ی اصطکاک بازسازی شده می تواند با آزمون های برش حلقه ی تحکیم یافته با تغییر مکان بزرگ، یا از رابطه با شاخص های خمیری، تعیین شود (کالهای و مین، ۱۹۹۰).

پتانسیل خزیدن خاک

تحمل بارهای دراز مدت، توسط دیوار میخ گذاری شده در خاک ریزدانه می تواند باعث تغییر شکل خزشی شود. خزش تحت تنش های مؤثر ثابت وارد بر خاک رخ می دهد و می تواند باعث تغییر شکل هایی شود که در جهت مخالف بر تغییر شکل خمشی جانبی دیوار، تأثیر گذارد.

هیچ معیار صریحی که بتوان استفاده نمود تا توسط آن بفهمیم که آیا یک خاک، پتانسیل خزش نشان می دهد یاخیر، وجود ندارد. هرچند، تجربه و آزمایش نشان داده که خاک های با پتانسیل خزش عبارتند از:

خاک های ریزدانه با حد روانی بزرگتر یا مساوی ۵۰؛ خاک های ریزدانه با شاخص خمیری بزرگتر یا مساوی ۲۰؛ خاک های ریزدانه با مقاومت برشی زهکشی نشده ی کوچکتر یا مساوی ۵۰ کیلوپاسکال؛ نشانه ی روانی بزرگتر یا مساوی ۰.۲؛ خاک های آلی.

پتانسیل خزش می تواند مستقیماً در طی آزمون صحرائی بارگذاری منحصر به فرد میخ، برآورد شود. در این آزمون، باری به میخ در نمونه های گوناگون، وارد شده و در نمونه های بار انتخاب شده، آزمایش خزش انجام می شود. آزمون خزش عبارت است از نگهداری بار اعمالی به میخ در طی دوره ای تا حدود ۱ ساعت، و اندازه گیری تغییر مکان های

انباشتی سرِ میخ، در وقفه های طویل تر افزایش یابنده. با تشریح نمودی تغییر مکان سر میخ در یک زمان مشخص، می توان نرخ خزش را به دست آورد. نرخ خزش متجاوز از ۲ میلی متر در یک دوره ی زمانی بین ۶ تا ۶۰ دقیقه ای در مقیاس لگاریتمی، پتانسیل خزش قابل توجهی را نشان می دهد. اگر خزش بیش از حد، محاسبه شد، اصلاح طرح توسط کاهش فاصله ی میخ ها یا افزایش طول آن ها، ضروری است. در فصل ۸، جزئیات آزمون خزش، ارائه شده است.

طبقه بندی سنگ

دیوار های میخ گذاری شده در خاک می توانند در سنگ هوازده یا سنگ شکسته شده، ساخته شوند، اگر در این دو نوع سنگ، صفحات سست وجود داشت، ترجیحاً نباید امتداد آنها در راستای وجه گود قرار گیرد. در صحرا و آزمایشگاه، نمونه های مغزه ای سنگ، بر اساس شناسایی بصری، طبقه بندی می شوند، و تشریح روش های صحرائی، در ای اس تی ام ۲۰۰۲ آمده است. توصیف مشخصات سنگ عبارت است از: نوع سنگ، ترکیب معدنی، بافت (یعنی: چینه شناسی، برگ شماری)، درجه ی هوازدهی، و ناپیوستگی ها. ویژگی های مهندسی سنگ، با در نظر گرفتن هم توده سنگ، و هم سنگ سالم (ماده سنگ)، ارزیابی می شوند. توده سنگ اشاره دارد به نمای بزرگ مقیاس سنگ در محل، که به طور عادی دربرگیرنده ی نقایص یا ناپیوستگی های بیشماری می باشد (یعنی درزه ها و شکستگی ها) که بلوک های گسسته را از سنگ بالنسبه صلاحیت دار، تفکیک می کند. متبایناً، در مقیاس کوچک، بلوک های سنگ که از ناپیوستگی های بزرگ، تهی هستند، سنگ سالم (ماده سنگ) نامیده می شوند.

برای مقاصد مهندسی (به ویژه مقاومت)، کیفیت توده سنگ می تواند از: نسبت بازیافت مغزه در هر دور مغزه گیری (برحسب درصد)، نوع سنگ، کیفیت مغزه گیری (RQD)، همانگونه که در دیر و همکاران ۱۹۶۷، و دیر و دیر، ۱۹۸۸ ارائه شده، و تواتر و موقعیت و جهت ناپیوستگی ها، ارزیابی شود. میزان شایستگی سنگ برای کاربردهای مهندسی نیز با تعدادی شاخص تعیین می شود. نمونه های این شاخص ها عبارتند از: درجه بندی سازه ای سنگ RSR و درجه بندی توده سنگ RMR که توسط بینانسی گسترش یافت (۱۹۷۶، ۱۹۸۹)، سیستم طبقه بندی سنگ متحده URCS که توسط ویلیامسون گسترش یافت (۱۹۸۴)، و سیستم درجه بندی شیب توده سنگ SMS که توسط بینانسی گسترش یافت (۱۹۸۹).

پارامترهای مقاومتی توده سنگ می توانند از روش های تجربی برآورد شوند (هوک و براون ۱۹۸۰؛ هوک ۱۹۸۳ و ۱۹۹۴). تعیین صریح پارامترهای مقاومتی توده سنگ و سنگ سالم، از حوصله ی این نوشتار بیرون می باشد. جدول ۸-۳ شیوه ها و آزمون های آزمایشگاهی پرکاربرد در ارزیابی مقاومت سنگ را، ارائه می دهد. خواننده بایستی برای اطلاعات بیشتر، به مراجع استناد شده یا به ساباتینی و همکاران ۲۰۰۲، مراجعه کند.

TEST	STANDARD		APPLICABILITY
	ASTM ⁽¹⁾	AASHTO ⁽²⁾	
Rock Mass Classification	D5878-00	—	Rocks Mass
Rock Unconfined Compressive Strength	D2938-95	—	Intact Rock
Direct Shear of Rock	D5607-95	—	Interface of Intact Rocks
Rock Triaxial Compression (no pore pressure measurements)	D2664-95a	T226	Intact Rock

Notes: (1) Individual ASTM standards can be found in ASTM (2002).

(2) Individual AASHTO standards can be found in AASHTO (1992).

جدول ۸-۳: شیوه ها و آزمون های آزمایشگاهی رایج سنگ

پتانسیل خوردگی خاک

برای تمام دیوار های میخ گذاری شده در خاک دائمی، و در برخی موارد، برای دیوار موقت، پتانسیل خوردگی خاک بایستی ارزیابی شود. معمولاً در شرایط زیرسطحی با پتانسیل بالای خوردگی، از دیوار های میخ گذاری شده در خاک، صرف نظر نمی شود، بلکه عمر طرح، نوع سازه، و محافظ مناسب در برابر خوردگی، به طور مناسبی در نظر گرفته می شوند. شرایط گوناگون زمین که خوردگی را تسریع می کنند عبارتند از: (۱) مقاومت الکتریکی پائین خاک؛ (۲) غلظت بالای کلراید یا سولفات؛ (۳) پتانسیل هیدروژن PH بسیار کم یا بسیار زیاد خاک یا آب زیرزمینی. نمونه های خاک ها با پتانسیل خوردگی عبارتند از: (۱) خاک های اسیدی، (۲) خاک آلی، (۳) خاک هایی با منشأ صنعتی (روبار، خاکستر بادی، خاکریز های از آوار ساخت، پسماندهای معدنی، و زباله ی اسیدی معدنی).

پتانسیل خوردگی از نگرانی های ابتدائی در کاربرد های پویای خاکی می باشد و بر اساس نتایج آزمایشات زیر، ارزیابی می شود:

پی هاش؛ مقاومت الکتریکی؛ میزان کلراید؛ میزان سولفات؛ وجود جریان سرگردان.

معیار های براساس آزمایش فهرست شده در جدول ۹-۳، برای طبقه بندی پتانسیل خوردگی زمین به کار می روند. اگر تنها یکی از شرایط فهرست شده در ستون اول جدول ۹-۳، در طی عمر بهره برداری دیوار از محدوده های فهرست شده در ستون سوم جدول، تجاوز کند، زمین با عنوان پتانسیل خوردگی قوی یا مهاجم، طبقه بندی می شود. اگر همه ی شرایط فهرست شده در ستون اول جدول ۹-۳، شرایط فهرست شده در ستون چهارم را ارضاء

کند، زمین به صورت بدون (یا گهگاه خفیف) پتانسیل خوردگی، طبقه بندی می شود. اطلاعات اضافی درباره ی خوردگی در پیوست سی ارائه شده، که همچنین رهنمودهایی برای انتخاب اقدامات پیشگیرانه از خوردگی، ارائه می دهد.

Test	Units	Strong Corrosion Potential/Aggressive	Mild to no Corrosion Potential/Non-Aggressive	ASTM Standard	AASHTO Test Method
PH	–	< 4.5, > 10	5.5 < pH < 10	G51	T 289-91
Resistivity	ohm-cm	< 2,000	Greater than 5,000	G57	T 288-91
Sulfates	ppm ⁽¹⁾	> 200	Less than 200	D516	T 290-91
Chlorides	ppm	> 100	Less than 100	D512	T 291-91
Stray current	–	Present	–	–	–

Note: (1) ppm = parts per million.

جدول ۹-۳: معیارهایی برای ارزیابی پتانسیل خوردگی زمین.

قدرت پیوند (مقاومت اتصال)

ظرفیت بیرون کنش میخ نصب شده در دوغاب سوراخ، متأثر است از اندازه ی میخ (پیرامونی و طولی) و قدرت پیوند نهایی، q_u . قدرت پیوند عبارت است از مقاومت برشی بسیج شده در امتداد سطح مشترک خاک و دوغاب. به ندرت در آزمایشگاه قدرت پیوند اندازه گیری می شود و هیچ رویه ی استاندارد برای این کار وجود ندارد. بنابراین، طراحی ها بر اساس برآوردهای محافظه کارانه ای می باشد که از روابط حاصل از مطالعات میدانی و تجربیات محلی در شرایط مشابه به دست آمده اند. پیامد این وابستگی به شرایط محلی، مشخصات پیمانی شامل ملزومات سخت گیرانه ای می باشد که درصدی از میخ ها مورد آزمایش بارگذاری قرار گیرند تا قدرت پیوند طراحی، محک خورد. آزمایش بارگذاری در فصل ۸ تشریح خواهد شد.

از تجربه معلوم شده که برای میخ هایی که سوراخ آنان ابتدا با مته حفر شده و سپس دوغاب ریزی شده، قدرت پیوند متأثر است از:

شرایط زمین اطراف میخ (شرایط و نوع میخ)؛ نصب میخ شامل: روش مته کاری، رویه ی دوغاب ریزی، ماهیت دوغاب، تزریق دوغاب (مثل: ثقلی یا تحت فشار)؛ اندازه ی منطقه ی دوغاب ریزی شده.

برای میخ هایی که سوراخ آنان ابتدا با مته حفر شده و سپس دوغاب ریزی شده، در خاک غیر چسبنده، مقدار فشار سر بار و ماهیت خاک دانه ای بر زاویه ی اصطکاک خاک، تأثیر می گذارد، که آن هم به نوبه ی خود بر قدرت پیوند تأثیر دارد. برای میخ دوغاب ریزی شده در خاک ریزدانه، به طور کلی قدرت پیوند کسری از مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک می باشد. به طور کلی، قدرت پیوند با مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک، افزایش می یابد (ولی

نه به طور خطی). برای خاک های نرم تر، نسبت قدرت پیوند به مقاومت برشی زهکشی نشده ی خاک، q_u/S_u ، بزرگتر از آن خاک های سخت تر می باشد.

مقادیر چسبندگی نهایی برای میخ هایی که سوراخ آنان ابتدا با مته حفر شده و سپس دوغاب ریزی شده، و در خاک های گوناگون نصب شده اند، و از روش های گوناگون مته کاری استفاده شده، در جدول ۳-۱۰ ارائه شده است.

Material	Construction Method	Soil/Rock Type	Ultimate Bond Strength, q_u (kPa)
Rock	Rotary Drilled	Marl/limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
		Slate/Hard shale	300 - 400
Cohesionless Soils	Rotary Drilled	Sand/gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven Casing	Sand/gravel low overburden	190 - 240
		high overburden	280 - 430
		Dense Moraine	380 - 480
		Colluvium	100 - 180
		Augered	Silty sand fill
Silty fine sand	55 - 90		
Silty clayey sand	60 - 140		
Jet Grouted	Sand	380	
	Sand/gravel	700	
Fine-Grained Soils	Rotary Drilled	Silty clay	35 - 50
	Driven Casing	Clayey silt	90 - 140
	Augered	Loess	25 - 75
		Soft clay	20 - 30
		Stiff clay	40 - 60
		Stiff clayey silt	40 - 100
Calcareous sandy clay		90 - 140	

Notes: Convert values in kPa to psf by multiplying by 20.9
Convert values in kPa to psi by multiplying by 0.145

جدول ۳-۱۰: قدرت پیوند برآوردی میخ ها در خاک و سنگ.

مقادیر این جدول، تنها با دوغاب ریزی ثقلی، متناظر است. جدول ۳-۱۰ به طراح اجازه می دهد، با وارد کردن نام انواع سنگ رایج، و خاک های تشریح شده با منشأ زمین شناسی شان (مثل کلوویوم، یخرفت، و غیره)، قدرت پیوند را برآورد کند. هرچند، جدول ۳-۱۰، طیف وسیعی از انواع خاک ها و سنگ ها، روش های مته کاری، و شرایط زمین را پوشش می دهد، پایگاه داده های به کار برده شده برای گسترش جدول، تمام ترکیبات موارد ممکن را، پوشش نمی دهد.

کرانه های پایین و بالای محتویات جدول ۳-۱۰ تقریباً متناظر است با نامساعدترین و مناسب ترین شرایط برای یک نوع خاک و روش ساخت خاص. برای مثال، در مورد خاک های دانه ای، که محدوده ی آن ها نسبتاً گسترده می باشد، کرانه های پایین و بالا به ترتیب متناظرند با شرایط مواد سست و بسیار چگال. این مقادیر، ذاتاً حاوی درجاتی از محافظه کاری می باشند، و می توانند به عنوان مقادیر ابتدایی برای طراحی، به کار روند. از نتایج پرسپوتمتری می توان در مرحله ی کاوش های صحرایی پروژه، قدرت پیوند نهایی در خاک را برآورد کرد (در امریکا رایج نیست)، با به کار بردن رابطه ی زیر:

$$q_u \text{ (kPa)} = 14 P_L \text{ (MPa)} [6 - P_L \text{ (MPa)}] \quad \text{(Equation 3.4)}$$

که P_L فشار حد که هنگام اندازه گیری توسط پرسپوتمتر، برحسب کیلو پاسکال ثبت می شود، و q_u قدرت پیوند نهایی محاسبه شده برحسب کیلو پاسکال می باشد. در واحد های انگلیسی رابطه ی بالا به شکل زیر در می آید:

$$q_u \text{ (psi)} = \frac{1}{214} P_L \text{ (ksf)} [125 - P_L \text{ (ksf)}] \quad \text{(Equation 3.5)}$$

همچنین در مورد سنگ ها، قدرت اتصال می تواند از رابطه با مقاومت فشاری سنگ سالم، برآورد شود. مؤسسه ی پیش تنیدگی (PTI, 1996) پیشنهادی جایگزین داده است که تنش اتصال نهایی بین سنگ و دوغاب، تقریباً می تواند از ۱۰ درصد مقاومت فشاری محدود نشده ی سنگ، تا حداکثر ۴۰۰۰ کیلو پاسکال باشد. هرچند، پیشنهاد می شود که قدرت اتصال برآوردی از مقادیر جدول ۳-۱۰، فراتر نرود.

مقاومت اتصال می تواند به طور قابل توجهی، با فشار دوغاب، افزایش یابد (شیلدز و همکاران ۱۹۷۸؛ ویتربی ۱۹۸۲). برای دوغاب هایی که فشار کمتر از ۳۵۰ کیلو پاسکال به خاک وارد می کنند، مقاومت اتصال آنها، حدود دو برابر مقاومت اتصال دوغاب های ثقلی می باشد (الیاس و جوران ۱۹۹۱). در سنگ، افزایش مقاومت اتصال معلول فشار دوغاب، حتی می تواند بیشتر باشد. نموی مقاومت اتصال، با فشار، متناسب نیست و تمایل به میل کردن به مقدار محدودی دارد. در این وضعیت، تنها آزمایشات بارگذاری صحرایی می توانند برآورد های قابل اتکائی از مقاومت اتصال، به دست دهند.

به دلیل دشواری برآورد مقاومت اتصال، انجام پیش از ساخت آزمایشات بارگذاری میخ ها برای تعیین مقاومت اتصال (در تعیین ویژگی های ساخت؛ اگر تعیین نوع روش یا رویه ی ساخت، در پروژه به کار برده شده باشد، فصل ۷ رابینید) و تأمین حداقل طول لازم میخ، برای نگه داشتن یک دیوار مشخص، ضروری می باشد.

در مورد خاص میخ های فرو رانده شده در خاک دانه ای، مقاومت اتصال، غالباً اصطکاکی است، و از عوامل زیر که بر مقاومت اصطکاکی خاک، تأثیر گذار هستند، متأثر می باشد: فشار سربار در امتداد طول مرزی، دانسیته ی نسبی خاک، و روش نصب میخ. زاویه ی اصطکاک ظاهری در سطح مشترک خاک و میخ، می تواند بین ۰.۷۵ تا ۱ برابر $\tan \Phi'$ برآورد شود که Φ' ، زاویه ی اصطکاک مؤثر مواد دانه ای می باشد (الیاس و جوران، ۱۹۹۱).

فصل ۴: مواد و روش های ساخت

دیباچه

این فصل، اطلاعاتی درباره ی مواد و روش های ساخت مورد استفاده برای ساختن دیوار های میخ گذاری شده در خاک، که نوعاً در کاربرد های بزرگراهی امریکا به کار می روند، ارائه می دهد. رویه ی متعارف امریکا، شامل حفر سوراخ با مته و سپس جاسازی و دوغاب ریزی میخ ها می باشد. هرچند در اینجا، دیگر مواد و روش های نصب میخ، چکیده وار معرفی می شوند.

روش های نصب میخ می توانند به گونه ی زیر طبقه بندی شوند:

مته کاری و دوغاب ریزی میخ ها: سوراخ هایی به قطر تقریبی ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در خاک پی حفر می شوند. فاصله ی آنان از همدیگر حدود ۱.۵ متر می باشد. میلگرد های فولادی درون سوراخ ها جاسازی شده و سپس درون سوراخ ها دوغاب ریزی می شود. میخ های دوغاب ریزی شده، رایج ترین میخ ها در پروژه های FHWA بوده اند و می توانند در کاربردهای موقت و دائمی استفاده شوند (حفاظت مناسبی در برابر خوردگی محل، ایجاد می کنند).

میخ های فرو رانده شده: این میخ ها نسبتاً کم قطر هستند (۱۹ تا ۲۵ میلیمتر) و به طور مکانیکی داخل زمین فرو رانده می شوند. فاصله ی آن ها از یکدیگر معمولاً در حدود ۱ تا ۱.۲ متر می باشد. استفاده از آنان، نصب تندتر را نوید می دهد (در مقایسه با نوع قبلی)؛ هرچند، این روش نصب نمی تواند حفاظت خوبی در برابر خوردگی تأمین کند مگر با فدا کردن ضخامت بیشتری از میلگرد (میلگرد ضخیم تر از طرح، گذاشته شود). به همین دلیل، در امریکا، میخ های فرو رانده شده، تنها برای کاربرد های موقت به کار برده می شوند. در حال حاضر این روش در پروژه های FHWA استفاده نمی شود.

میخ های خود حفار: این میخ ها شامل میلگرد های توخالی می شوند که می توانند در یک عملیات هم حفاری کنند و هم دوغاب ریزی شوند. در این روش، دوغاب از میان میلگرد توخالی، همزمان با مته کاری، تزریق می شود.

دوغاب، که از میان مجاری تعبیه شده در یک سرمته ی فداشونده خارج می شود، فضای بین دواير متحد المركز را از بالا به پایین سوراخ، پر می کند. در این شیوه، روش حفاری چرخشی ضربه ای به کار می رود. نصب در این روش، سریع تر از روش مته کاری و سپس دوغاب ریزی، می باشد و بر خلاف روش میخ های فرو رانده شده، تا حدودی حفاظت در برابر خوردگی، توسط دوغاب فراهم می شود. این سیستم بیشتر برای میخ های موقت، به کار می رود. در حال حاضر این روش در پروژه های FHWA استفاده نمی شود.

میخ های فواره ای دوغاب ریزی شده: در این روش، دوغاب ریزی فواره ای، برای سائیدن زمین و درست کردن سوراخ برای ورود میخ هایی که بعداً نصب خواهند شد، تا محل نهائی، پیش می رود. دوغاب برای میلگرد مرکزی، حفاظت در برابر خوردگی، فراهم می کند. در گام دوم، میلگردها با استفاده از روش لرزه ای ضربه ای، نصب می شوند. در حال حاضر این روش در پروژه های FHWA استفاده نمی شود.

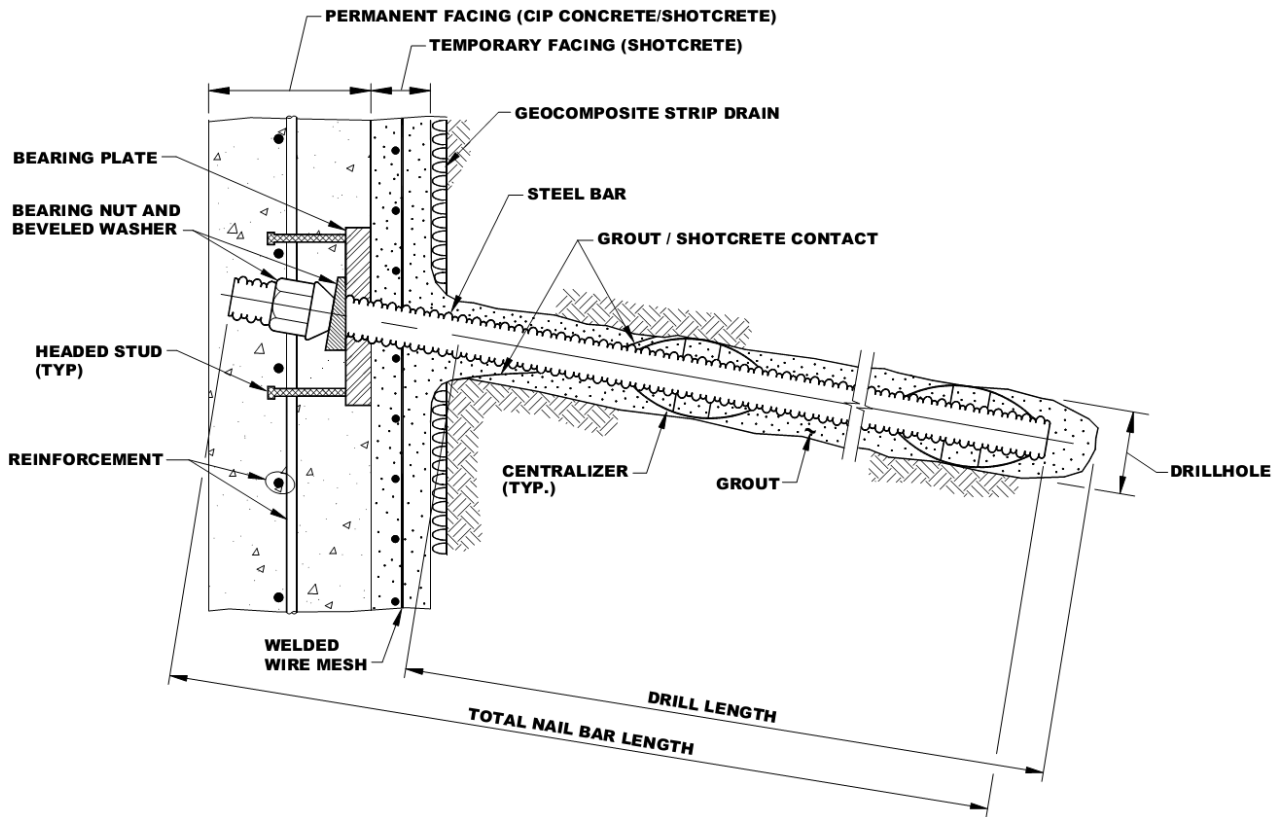
شلیک میخ ها: در این روش، میلگردها با سرعت بسیار زیادی درون خاک، شلیک می شوند، با به کاربردن سازوکار آتش، شامل هوای فشرده. میلگرد ها از ۱۹ تا ۲۵ میلیمتر قطر، و تا حدود ۸ متر طول دارند. این شیوه، نصب سریع همراه با کمترین ضربه به ساختگاه پروژه را میسر می کند؛ هرچند ممکن است کنترل طول نفوذ میخ در زمین، دشوار باشد. در حال حاضر این روش در پروژه های FHWA استفاده نمی شود.

اجزاء یک دیوار میخ گذاری شده در خاک

بسته به روش های گوناگون نصب (که در بالا فهرست شد)، اجزاء دیوار میخ گذاری شده در خاک، مورد به مورد، متفاوت است. مرسوم ترین روش در امریکا، حفر (مته کاری) سوراخ و جاسازی میلگرد در آن، سپس دوغاب ریزی ثقلی، می باشد.

گرچه مفهوم دیوار میخ گذاری شده در خاک، اختصاصی نیست، چندین ترکیب یا رویه ی تخصصی، دارای حق امتیاز، در امریکا یا دنیا، می باشد. اجزاء شامل حق امتیاز، ولی بدون محدودیت، عبارتند از: برخی میلگرد های پیچ دار، سیستم های حفاظت در برابر خوردگی، و سیستم های نصب میخ (مثل، خود حفار، دوغاب ریزی فواره ای، و شلیک میلگرد). میلگرد های توخالی، از سیستم های دارای حق امتیاز می باشند و به دلیل نگرانی هایی راجع به سازگاری با حفاظت در برابر خوردگی، تنها در دیوارهای موقت استفاده می شوند.

باقیمانده ی این بخش، شرحی است راجع به اجزاء اصلی میخ های مورد استفاده در امریکا (شکل ۱-۴).



شکل ۴-۱: اجزاء اصلی یک میخ.

میلگرد ها

میلگرد های مسلح کننده ی فولادی که به عنوان میخ استفاده می شوند، عموماً دارای برجستگی های ماریج هستند و ممکن است توپر یا توخالی باشند. عموماً میلگردها یک مقاومت کششی اسمی ۴۲۰ یا ۵۲۰ مگاپاسکالی دارند. عرف رایج امریکا، عبارت است از استفاده از میلگرد های فولادی توپر ۴۲۰ یا ۵۲۰ مگاپاسکالی (درجه ۶۰ یا ۷۵).

میلگرد های با مقاومت کششی ۶۶۵ مگاپاسکال (درجه ۹۵) و همچنین تا ۱۰۳۵ مگاپاسکال (درجه ۱۵۰)، می توانند به عنوان میخ، در نظر گرفته شوند. هرچند بایستی استفاده از آنان محدود شود. میلگرد های با درجات پایین تر ترجیح داده می شوند، زیرا آنان شکل پذیر تر، کمتر مستعد خوردگی، و به آسانی در دسترس، هستند. میلگرد های درجه ۱۵۰، نبایستی در کاربرد های متعارف، به کار روند چونکه این مواد، نسبت به فولاد های با درجات پائین تر، بیشتر به ترد بودن گرایش دارند، به ویژه تحت برش، و بیشتر مستعد خوردگی در اثر تنش، می باشند. استفاده از فولاد درجه بالا، در مهار-زمین ها، بیشتر عرف می باشد (سیستم های مهار زمین، اثر ساباتینی و همکاران ۱۹۹۹ را ببینید) چونکه معمولاً بارهای طرح در آنان بسیار بزرگتر از میخ ها می باشد. میلگردهای ۶۶۵ مگاپاسکالی (درجه ۹۵) می توانند برای میخ، پذیرفتنی باشند، به شرطی که، شکل پذیری فولاد، با فولاد های درجه پایین تر، قابل مقایسه باشد. میلگرد های ۴۲۰ یا ۵۲۰ مگاپاسکالی (درجه ۶۰ یا ۷۵) بایستی با استاندارد ASTM A 615

مطابقت کنند، همانگونه که فولاد ۱۰۳۵ مگاپاسکالی (درجه ۱۵۰) باید با ASTM A 722 مطابقت کند. در پیوست A، مشخصات آرماتور ها آورده شده است.

برای کاربردهای متعارف دیوار میخ گذاری شده در خاک، میلگردهای دارای برجستگی های مارپیچ، در قطرهای ۱۹، ۲۲، ۲۵، ۲۹، ۳۲، ۳۶، و ۴۳ میلیمتری و طول تا حدود ۱۸ متر، موجود می باشد. میلگردهای با قطر کمتر از ۲۵ میلیمتر نباید به کار برده شوند، یا در کاربردهایی که میلگرد طویل نیاز است (مثل دیوارهای بلند) با احتیاط بسیار استفاده شوند، چونکه در طی جابجایی و نصب، گرایش به خم شدن بیش از اندازه دارند. در صورت نیاز، می توان برای افزایش طول آرماتور به بیش از ۱۸ متر، از متصل کننده استفاده کرد. هرچند میخ با طول بیش از این عدد، معمولاً در بیشتر پروژه های بزرگراهی نیاز نمی شود. جدول A.1 (پیوست A) ویژگی های میلگردهای دارای برجستگی های مارپیچ برای بیشتر اندازه های در دسترس، را ارائه می دهد.

سر میخ

سر میخ شامل دو جزء اصلی است، صفحه ی تکیه گاه، مهره، و واشرها؛ و گل میخ سر دار (شکل ۱-۴). صفحه ی اتکاء از فولاد درجه ی ۲۵۰ مگاپاسکالی (درجه ۳۶) ساخته شده و گونیا با اندازه ی اضلاع ۲۰۰ در ۲۵۰ میلیمتر و با ضخامت ۱۹ میلیمتر می باشد. هدف صفحه ی تکیه گاه، توزیع نیرو در انتهای میخ به روکش شاتکریتی موقت و زمین پشت سر روکش می باشد. صفحه ی اتکاء یک سوراخ مرکزی دارد، که روی میخ جاسازی می شود. سپس واشر های پخ دار تعبیه می شوند و میخ با یک مهره یا یک مهره ی نشیمنگاه کروی، محکم می شود. واشرها و مهره ها، فولاد با درجه ای سازگار با میخ، و معمولاً ۴۲۰ یا ۵۲۰ مگاپاسکالی (درجه ۶۰ یا ۷۵) می باشند. مهره ها با یک آچار فرانسه سفت می شوند. اتصال سر محور می تواند شامل ۴ گل میخ سر دار که نزدیک ۴ گوشه ی صفحه ی اتکاء جوش شده اند تا مهار سر میخ درون روکش دائم را تأمین کند، باشد. برای دیوارهای موقت، صفحه ی اتکاء بر روی سطح رویه ی روکش شاتکریتی، قرار دارد. می توان دیگر انواع وسایل راه، به جای گلمیخ های سردار، برای تأمین مهار در روکش نهایی، به کار برد که به طور چکیده در این فصل توضیح داده خواهند شد.

دوغاب

دوغاب دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به طور عرفی، دوغاب سیمان می باشد، که فضای حلقوی بین میخ و زمین احاطه کننده را، پر می کند. در زمین با پتانسیل فرو ریزش سوراخ حفر شده، همیشه از دوغاب سیمان استفاده می شود. همچنین می توان از دوغاب ماسه سیمان در ارتباط با مته کاری سوراخ باز (یعنی برای شرایط غیر ریزشی)، به دلایل اقتصادی، استفاده کرد. سیمان های تیپ یک، دو، سه، و پنج که با ASTM C 150 منطبق باشند، می توانند به کار روند. برای بیشتر کاربردها سیمان تیپ یک (نرمال) پیشنهاد می شود. سیمان تیپ ۳ ریزتر آسیاب شده، تندتر سفت می شود، و می تواند هنگامی که لازم باشد مقاومت مورد نظر دوغاب سریعتر به دست آید

به کار رود. سیمان تیپ ۲ با آهنگی کندتر سفت می شود، گرمای کمتری تولید می کند، و نسبت به سیمان تیپ ۱، در برابر اثر خوردندگی سولفات ها، پایدار تر است.

برای دوغاب کاربردی در میخ گذاری خاک، نوعاً نسبت آب بر سیمان، در محدوده ی ۰.۴ تا ۰.۵ می باشد. در برخی موارد، ممکن است دوغابی سخت تر با اسلامپ ۳۰ میلیمتر، به کار رود. احتیاج به دوغاب سخت تر ممکن است فزونی یابد، هنگامی که: شیوه ی حفاری با مته ی توخالی به کار برده شود یا، کنترل تراوش دوغاب درون خاک های دانه ای بسیار تراوا یا سنگ بسیار درزه دار، مطلوب باشد. گهگاه ممکن است، سفتی دوغاب باعث دشواری هایی در نصب متمرکز کننده ها شود. در این مورد، ممکن است خود دوغاب، تکیه گاه کافی را برای متمرکز کردن میخ درون سوراخ را تأمین کند. صرف نظر از توانایی دوغاب سخت، برای نگه داری میخ، بایستی همیشه متمرکز کننده ها به کار روند تا رسیدن به حداقل پوشش دوغابی دور میخ، تضمین شود.

ویژگی های دوغاب، تأثیر شدیدی بر روی مقاومت نهایی اتصال در سطح مشترک دوغاب و زمین دارند. عرفاً، برای دوغاب، حداقل مقاومت فشاری محدود نشده ی ۲۸ روزه ی ۲۱ مگاپاسکال، تصریح شده است. برای بیشتر کاربرد ها، مواد افزودنی نیاز نمی شود، ولی برای بهبود کارایی، نرم کننده ها می توانند به کار برده شوند، در پروژه های واقع شده در آب و هوای گرم، یا جاهایی که محدودیت های پروژه، پمپ دوغاب در فواصل طولانی را دیکته می کند. عموماً، کارایی بهبود یافته ی دوغاب توسط روان کننده ها، می تواند تا حدود تقریباً یک ساعت ادامه یابد. استفاده از عامل هوا می تواند کارایی را بهبود بخشد و استعداد ترک خوردگی را کاهش دهد، ولی باعث گسترش حفره های دوغاب و از دست رفتن بخشی از حفاظت در برابر خوردگی، که سیمان تأمین کرده، می شود. بنابراین هنگامی می توان از این روش استفاده کرد که، دیگر شیوه های حفاظت در برابر خوردگی به کار رفته باشد، یا ضخامت پوشش دوغابی افزایش داده شده باشد. برخی دوغاب ها ی خاص، حاوی مواد شیمیایی هستند که از انقباض بتن جلوگیری می کند، که برای کمینه کردن ترک خوردگی و افزودن مقاومت اتصال، مطلوب می باشد. هنگامی که استفاده از مواد افزودنی در نظر گرفته می شود، بایستی آزمایشاتی انجام شوند تا بررسی شود که دوغاب و مواد افزودنی، به طور وارون (ویرانگر) تحت تأثیر قرار نگرفته باشند.

برای کاهش پتانسیل فشردگی خاک سوراخ یا فرو ریزش آن، بلافاصله پس از جاگذاری میلگرد در سوراخ حفر شده، دوغاب پمپ می شود. در کاربردهای میلگرد توپر در خاک، دوغاب با روش لوله ای (تریمی) از طریق لوله ی دوغاب، که قبلاً در ته سوراخ داخل شده، تزریق می شود، تا وقتی که دوغاب کاملاً سوراخ را پر کند (شکل ۲-۴). معمولاً لوله ی دوغاب عبارت است از لوله ای پلاستیکی مخصوص کارهای سنگین، با ضخامت متغیر بین ۹.۵ تا ۱۹ میلیمتر. لوله های دوغاب، هنگامی که به عنوان بخشی از نصب میخ ها استفاده شوند، برچیده می شوند، و در سوراخ باقی می ماند وقتی که برای میخ های تست بارگذاری شده، به کار روند. تزریق دوغاب بایستی به آرامی و پیوسته انجام شود به گونه ای که، بدون هیچ شکاف یا خلل و فرجی، فضای بین میخ و جداره ی سوراخ کاملاً پر

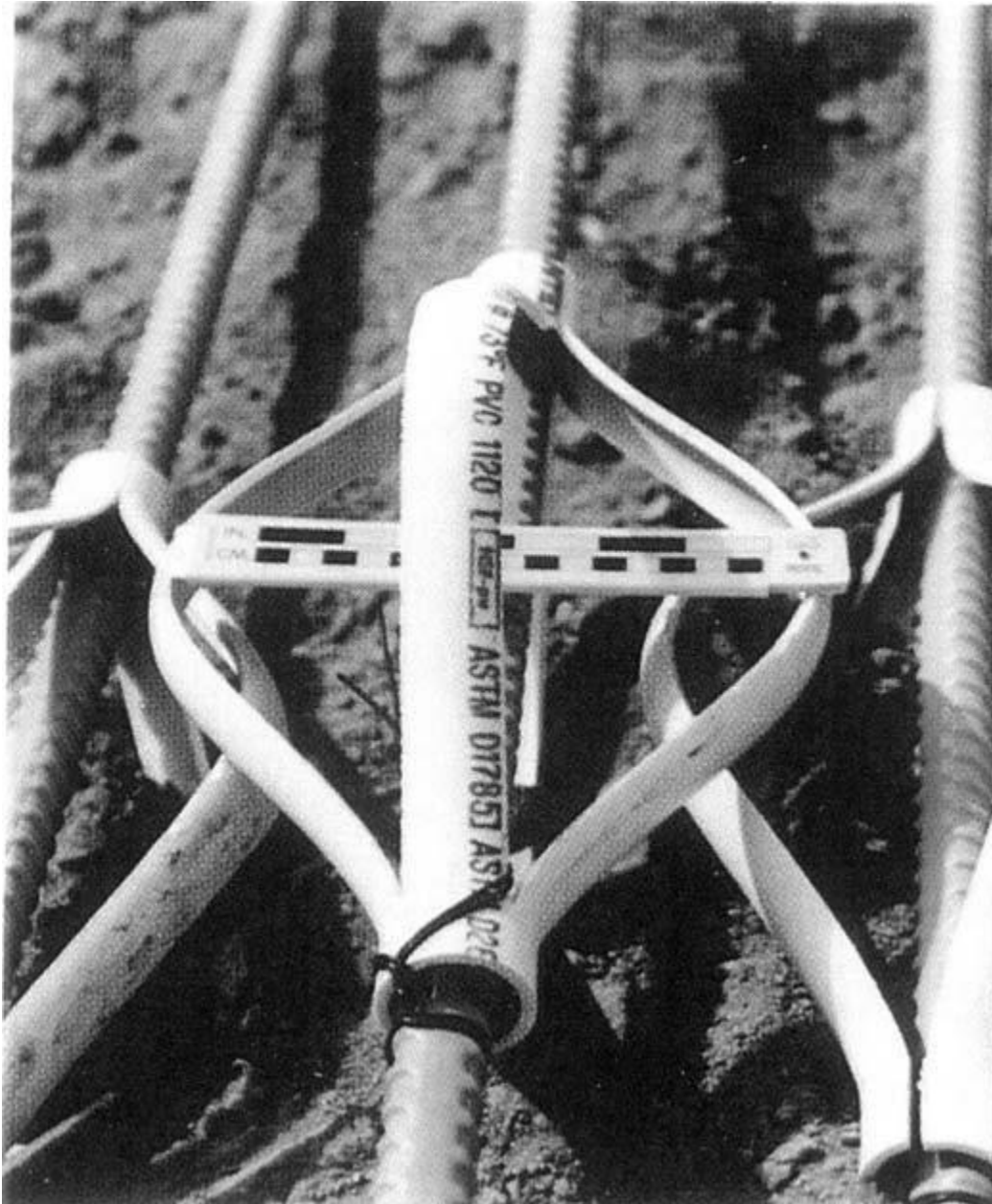
شود. هنگام پمپاژ دوغاب درون سوراخ، بایستی در همه ی اوقات، انتهای لوله ی دوغاب، در زیر سطح دوغاب، باقی بماند. در طی عملیات دوغاب ریزی، ممکن است بخشی از سوراخ میخ که نزدیک پشت روکش موقت می باشد، کاملاً از دوغاب پر نشود. نظر به اینکه، این ناحیه از نظر خوردگی بیشترین آسیب پذیری را دارد، حیاتی است که بعداً این ناحیه با شانکریت، یا با یک دوغاب سخت (که البته کمتر رایج است)، پر شود، تا پوشش دوغابی کامل، تضمین شود.



شکل ۲-۴: دوغاب ریزی از طریق لوله (تریمی).

متمرکز کننده ها

متمرکز کننده ها، وسایلی ساخته شده از پلی وینیل کلراید PVC یا دیگر ترکیبات مواد مصنوعی، می باشند که در جایگاه های گوناگون در امتداد طول هر میخ نصب می شوند تا تضمین کنند که حداقل ضخامت از دوغاب، تمام میخ را بپوشاند (شکل ۳-۴). آنان در فواصل معینی، که معمولاً از ۲.۵ متر تجاوز نمی کند، در امتداد طول میخ و در فاصله ی حدوداً نیم متری از هر انتهای میخ، نصب می شوند.



شکل ۳-۴: متمرکز کننده های پی وی سی الصاق شده به یک میخ (میلگرد) پیش از نصب میخ.

عناصر حافظ در برابر خوردگی

علاوه بر دوغاب سیمان، که برای میخ ها، هم حفاظت فیزیکی و هم شیمیایی، در برابر خوردگی تأمین می کند، در صورت نیاز، برای تأمین حفاظت بیشتر، نوعاً از وسایل دیگر نیز استفاده می شود. معمولاً برای تأمین حفاظت بیشتر در برابر خوردگی، غلاف های حفاظتی ساخته شده از مواد مصنوعی موج دار (HDPE پلی اتیلن بسیار چگال یا لوله ی PVC) احاطه کننده ی میلگرد (شکل ۴-۴)، به کار می روند. درون فضای بین دوایر متحد المركز غلاف و میخ، از قبل با دوغاب پر می شود. عرفاً این سیستم به حفاظت در برابر خوردگی توسط در کپسول گذاردن، منتسب می شود. ضخامت غلاف، دست کم بایستی ۱ میلیمتر باشد. علاوه بر این، به جای میلگرد های دارای برجستگی مارپیچ بدون روکش، از میلگردهایی با اندود اپوکسی، استفاده می شود. اندود اپوکسی یک ماده ی عایق می باشد که

جریان الکتریکی (که مطلوب خوردگی است) را مسدود می کند. در پیوست C، تشریحی جزئی تر از روش های حفاظت در برابر خوردگی به علاوه ی رهنمود هایی برای گزینش آنها، ارائه شده است.



شکل ۴-۴: میلگرد ها (با رنگ روشن در انتهای میخ) با غلاف (رنگ تیره) به صورت کپسول درآورده شده اند، پیش از نصب میخ ها.

روکش دیوار

میخ ها در سطح گود (یا وجه شیب) به سیستم روکش متصل می باشند، که بیشتر مواقع شامل موارد زیر است: گامه ی اول، روکش موقت شاتکریتی در طی ساخت، گامه ی دوم، روکش دائم از جنس بتن در جا ریخته شده. هدف روکش موقت، نگهداشتن خاک های بی حفاظ بین میخ ها در طی گودبرداری، تأمین اتصالی ابتدائی در میان میخ ها، و تأمین حفاظت برای میخ ها در برابر خوردگی و واریز خاک در وجه گود، می باشد. هدف روکش دائم، تأمین اتصال میان میخ ها، حافظی مقاوم تر در برابر خوردگی، و نمایی زیبا، می باشد. نوعاً روکش موقت شامل شاتکریت و شبکه ی میلگرد های جوش خورده، و میلگردهای کوتاه تر بیشتر (به عنوان پشت بند افقی) اطراف سر میخ ها، می باشد، که پس از نصب هر ردیف میخ در زمین، به کار می روند. معمولاً روکش دائم با بتن مسلح در جا ریز، و یا شاتکریت با شبکه ی میلگردهای جوش خورده مسلح شده، ساخته می شود. همچنین ممکن است قاب های پیش ساخته برای ساخت روکش دائم دیوار، به کار برده شوند، به ویژه برای پروژه هایی با نیاز های زیبایی

شناسانه ی ویژه، یا هنگامی که آنها ارزان تر باشند.

سیستم زهکشی

برای جلوگیری از افزایش فشار آب پشت روکش دیوار، معمولاً زهکش های نواری ژئوکامپازیتی عمودی، بین روکش موقت و گود، نصب می شوند (شکل ۴-۵).



شکل ۴-۵: نوار های زهکش زیر شاتکریت موقت.

همچنین سیستم زهکش شامل موارد زیر نیز می شود: کفشک زهکش و آبروهای تراوشگر برای هدایت آب جمع آوری شده به بیرون وجه دیوار. در برخی موارد، زهکش های متداول افقی نیز نصب می شوند. متعاقباً در این فصل، اطلاعات بیشتر درباره ی ساخت سیستم زهکش، ارائه خواهد شد. در فصل ۶، اطلاعاتی راجع به طراحی سیستم زهکش، ارائه خواهد شد.

روش های ساخت

دبیاچه

در فصل ۲ مراحل ساخت دیوار های میخ گذاری شده در خاک، تشریح شد و عبارت بود از: (۱) گودبرداری ؛

(۲) حفر سوراخ برای میخ ها ؛ (۳) نصب و دوغاب ریزی میخ ها ؛ (۴) ساخت روکش موقت شاتکریتی ؛ (۵) ادامه ی ساخت در تراز های بعدی (یعنی، تکرار گام های ۱ تا ۴) ؛ (۶) ساخت یک روکش دائم نهائی.
در زیر، تشریح جزئی این کارهای عمده ی ساخت، ارائه می شود.

گود برداری

پیش از هر گودبرداری، بایستی کنترل هایی برای آب های سطحی ساخته شود، تا از جاری شدن آب سطحی به درون گود جلوگیری کند، زیرا این حالت به طور ویرانگری بر ساخت تأثیر می گذارد و باعث ناپایداری بالقوه ی وجه گود می شود. معمولاً پشت سر محدوده ی گودبرداری، ترانشه های جمع آوری کننده، آب های سطحی را قطع کرده و آنان را منحرف می کنند. سپس، با به کار بردن تجهیزات متعارف حمل خاک از جایگاه، گودبرداری اجرا می شود، و قطع زائده های نهائی وجه گود با استفاده از کج بیل یا خاک بردار، از جایگاه، انجام می شود. عموماً برداشت ابتدایی ۱ تا ۱.۲ متر ارتفاع دارد (شکل ۴-۶).



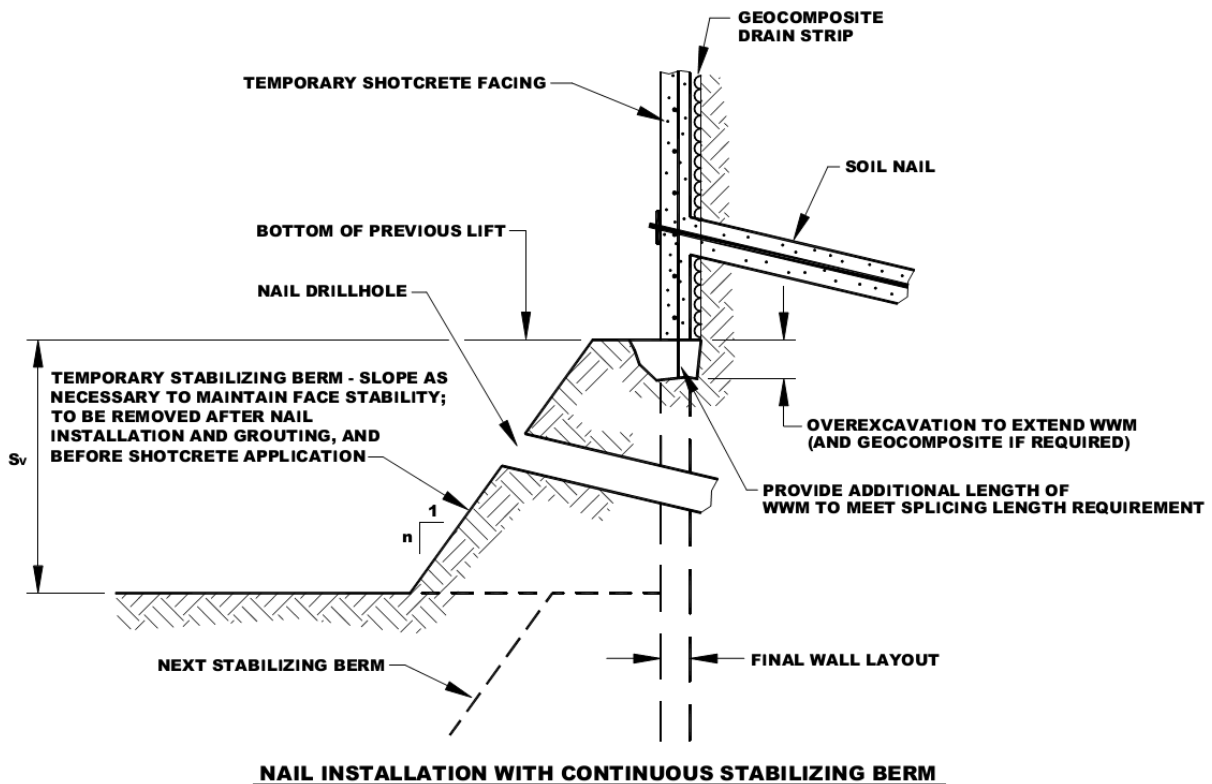
شکل ۴-۶: برداشت ابتدائی گود و نصب میخ.

برای کمینه کردن مقادیر اضافی شاتکریت، بایستی پروفایل وجه حفر شده، به طور معقولانه ای هموار بوده و خیلی نا منظم نباشد. پروفایل های خاک دربردارنده ی پاره سنگ و تخته سنگ، ممکن است به گودبرداری دستی نیاز

داشته باشند. برای سازگاری با تجهیزات مته کاری مورد استفاده در نصب میخ ها، سکوی کاری تراز، و با پهنای ۱۰ متر، نیاز می باشد. دستگاه های مته کاری کوچکتر از حد متعارف، می توانند در سکوی کاری، به عرض ۵ متر و ارتفاع باز (بدون مانع) ۳متر، کار کنند.

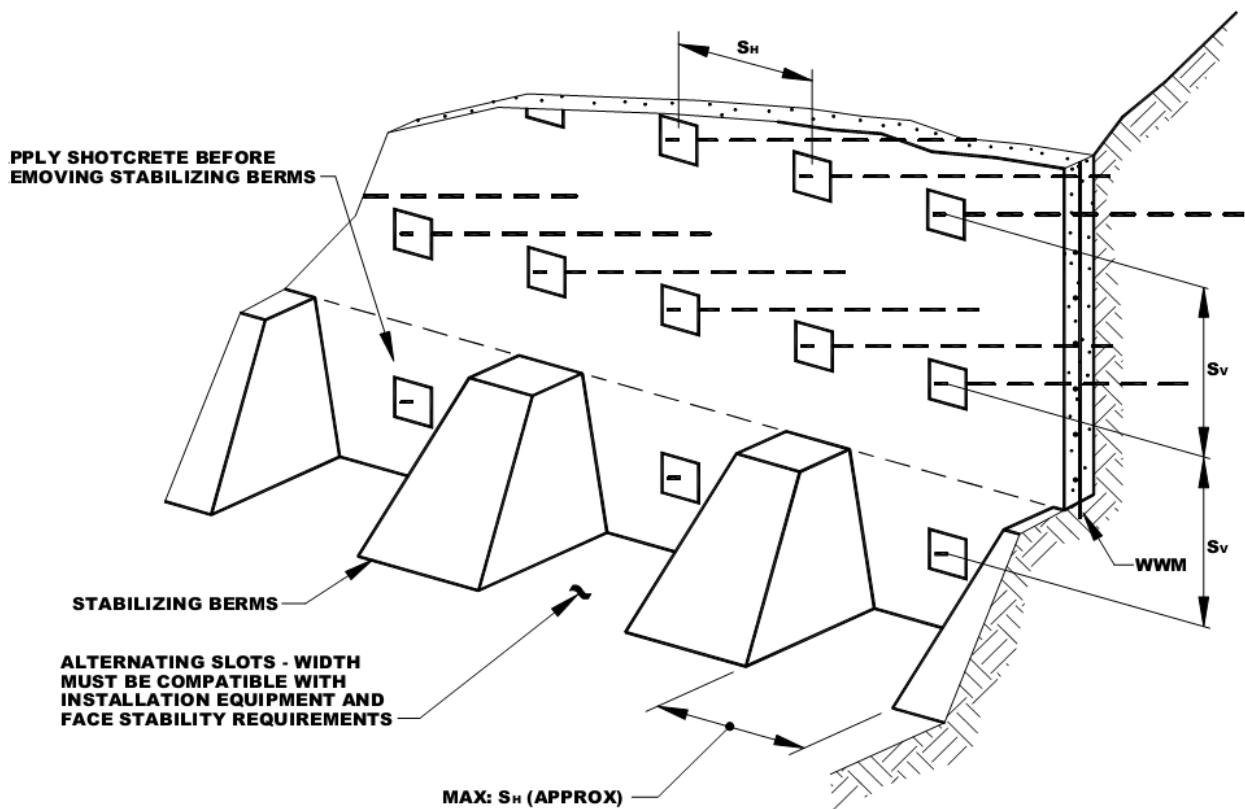
در بسیاری از موارد، بحرانی ترین حالت مربوط به پایداری دیوار، در طی ساخت رخ می دهد. در برداشت های متوسط و کوتاهتر گود (از نظر ارتفاعی)، کمترین حاشیه ی اطمینان هنگامی رخ می دهد که گود باز، موقتاً بدون تکیه گاه می باشد (یعنی، پیش از تعبیه ی میخ ها و شاتکریت در این ترازها). حین ساخت، دیدن پیش-علامت های ناپایداری مهم است، همچون تورم و تغییر شکل زیاد وجه گود. اگر پیش علامت های ناپایداری دیوار مشاهده شد، واکنش فوری و خبر کردن سرپرست کارگاه و مهندس طراح، حیاتی می باشد. همچنین، حیاتی است که بازرسان مجرب و دیگر پرسنل نظارت کارگاه، برای واکنش فوری، آشنا و ورزیده باشند. در این ارتباط، مهم است که، ملزومات فنی مربوط به ادامه ی حفاری مجاز، به دقت دنبال شوند. طول بدون پشتیبان گود، بایستی به مقداری محدود شود که بتواند در طی یک شیفت کاری، پایدار بماند و شاتکریت شود.

برای مواردی که وجه شیب گود نمی تواند برای دوره ی زمانی لازم، بدون پشتیبان، پایدار بماند، یک شانه ی خاکی پیوسته، می تواند برای تثبیت وجه بدون پشتیبان، به کار گرفته شود (شکل 4-7a). در این مورد، ابتدا از میان شانه ی خاکی پایدار کننده، میخ ها نصب شده و دوغاب ریزی می شوند. سپس، شانه ی خاکی، گود برداری می شود و در سراسر امتداد تراز گود، شاتکریت اجرا می شود.



شکل 4-7(a): نمونه هایی از راه های دیگر نگه داشتن موقت گود: شانه ی خاکی پایدار کننده.

به عنوان چاره ای دیگر، شانه های خاکی پایدار کننده می توانند به ترتیبی برداشته شوند که، شیار های متناوب حفاری، گودبرداری شوند و قطعاتی از شانه های خاکی پایدار کننده، بین آنها باقی بمانند (شکل 4.7b).



EXCAVATION TEMPORARY SUPPORT WITH SEGMENTAL SLOT EXCAVATION

شکل (b) 4-7: نمونه هایی از راه های دیگر نگه داشتن موقت گود: شیار حفاری.

پهنای شیارهای حفاری نبایستی از حدود فواصل افقی میخ ها، بیشتر شود. سپس، میخ ها نصب شده و دوغاب ریزی می شوند، و شاتکریت بر روی وجه شیارهای حفاری انجام می شود. متعاقباً، قطعات شانه های خاکی پایدار کننده، برداشته شده و میخ های میانه نصب می شوند و شاتکریت اجرا می شود.

تنها بایستی به عنوان آخرین راه حل، شانه های خاکی تثبیت کننده، به کار روند، چونکه ممکن است این رویه تأثیری قابل توجه بر هزینه های ساخت و زمان بندی پروژه، داشته باشد. اگر زمان برپاماندن موقت گود، دغدغه اصلی باشد و خطر بالقوه ای را نشان دهد، روش های ساخت بالا به پایین جایگزینی همچون، مهار گذاری در زمین، می توانند در نظر گرفته شوند.

مته کاری سوراخ ها برای میخ ها

سوراخ میخ ها (سوراخ های حفر شده)، با به کار بردن یکی از چندین روش موجود حفر، مته کاری می شوند، شامل: چرخشی (شکل ۸-۴)، ضربه ای (پرکاشن)، مته (اوگر)، و مته کاری چرخشی ضربه ای. جدول ۱-۴ چکیده ای از

تجهیزات و روش های بیشتر رایج مته کاری را ارائه می دهد. مهندس طراح می تواند برای راهنمایی، از این جدول استفاده کند، به طوری که تجهیزات انتخاب شده، بایستی با شرایط زمین پیش بینی شده و با طول کل و قطر مورد نیاز میخ، سازگار باشد.



شکل ۸-۴: مته کاری برای میخ توسط روش چرخشی.

رایج ترین روش پروژه های میخ گذاری در خاک در آمریکا، نصب سوراخ-باز با استفاده از حفاری مته ای (اوگری)، (به ویژه، مته های توخالی) می باشد، چونکه غلاف گذاری در سوراخ، ضرورتی نداشته، می توان به سرعت نصب بالا نائل شد، و هزینه ها نسبتاً پایین می باشد. قطر سوراخ های حفر شده با روش حفاری مته ای، می تواند در محدوده ۱۰۰ تا ۳۰۰ میلیمتر باشد. ولی قطرهای رایج تر، ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر می باشد. معمولاً پیمانکاران سوراخ های نسبتاً قطور را انتخاب می کنند (مثل ۲۰۰ میلیمتر) تا بدون دشواری های ناشی از کمینه کردن هزینه ی تجهیزات حفاری، دست یافتن به مقاومت اتصال نهایی لازم میخ، تضمین شود.

روش های حفاری ضربه ای، خاک را توسط کوبش میله ی حفاری که بر روی انتهای خود، یک سر خرد کننده دارد، جابجا می کند. روش های چرخشی-ضربه ای، خاک را توسط مته زنی و کوبش میله ی حفاری جابجا می کند. قطر سوراخ ها با روش اخیر، بین ۹۰ تا ۱۱۵ میلیمتر است.

ممکن است روش حفاری، توسط دسترس پذیری محلی تجهیزات و شرایط ویژه ی زمین، تحمیل شود.

Drill Rig Type	Drilling Method	Open Hole?	Cased or Auger-Cast?	Drillhole Diameters (mm/in.)	Drill Bit Types	Cuttings Removal	Comments
Auger	Lead Flight Kelley-Bar Driven	Yes	No	100-300/ 4-12	Rock, Soil, Drag, etc.	Mechanical	Hydraulic rotary auger methods for drilling competent soils or weathered rock.
	Sectional Solid-Stem	Yes	No				
	Sectional Hollow-Stem	Yes	Yes			Mechanical (air support)	
	Continuous Flight Solid-Stem	Yes	No			Mechanical	
	Continuous Flight Hollow-Stem	Yes	Yes			Mechanical (air support)	
Rotary	Single-Stem Air Rotary	Yes	No	100-200/ 4-8	Button, Roller, Drag, etc.	Compressed air	Hydraulic rotary methods for drilling competent soils, rock, or mixed ground conditions (pneumatic hammers available).
	Duplex Air Rotary	Yes	Yes				
	Sectional Solid-Stem Augers	Yes	No	100-300/ 4-12	Rock, Soil, Drag, etc.	Mechanical	Hydraulic rotary auger methods for drilling competent soils or weathered rock.
	Sectional Hollow-Stem Augers	Yes	Yes			Mechanical (air support)	
Air Track	Single-Stem Air Rotary	Yes	No	100-300/ 4-12	Button, Roller, Drag, etc.	Compressed Air	Pneumatic rotary methods for drilling non-caving competent soils or rock.

جدول ۱-۴: شیوه ها و رویه های مته کاری.

معمولاً اسناد پیمان (مقاطع) به پیمانکار اجازه ی انتخاب روش مته کاری را می دهند. هر چند گهگاه ممکن است مهندس طراح، بر اساس شرایط زیرسطحی یا دیگر نیازهای پروژه، انتخاب روش ها و یا رویه های مته کاری را محدود کند. به عنوان نمونه، ممکن است محدودیت ها روی روش های مته کاری معینی، تحمیل شود، اگر پنداشته شود که آنها می توانند تأثیر مضر روی یکپارچگی سازه های همسایه یا تأسیسات زیرزمینی داشته باشند. روش های مته کاری انتخابی، نبایستی باعث فرو ریزش بیش از حد خاک درون سوراخ شود. همچنین، مته زنی ردیف های بالاتر میخ ها، نبایستی باعث برآمدگی بیش از حد سطح زمین شود. در زمین ناپایدار، می توان از این اثرات بالقوه ویرانگر، پرهیز کرد، توسط غلاف حفاری (یا میلگردهای خود حفار توخالی)، یا توسط محدود کردن استفاده از سرمته های قطور.

غلاف گذاری سوراخ ها می تواند هزینه ی دیوار های میخ گذاری شده در خاک را به طور قابل توجهی بالا برد، به طوری که ممکن است روش های جایگزین برای ساخت دیوار، اقتصادی تر تمام شود. شیوه های مته زنی غلاف

گذاری شده شامل روش های لوله ی تکی و چرخشی دوتایی می باشد. روش لوله ی تکی شامل مته زنی با یک لوله (رشته ی حفاری) و بیرون راندن محصولات حفاری توسط هوا، آب و یا مخلوطی از هر دو، می باشد. روش چرخشی دوتایی، یک عنصر درونی (میله ی حفاری) و یک لوله ی بیرونی (غلاف) دارد. ساختار سیستم اجازه می دهد تا محصولات حفاری از بین فضای بین میله ی حفاری و غلاف خارجی، بیرون برده شوند. در این روش های حفاری، قطر سوراخ عموماً بین ۹۰ تا ۱۴۰ میلیمتر می باشد.

نصب میلگرد ها به عنوان میخ

رایج ترین شیوه برای تعبیه ی میلگردها، داخل کردن آن ها درون سوراخ های از پیش حفر شده می باشد، که این سوراخ های راست-محور، اقطاری بین ۱۰۰ تا ۳۰۰ میلیمتر دارند. همانگونه که قبلاً بحث شد، پس از دخول میلگرد در سوراخ، سوراخ با دوغاب سیمان تمیز، پر می شود. این شیوه با نام، نصب سوراخ-باز نامیده می شود. هنگامی که دوغاب سفت شد، به میخ و زمین پیرامونی متصل می گردد. نصب سوراخ باز، رایج ترین روش در ساخت دیوار میخ گذاری شده در خاک می باشد.

رایج ترین شیوه ی دوغاب ریزی در امریکا، که دوغاب ریزی ثقلی می باشد، علاوه بر امکان پذیری و ارزان بودن، مقاومت اتصال کافی را برای میخ گذاری در خاک، تأمین می کند. هرچند در شرایط وجود خاک ضعیف، ممکن است مقاومت اتصال بیشتری نیاز باشد. در خاک های دانه ای و سنگ های ضعیف درزه دار، می توان با تزریق دوغاب، یا دوباره دوغاب ریزی تحت فشار، به مقاومت اتصال بالایی دست یافت. دوغاب ریزی تحت فشار، مقاومت در برابر بیرون کشیده شدن را، نسبت به روش سوراخ-باز، افزایش می دهد، به دلیل چندین سازوکار که عبارتند از: افزایش در فشار محدود کننده ی پیرامون حباب دوغاب، بیشتر متراکم شدن مواد احاطه کننده ی حباب، سازوکار در هم قفل شدن (انگشتان)، و افزایش قطر مؤثر حباب دوغاب. برای خاک های ریزدانه، دوغاب ریزی تحت فشار، به ندرت استفاده می شود. اگر استفاده شود، بایستی انتظار تنها اندکی افزایش مقاومت اتصال را داشت، چونکه مؤلفه ی اصطکاکی و سازوکار در هم قفل شدن، وجود نخواهد داشت یا ناچیز خواهد بود.

شواهدی وجود دارد که، اگر رویه های نصب مناسبی به کار نرود، مقاومت اتصال می تواند رو به زوال گذارد. مثلاً، خارج کردن ناقص محصولات حفاری از سوراخ، می تواند باعث کاهش قابل توجه مقاومت اتصال گردد. از طرف دیگر، در مورد خاک های رسی با خمیرائی متوسط، تمیز کردن مکانیکی بیش از حد سوراخ، می تواند منجر به دست خوردگی رس، و به واسطه ی آن، کاهش مقاومت اتصال تا مقادیری بسیار کمتر از مقادیر مورد انتظار شود. گرچه بایستی ظرفیت میخ، با آزمون های بار آزمایشی و اضافی، بررسی شود و اگر لازم پنداشته شد، می توان میخ های طویل تری نصب نمود. همیشه، به منظور پرهیز از افزایش هزینه ها و یا تغییر روش، دستیابی به مقاومت اتصال ممکن الحصول، مطلوب است.

معمولاً هنگامی که ملاحظه شد، میخ های نصب شده در زمین، برای میخ گذاری در خاک، مناسب نبوده اند، برای دست یافتن به مقاومت اتصال مورد نیاز طرح، برخی تعدیلات در رویه های مرسوم نصب میخ، ضروری خواهد بود. مثل هنگامی که میخ ها با استفاده از روش دوغاب ریزی ثقلی در بادرفت (رس سیلت دار غیر مطبق) نصب شده اند. در این مورد، بخش های پایینی و جانبی جدار سوراخ، سست می باشد، چونکه بادرفت در ابتدا خشک، با دوغاب مرطوب می شود و جداره های سوراخ، متعاقباً فرو می ریزد. ممکن است دوغاب به بالای جداره ی سوراخ نرسد، که در نتیجه خشک می ماند و عملاً به سبب سختی بالای بادرفت، تغییر شکل نمی دهد. به عنوان یک نتیجه ی ترکیبی، شکل سوراخ شدیداً از شکل طبیعی خارج شده و بیشتر سطح مشترک خاک و دوغاب، مقاومت اتصال بسیار کمی خواهد داشت. تجربه نشان داده است که، برای این خاک های بادرفتی، اگر دوغاب ریزی پرفشار یا دوباره دوغاب ریزی ثقلی اجرا شود، می توان به مقاومت اتصال کافی دست یافت. هرچند در این شرایط هم بایستی انتظار هزینه ی بالاتر و سرعت پایین تر نصب را داشت.

نصب زهکش

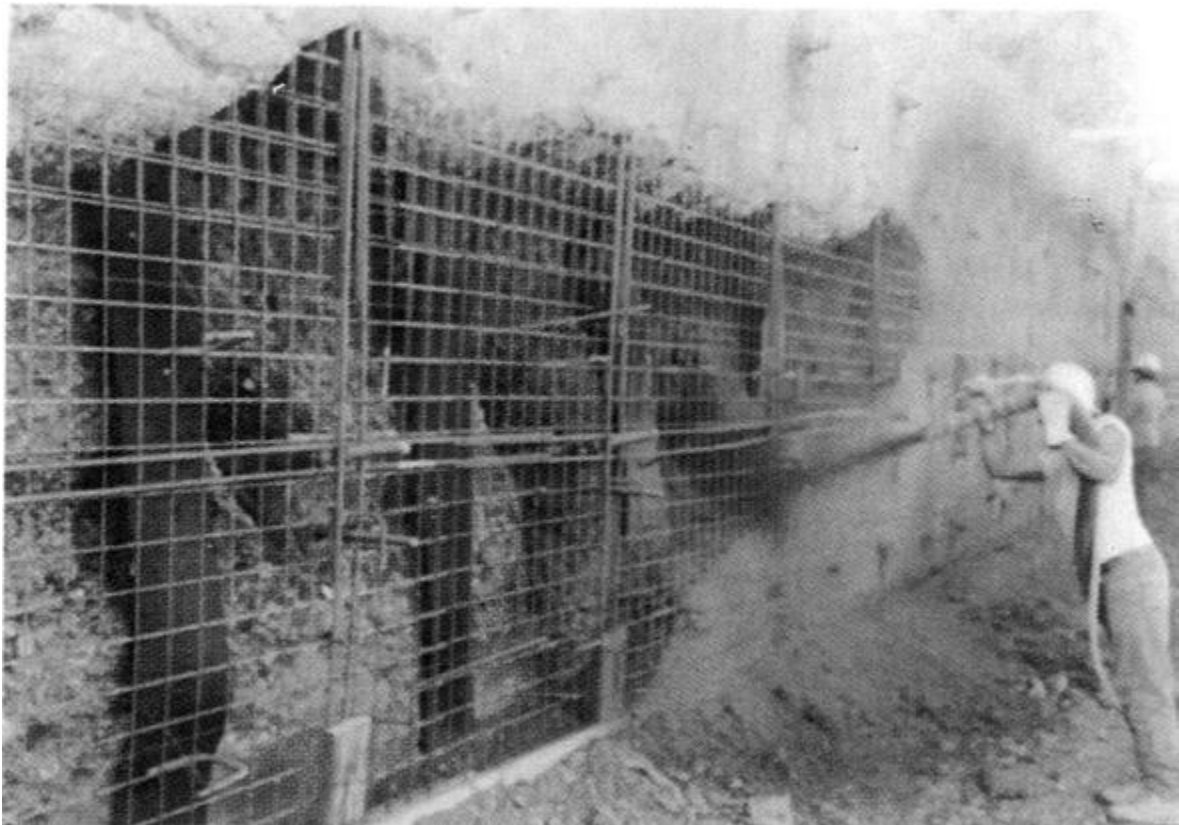
بایستی از انتقال آب به سوی گود، جلوگیری کرد. بنابراین در طی ساخت، روش های متداول کنترل آب سطحی و زهکشی، ضروری است. این روش ها شامل آبرو های متقاطع در بالای گود می باشند. علاوه بر آن، زهکش های نواری عمودی ژئوکامپازیتی در پشت روکش دیوار نصب می شوند تا از بالا رفتن فشار آب زیرزمینی جلوگیری کند. برای ایمنی، نوارهای زهکش در برابر وجه گود نگه داشته می شوند و کنار ژئوتکستایل در برابر زمین تعبیه می شوند. در طی اجرای شاتکریت، برای جلوگیری از، از دست رفتن ظرفیت عبور جریان زهکش ها، بایستی از آلوده شدن کنار ژئوتکستایل به شاتکریت، جلوگیری کرد. زهکش های نواری بایستی در پایین هر برداشت گود، وصله شوند و بایستی یک همپوشانی دست کم ۳۰۰ میلیمتری داشته باشند به گونه ای که جریان آب مسدود نشود.

آب زیرزمینی جمع آوری شده در زهکش های نواری، توسط یک سری از زهکش های کفشکی در پایین گود، دور می شوند. زهکش کفشکی عبارت است از: ترانشه ای در کف گود، که با سنگدانه های تهی از ریزدانه، پر شده و دارای یک لوله ی پی وی سی سوراخ دار جمع آوری کننده، می باشد. زهکشی ژئوتکستایل بایستی لوله و سنگدانه های زهکش کفشکی را بپوشاند و با ابعاد ترانشه مطابقت کند. به علاوه، سوراخ های زهکش می توانند، در بخش های پایینی دیوار، میان روکش دیوار، تعبیه گردند. در وضعیتی که تراز آب زیرزمینی پشت دیوار بالا است، زهکش های لوله ای افقی عمیقتر، ضروری می باشد. در فصل ۶، جنبه های بیشتری از طراحی سیستم زهکشی ارائه می شود.

ساخت روکش موقت دیوار

کلیات

برای کاربردهای دیوار میخ گذاری شده در خاک، روکش های موقت دیوار، معمولاً با استفاده از شاتکریت ساخته می شوند. نوعاً ضخامت روکش شاتکریتی موقت، بین ۷۵ تا ۱۰۰ میلیمتر است. شاتکریت یک لایه ی پیوسته ی نگهدارنده بر روی وجه گودبرداری شده ایجاد می کند که همچنین می تواند خلل و فرج و ترک های وجه گود برداری شده را، پر کند. شاتکریت های موقت با استفاده از شبکه میلگردهای جوش خورده، یا تسلیح فیبری و میلگرد، ساخته شده اند. بین پیمانکاران، روش مرجح، شبکه میلگردهای جوش خورده، می باشد، چونکه در حالی که وجه گود بی پشتیبان است، این روش زمان کمتری برای نصب، نیاز دارد. در شکل ۹-۴ یک روکش شاتکریتی برای یک دیوار در دست ساخت، نشان داده شده است.



شکل ۹-۴: روکش موقت شاتکریت.

اجرای شاتکریت

برای اختلاط شاتکریت، دو لازمه ی متضاد وجود دارد: قابلیت پرتاب، پمپ پذیری. پرتاب پذیری، قابلیت مخلوطی است که: به یک سطح بچسبد، ضخامت را تجمیع کند و بالا برد، و در برابر ریزش مقاومت کند. پمپ پذیری، قابلیت مخلوطی است که، همانند یک مایع لزج جاری شود. برای پرتاب، گرانروی بالا و لزجت زیاد، ایده آل است، در حالی که برای پمپاژ، گرانروی پایین و لزجت کم، آرمانی است. پس از پرتاب، مخلوط شاتکریت با گرانروی و لزجت زیاد، به چسبیدن و باقی ماندن همانند لایه های روکش شکل یافته، تمایل دارد. پیمانکاران، برای دستیابی

به ضخامت مطلوب در یک اجرا، پرتاب پذیری بالا را دوست دارند. با طراحی مناسب مخلوط، پرتاب پذیری تا ضخامت ۳۰۰ میلیمتری، می تواند به آسانی به دست آید، بدون فروریزش یا ترک های شکم دادگی در زیر میلگرد.

روش های طراحی مخلوط شاتکریت، می تواند در ادبیات (مهندسی) موجود، یافت شود (ACI, 1994, 1995a, 1995b).

دو نوع از روش های شاتکریت که رایج می باشد، عبارت است از: مخلوط خشک و مخلوط تر. در روش مخلوط خشک، مصالح دانه ای و سیمان، به طور خشک، آمیخته می شوند، و به وسیله ی آنها، تفنگ شاتکریت، تغذیه می شود، در حالیکه آب در نازل (افشانک) به آن افزوده می شود. بسته به ویژگی های روش، مواد افزودنی می توانند در دستگاه اختلاط یا با آب، اضافه شوند. افزودن آب در نازل، اجازه می دهد، در صورت لزوم، خمیرائی شاتکریت در نازل تنظیم شود. در روش اختلاط تر، مصالح دانه ای، سیمان، آب، و مواد افزودنی، در یک دستگاه اختلاط، آمیخته شده و با یک پمپ هیدرولیکی، به نازل، نقل می یابند. اختلاط نرم، توسط هوای فشرده، موجب بیشتر شدن سرعت می شود.

هر دو روش شاتکریت، مخلوطی مناسب برای روکش دیوار، تولید می کنند. مخلوط خشک و مخلوط تر شاتکریت، از نسبت آب به سیمانی حدود ۰.۴ استفاده کرده و تقریباً کیفیت اختلاطی برابر، به دست می دهند، هرچند، شاتکریت با اختلاط تر، اندکی مقاومت خمشی بیشتری دارد. حفظ نسبت آب به سیمان در حدود ۰.۴ و هوا دار کردن بتن، که در روش اختلاط خشک، دشوار است، دوام شاتکریت را بالا می برد. پیامد های نسبت آب به سیمان کم (یعنی نسبت آب به سیمان کوچکتر از ۰.۴۵) چنین است: مقاومت بالا، دوام زیاد، و نفوذ پذیری کم، البته به شرطی که در محل تراکم مناسب میسر شود (یعنی، زدودن حباب های هوای محبوس در شاتکریت).

دو عدد از پر اهمیت ترین عامل های تعیین کننده ی کیفیت و دوام شاتکریت، محتوی سیمان و دانسیته ی درجا می باشند. مخلوط های شاتکریت، عامل سیمان بالایی دارند، نوعاً بین ۳۵۰ تا ۴۱۰ کیلوگرم سیمان در یک متر مکعب مخلوط. مقدار سیمان، پمپ پذیری و پرتاب پذیری مخلوط را تعیین می کند. دانسیته ی درجای مخلوط توسط مقدار هوای محبوس شده ی درون مخلوط، کنترل می شود. افزایش محتوی هوا، به تناسب مقاومت را کاهش می دهد (تقریباً، ۵ درصد کاهش مقاومت فشاری، به ازای، ۱ درصد هوا). مگر اینکه برای دوام در برابر یخ بندان و ذوب یخ لازم باشد، استفاده از هوای محبوس (هوادار کردن)، ضروری نمی باشد. هرچند، اهمیت دوام روکش موقت، نسبت به روکش دائم، می تواند کمتر باشد، ولی معمولاً ملزومات دوام آن دو، مشابه است.

برای افزایش شکل پذیری، سفتی، و مقاومت ضربه ای، به عنوان بخشی از اختلاط تر، تسلیح با رشته های (فیبر) فولادی، به شاتکریت اضافه شده است. رشته ها به کاهش تردی و شکنندگی شاتکریت، و در نتیجه، کاهش انتشار ترک، تمایل دارند، ولی تأثیر کمی بر مقاومت فشاری داشته و تنها افزایش نسبتاً کمی بر مقاومت خمشی، برجا می گذارند. برای ساخت روکش شاتکریتی دیوارها، اغلب، اختلاط تر، ترجیح داده می شود، زیرا:

اختلاط تر، مقدار بیشتری شاتکریت تازه، تولید می کند، نوعاً ۶ تا ۸ متر مکعب بر ساعت، نسبت به ۴ تا ۶ متر مکعب بر ساعت برای اختلاط خشک؛

شاتکریت بازگشتی (یعنی، اتلاف مصالح به دلیل کمبود چسبندگی)، نوعاً برای یک اختلاط تر تنها حدود ۵ درصد می باشد، در مقایسه با ۱۵ درصد برای اختلاط خشک؛

نیازی به افزودن آب در نازل نیست آن چنان که در مورد اختلاط خشک می باشد، بنابراین کمتر به تجربه ی اپراتور نازل، وابسته می باشد؛

تجهیزات (مثل، پمپ بتن) بیشتر در دسترس می باشند، چونکه تفنگ و مرطوب کننده، نیاز نمی باشد، برعکس اختلاط خشک؛

تأمین مخلوط بتن آماده از دستگاه های اختلاط تجاری، به آسانی در دسترس و راه دست، می باشد.

هرچند برای اجرای مناسب روکش شاتکریتی، ضروری نیست، رواداری هایی که نوعاً برای روکش بتنی شکل یافته، استفاده می شود (که ممکن است مسئله ی زیبایی شناختی مهمی را نشان دهد)، در شاتکریت به آسانی قابل دستیابی نیست. رواداری های پیشنهادی برای روکش های شاتکریتی موقت، بایستی ۱.۵ تا ۲ برابر رواداری هایی که معمولاً برای بتن درجا ساخته شده، تعیین شده، باشد.

تسلیح شاتکریت

معمولاً شبکه میلگردهای جوش خورده، برای تسلیح روکش موقت به کار می روند، ولی گهگاه در روکش دائم هم استفاده می شوند. سطح مقطع عرضی و چشمه های شبکه، در شبکه میلگردهای جوش خورده، متناسب با ارضای ملزومات سازه ای (یعنی، مقاومت خمشی و ظرفیت برش سوراخ کننده) و محدودیت های ساخت پذیری، انتخاب می شوند. ابعاد رایج شبکه میلگردهای جوش خورده، در جدول A-2 خلاصه شده است (پیوست A). در امریکا شبکه میلگردهای جوش خورده در نورد (رول) ها یا ورقه (شیت) های به پهنای ۱.۵ تا ۲.۵ متر، در دسترس می باشند. بایستی شبکه میلگردهای جوش خورده ی انتخابی، عرضی سازگار با ارتفاع برداشت گود، داشته باشد (معادل با فاصله ی عمودی میخ ها)، به علاوه ی یک همپوشی دست کم، ۰.۲ متری. به عنوان نمونه، اگر فواصل عمودی انتخابی میخ ها، ۱.۵ متر بود، عرض ایده آل برای قاب شبکه میلگردهای جوش خورده، تقریباً ۱.۷ متر خواهد بود. شبکه میلگردهای جوش خورده، معمولاً در صفحات و لوله هایی به عرض ۱.۵ تا ۲.۴ متر، در دسترس می باشد. ورقه هایی با عرض بیشتر از ۳.۶ متر نیز در دسترس می باشد. در صورت تقاضا، ورقه های عریض تر هم می توانند ساخته شوند. معمولاً ورقه ها می توانند در طول های ۳.۸، ۴.۶، ۶.۱، و ۷.۶ متر، به دست آیند. در صورت تقاضا، ورقه های شبکه میلگردهای جوش خورده، می توانند با طول حدود ۱۲ متر، تولید شوند.

به عنوان بخشی از طراحی دیوار، ابعاد شبکه میلگردهای جوش خورده (یعنی، اندازه ی میلگرد و فاصله بندی) معین می شوند. مهندس طراح بایستی دسترس پذیری عرض های مختلف شبکه میلگردهای جوش خورده، را در نزدیکی محل پروژه، بررسی کند. در صورت عدم وجود هر عرضی، مهندس طراح می تواند فواصل عمودی میخ ها را به عنوان تابعی از عرض های در دسترس، اصلاح کند.

ممکن است تسلیح بیشتر (میلگرد تقویتی) اطراف سر میخ ها تعبیه شود تا در این مکان ها ظرفیت خمشی افزایش یابد. این مسلح کننده ها شامل دو میلگرد عمودی (یک میلگرد در هر کناره ی سر میخ) و دو میلگرد افقی می باشند. مشخصات عمومی میلگردهای در جدول A-3 ارائه شده است (پیوست A).

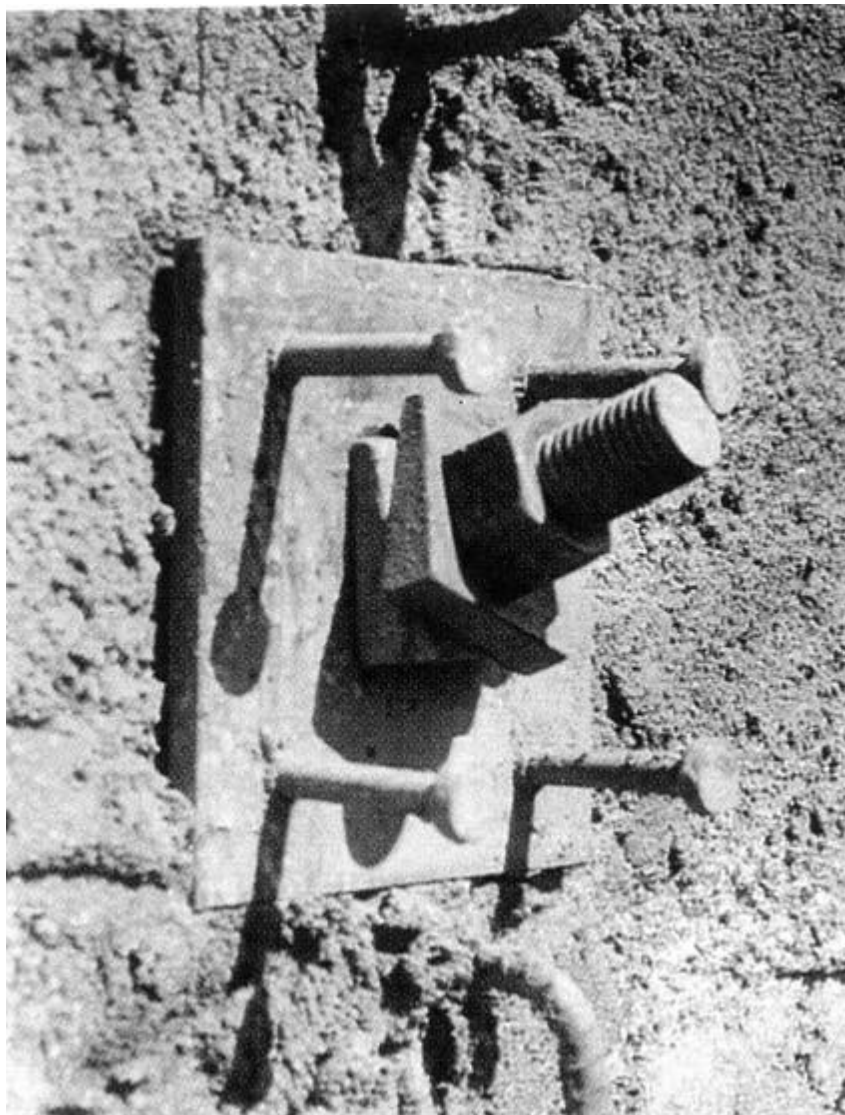
ساخت روکش دائم دیوار

دیباچه

چندین روش برای ساخت یک روکش دائم، توسط پیمانکاران به کار رفته است. بخش آتی روش های اجرایی بیشتر رایج را تشریح می کند، که عبارتند از: شاتکریت مسلح، بتن مسلح درجا ریخته شده، و بتن پیش ساخته.

شاتکریت مسلح

نوعاً ضخامت روکش دائم شامل شاتکریت مسلح، بین ۱۵۰ تا ۳۰۰ میلیمتر است. این ضخامت، شامل ضخامت روکش موقت نمی شود. می توان روکش دائم را همزمان با گودبرداری اجرا کرد، یا می توان، آن را پس از پایان گودبرداری و اتمام روکش موقت، و به صورت مراحل پیش رونده ی از پایین به بالا، اجرا کرد. روکش شاتکریتی با شبکه میلگردهای جوش خورده، یا شبکه آرماتور، تسلیح می شود. ضخامت نهایی روکش دیوار، با اجرای پی در پی لایه های شاتکریت، که هر لایه بین ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر است، به دست می آید. به منظور دست یافتن به اتصالی خوب بین روکش دائم و میخ ها، سر میخ بایستی کاملاً در محفظه ی روکش دائم شاتکریتی قرار گیرد (مدفون شود). برای تأمین این اتصال، گل میخ های سر دار به صفحه ی اتکاء، جوش داده می شوند (شکل ۱۰-۴).



شکل ۱۰-۴: گل میخ های سردار جوش داده شده به صفحه ی اتکاء (صفحه ی تکیه گاهی).

روکش درجا ساخته شده

به طور کلی، برای روکش دائم، ملزومات اختلاط شاتکریت و تسلیح توسط شبکه میلگردهای جوش خورده، مشابه ملزومات روکش موقت می باشد. معمولاً روکش های دائم با شاتکریت مسلح، نیازی به میلگرد های تقویتی (والر) ندارند. استفاده از شبکه میلگردهای جوش خورده با روکش اپوکسی، برای حفاظت در برابر خوردگی، قویاً پیشنهاد می شود. مشابه مورد روکش موقت، رواداری های پیشنهادی برای روکش شاتکریتی دائم، بایستی ۱.۵ تا ۲ برابر رواداری های معمول برای بتن درجا ریخته شده باشد. رواداری های معمول برای شاتکریت، به این نیازمند است که ضخامت باقیمانده ی شاتکریت، ۱۵ میلیمتر باشد، اگر ماله کشی شده باشد، و ۳۰ میلیمتر باشد، اگر به صورت اندازه های معمول پرتابی، باقی مانده باشد (دستکاری نشده باشد). علاوه بر این، همواری سطح تمام شده ی وجه بایستی چنان بماند که، شکاف هایی با لبه ی مستقیم کمتر از ۳ متر، بایستی در محدوده های ۱۵ میلیمتری برای

سطح ماله کشی شده، و ۳۰ میلیمتری برای سطح دست نخورده، باقی بمانند. دیگر رواداری ها، در برگیرنده ی مشخصات فنی پیشنهادی می باشند (پیوست E).

تسلیح روکش دائم با استفاده از بتن در جا ساخته شده، شامل موارد زیر است: یک شبکه (آرماتورهای استاندارد) و گهگاه میلگرد های تقویتی (والر) تعبیه شده روی سر میخ ها. آرماتورها تقریباً در وسط مقطع ضخامت روکش، جاسازی می شوند. چونکه چسبندگی بین شاتکریت موقت و روکش دائم بتنی درجا ریخته شده، قابل اطمینان نیست، در طراحی مقطع، روکش موقت به عنوان یک عنصر مقاوم، فرض نمی شود (از مقاومت آن صرفنظر می شود). برای پایان ساخت می توان از روکش های شکل دار گوناگون استفاده کرد، مشابه شکل ۱۱-۴.



شکل ۱۱-۴: روکش ساخته شده در محل.

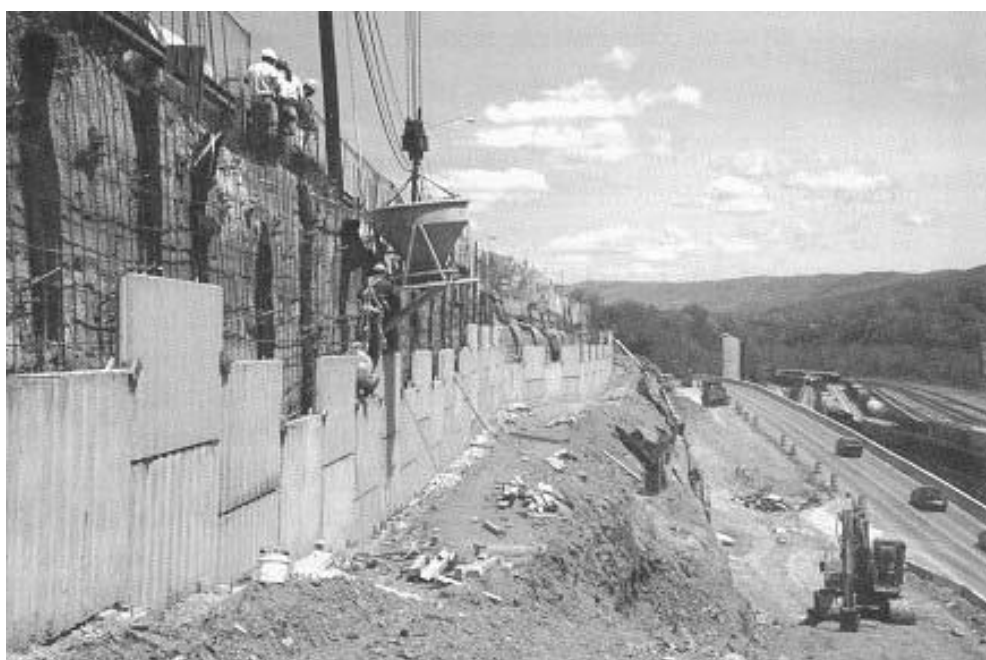
مزیت بتن مسلح درجا ساخته شده این است که محصول پایانی، از دیدگاه زیبایی شناسی، خوش آیندتر و از نظر کیفیت بتن، همگن تر می باشد. عیب عمده ی آن، نیاز به قالب بندی، زمان ساخت بالقوه طولانی تر برای نصب روکش، می باشد. نظر به این که همان تجهیزات شاتکریت مورد استفاده برای روکش موقت، می تواند دوباره به کار گرفته شود، به کار بردن شاتکریت مسلح به عنوان روکش دائم، مزایای بالقوه ی بازدهی بیشتر و صرفه جویی اقتصادی را خواهد داشت. محدودیت اصلی این شیوه، سطح نسبتاً ناهموار دیوار شاتکریتی می باشد که ملاک های زیبایی شناسانه ی پیشتر بحث شده را، اقلان نمی کند.

ساخت دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در مناطق پر رفت و آمد، ممکن است الزامات زیبایی شناسانه ی ویژه ای داشته باشد. از آنجا که، معمولاً روکش دائم شاتکریتی، آنان را برآورده نمی کند، ممکن است دیگر روش های پایان ساخت، نیاز شود. برای نائل شدن به ملاک های زیبایی شناسانه ی پایان ساخت، می توان از چوب، فولاد، یا وسایل لاستیکی استفاده نمود. همچنین سطوح شاتکریتی پایان یافته، می توانند توسط آستری های رنگی، مُلُون

شوند. در محیط های به طور استثنایی حساس، که کمترین عارضه ی زیبایی شناختی برای چشم انداز اطراف، مطلوب می باشد، ممکن است لایه ی شاتکریتی دائم، ضخیم گرفته شود، و هنگامی که شاتکریت تازه است، روی آن حجاری انجام گیرد. سرانجام برای ظاهری طبیعی، سطح نهایی لکه دار می شود. نتیجه ی نهایی، سطح شاتکریتی نامنظمی است که با چشم انداز اطراف مطابقت می کند.

روکش بتنی پیش ساخته

برای دستیابی به معیارهای گوناگون زیبایی شناختی، زیست محیطی، و دوام، در کاربرد های دائمی، روکش بتنی پیش ساخته به کار رفته است. شکل ۱۲-۴ پروژه ای با استفاده از این روش را نشان می دهد.



شکل ۱۲-۴: روکش قاب پیش ساخته.

همچنین، روکش پیش ساخته، وسیله ای برای تکمیل پتوی زهکش پیوسته ی پشت سر روکش، و یک مانع نگهبان در برابر یخبندان در آب و هوای سرد، تأمین می کند.

قاب (پانل) ها یا عناصر قطعه قطعه ی کوچک می باشند (یعنی، غیر سازه ای) یا عناصر پیش ساخته ی (تیلت آپ) تمام قد (یعنی، سازه ای). پانل های قطعه قطعه ی کوچک، کمتر مقاوم هستند، نسبت به عناصر سازه ای (که می توانند بارها را سراسری (یکپارچه) تحمل کنند)، بارها را متمرکز می کنند. اگر عناصر غیر سازه ای برای روکش دائم به کار روند، بایستی روکش موقت مقاومت کافی برای تحمل بارهای طراحی را داشته باشد.

پانل های پیش ساخته می توانند با وسایل گوناگونی به میخ ها یا سر میخ ها متصل شوند. در برخی سیستم ها، اتصال اغلب در گوشه ی هر پانل پیش ساخته ی بزرگ، توسط به کار بردن سرهای با گوه شکافنده ی ناقص، بین

پانل های مجاور، در مکان هر میخ، اجرا می شود. متناوباً، میخ ها می توانند به ستون های عمودی پیش ساخته یا در محل ساخته شده، متصل شوند؛ سپس پانل ها، بین ستون ها، جاسازی می شوند، همان طور که تخته ها در تیرک ها و در سیستم دیوار تخته دار، تعبیه می شوند.

چونکه جزئیات اتصال، در مکان یابی میخ ها، به درجه دقت بالایی نیاز دارد، برای تضمین صحت، از قالب استفاده می شود. ممکن است برخی پروژه ها الزامات معماری یا زیبایی شناسانه داشته باشند و استفاده از پانل های پیش ساخته ی غیرسازه ای ویژه، سنگ بنایی، یا بلوک های بنایی، را بر روی شاتکریت دائم یا روکش در جا ساخته شده، ایجاب کنند.

متناوباً، می توان صفحه میخ، توسط متصل کننده های گل میخ برشی، یا ساخت میلگرد حلقه ای شکل، در پشت پانل های پیش ساخته، تهیه کرد. سپس فاصله ی بین آنها با بتن کم مقاومت پر می شود تا اتصال شکل یابد. این روش با موفقیت نسبی در شرق امریکا به کار رفته است. برای برخی جزئیات اتصال، که توسط برخی پیمانکاران ابداع شده، ممکن است حق انحصاری اختراع وجود داشته باشد.

فصل ۵: تحلیل دیوار های میخ گذاری شده در خاک

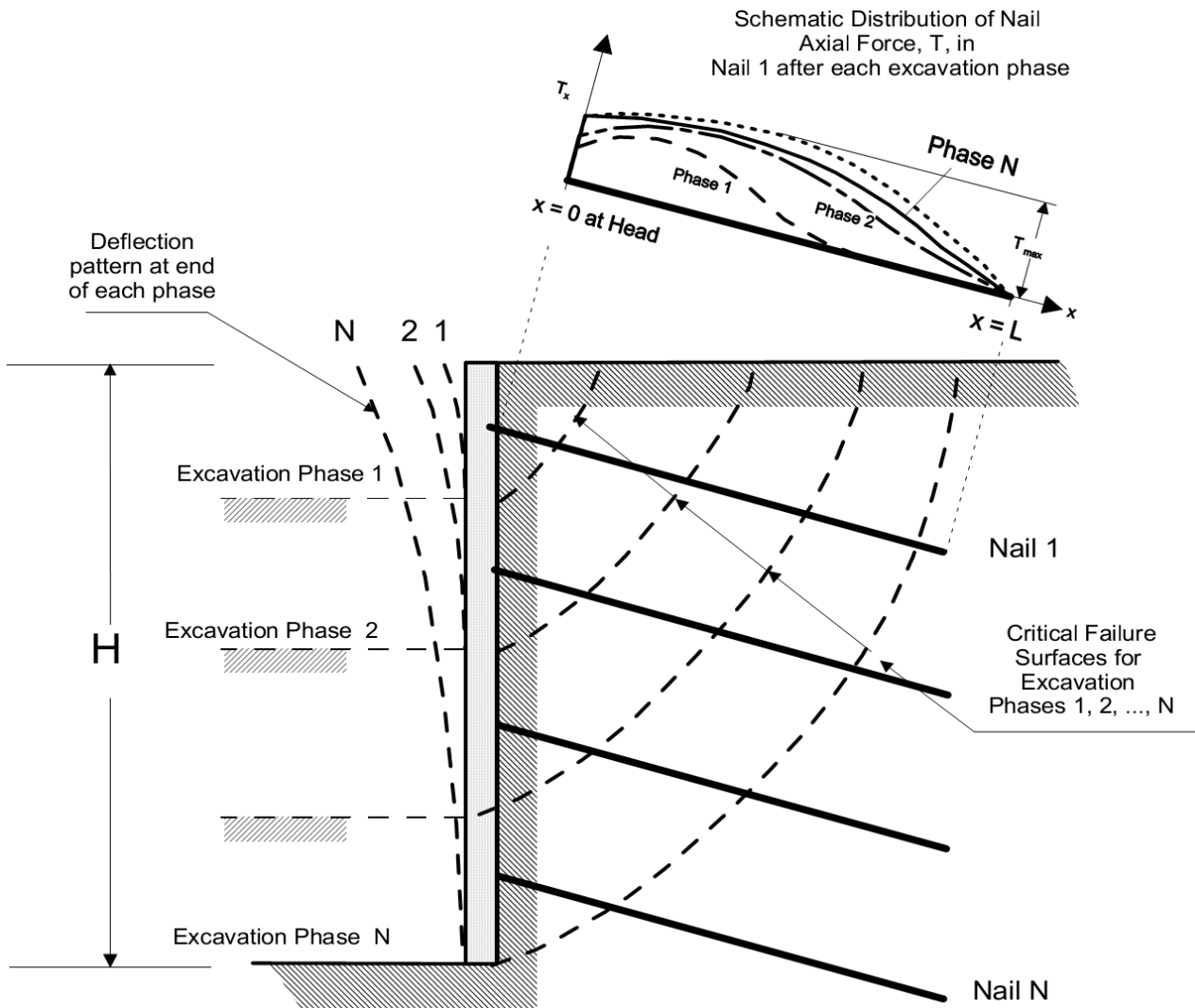
دیباچه

هدف ابتدایی این فصل، فراهم کردن اصولی می باشد که تحلیل و طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک را کنترل کند. این فصل برای معرفی ابتدائی مفاهیم فنی مربوط به ساز و کار های اساسی دیوار میخ گذاری شده در خاک، که جوابگوی ساخت و اجرا است، سازمان داده شده است. به دنبال این معرفی، عناوینی ویژه، مربوط به تحلیل و طراحی، عنوان خواهند شد، در آغاز ارائه ای از دو حالت حدی ویژه، که بایستی توسط طراح در نظر گرفته شوند، به نام، حالت حدی مقاومت و حالت حدی سرویس. سپس تشریح طرق گسیختگی بالقوه برای دیوار های میخ گذاری شده در خاک. سپس ارائه ای از معادلات حاکم که برای تحلیل و طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، در ازای هر نحوه ی گسیختگی بالقوه، به کار می روند. سپس این فصل دو برنامه ی کامپیوتری اسنیل و گولدنیل که در امریکا بسیار رایج می باشند را معرفی کرده و نتایج محاسبات آن دو را مقایسه می کند. فصل با پیشنهاد حداقل ضریب اطمینان هایی که استفاده می شوند و با ارائه ی راهبردهایی برای شرایط بار گذاری استفاده شونده در طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، پایان می پذیرد.

مفهوم انتقال بار در دیوار های میخ گذاری شده در خاک

پیش از بحث تحلیل دیوار های میخ گذاری شده در خاک، ساز و کار های اساسی در پاسخ دیوار های میخ گذاری

شده در خاک، در طی مراحل گوناگون ساخت، به طور خلاصه معرفی می شوند. سازوکار های واکنش (پاسخ) دیوار و انتقال بار، که در طی ساختن متعارف دیوار های میخ گذاری شده در خاک، رخ می دهند، عبارتند از: گودبرداری از سطح زمین آغاز شده و مرحله ی ۱ گودبرداری تکمیل شده است (شکل ۵-۱).



شکل ۵-۱: سطوح گسیختگی بالقوه و نیرو های کششی میخ ها.

پیش از اینکه اولین ردیف میخ ها (میخ ۱) نصب شود، به دلیل توانایی خاک برای برپاماندن بدون پشتیبانی، بخش بالایی خاک پشت گود پایدار است (یا دست کم در مرز پایداری است). مقاومت خاک در طول بالاترین سطح گسیختگی بحرانی بالقوه، بسیج می شود تا اجازه دهد دیوار بدون پشتیبان، برپا بماند.

هنگامی که میخ های ۱ و روکش موقت نصب می شوند، مقدار بار ناشی از تغییر شکل خاک بالایی، از طریق تنش های برشی در امتداد میخ ها، به این میخ ها منتقل می شود، و به نیروهای محوری تبدیل می شود. بخش بالایی شکل ۵-۱، توزیع نیروی محوری در میخ های ۱ در پایان مرحله (فاز) ۱ گودبرداری را، به طور شماتیک نشان می دهد. در این نقطه، روکش موقت، سطح گود را نگه داشته و اتصال بین میخ های مجاور در ردیف ۱ را

تأمین می کند.

هنگامی که فرایند گودبرداری به فاز ۲ رسید، بخش های بالایی و فاقد نگهدار دیوار میخ گذاری شده در خاک، به صورت جانبی، تغییر شکل می دهد. در این نقطه، دیگر سطح لغزش بالقوه، که از کف گود در فاز ۲ سرچشمه گرفته، تشکیل می شود (شکل ۱-۵). سطح گسیختگی بحرانی در این تراز گود، متفاوت از آن تراز پیشین گود می باشد.

سپس ردیف ۲ میخ ها نصب می شوند. متعاقباً روکش موقت بین کف گود فاز ۱ و ۲ نصب شده و با روکش ساخته شده در فاز ۱، یکپارچه می شود. حرکات متعاقب خاک در بالای ژرفای فاز ۲، باعث می شود بارهای بیشتری به میخ های ۱ انتقال یافته و در میخ های ۲ بار تولید شود. توزیع نیروی افزایش یافته ی میخ در پایان فاز ۲ گودبرداری را به خاطر سپارید.

برای تأمین پایداری کلی، بایستی میخ ها آن سوی سطح گسیختگی بالقوه، امتداد یابند. هنگامی که، به دلیل ادامه ی گودبرداری، تغییر شکل های جانبی افزایش یابند، تنش های برشی بیشتری در امتداد سطح مشترک خاک و میخ، و نیروهای محوری میخ های قبلاً نصب شده، بسیج می شوند. همان طور که در شکل ۱-۵ نشان داده شده، هنگامی که عمق گود افزایش می یابد، اندازه ی توده ی خاک مورد حفاظت، بیشتر می شود.

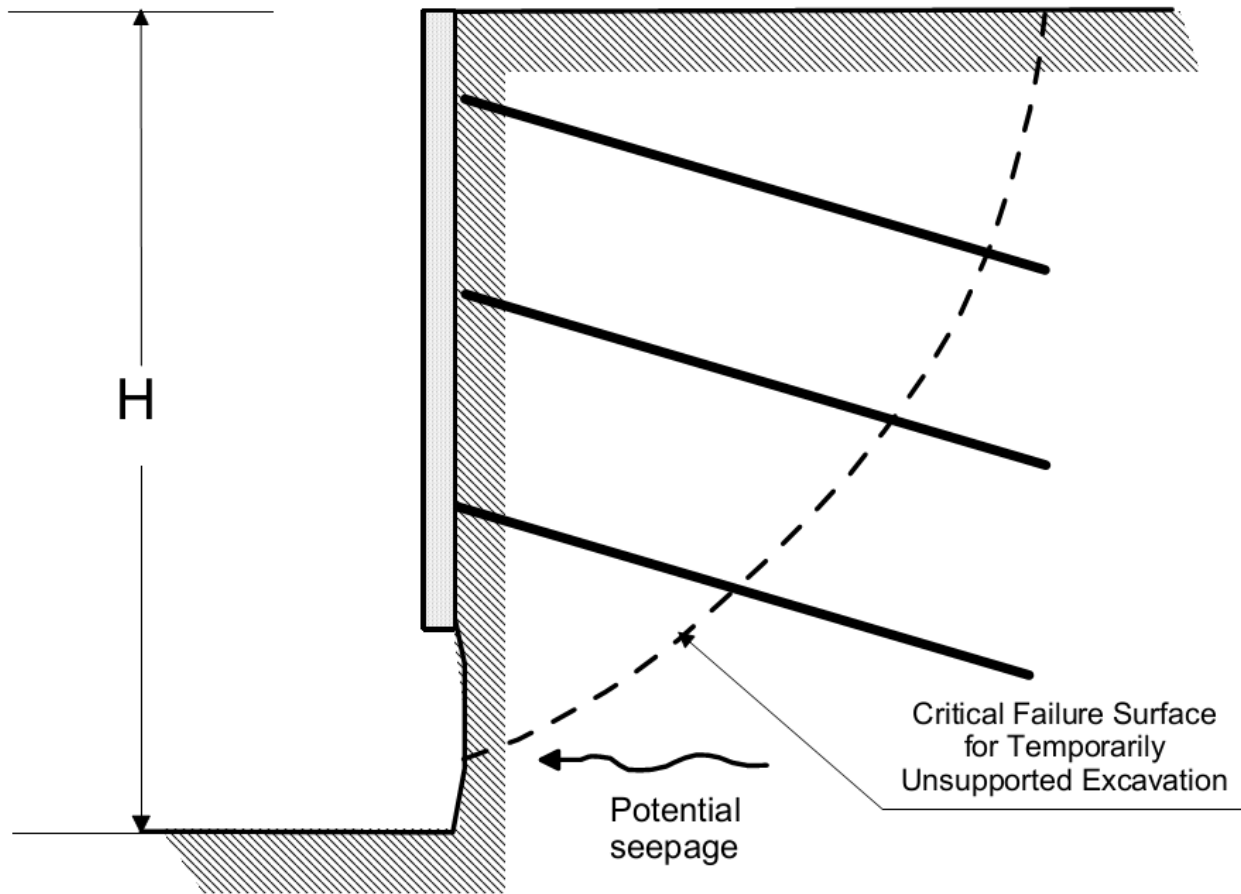
هنگامی که اندازه ی ناحیه ی مورد حفاظت افزایش یابد، تنش ها در سطح مشترک خاک و میخ، و نیروهای محوری در میخ ها، زیاد می شوند. تنش های کششی القایی، به پشت ناحیه ی مورد حفاظت، منتقل می شوند، (در یک اثر مهارتی). این تنش ها، سرانجام، تمایل به پایدارسازی توده ی لغزش بالقوه، دارند.

در حالی که با پیشروی عمق گود، ممکن است، نیروی کششی در میخ های میانی و پائینی افزایش یابد، ممکن است به علت بازتوزیع بار، نیروی کششی در برخی از میخ های بالایی، کاهش یابد. مثلاً، بخش بالایی شکل ۱-۵ به طور شماتیک نشان می دهد که، توزیع نیروی محوری برای میخ های ۱ در پایان فاز N گودبرداری، بیشترین مقادیر را به نمایش نمی گذارد.

همچنانکه سطح گسیختگی بحرانی، عمیق تر و بزرگتر می شود، سهم میخ های بالاتر در تثبیت توده ی لغزش بزرگتر، کم می شود. در برخی موارد، در ارزیابی سطوح گسیختگی بحرانی عمیق، ممکن است میخ های بالایی کاملاً بی تأثیر تشخیص داده شوند. هرچند، نبایستی میخ های بالایی را زائد در نظر گرفت، چونکه آنها طی مراحل ابتدائی گودبرداری در پایداری شرکت می کنند و به کاهش تغییر مکان های جانبی کمک می کنند.

برای پیدا کردن بحرانی ترین مورد در هر تراز خاک، تحلیل های دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بایستی هم شرایط بارگذاری در طی ساخت و هم پس از ساخت را در نظر بگیرند. ممکن است بحرانی ترین وضعیت، پس از تکمیل دیوار به وجود آید، به دلیل ترکیب بارهای طراحی دراز مدت (مثل بار مرده، بار زنده، و آمد و شد) و بارهای

مفرط (مثل زلزله). در حالات دیگر، ممکن است بحرانی ترین مورد، در طی ساخت، هنگامی رخ دهد که پایین ترین سطح گود، موقتاً بدون نگه دارنده باقی بماند و هنوز میخ ها و شاتکریت اجرا نشده باشند (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۵: پایداری بالقوه بحرانی در طی ساخت.

این شرایط بارگذاری کوتاه مدت بحرانی، می تواند در حالت تراوش موقت، بدتر شود. برای شرایط موقت گود، انتخاب ضریب اطمینانی کمتر از ضریب اطمینان پذیرفته شده برای شرایط دراز مدت، قابل قبول می باشد و معمولاً چنین می کنند، چونکه مدت ظهور این خطر گسیختگی، بسیار کوتاه تر است. در بخش های آتی، ضرایب اطمینان برای حالات کوتاه مدت و بلند مدت بارگذاری، به طور خلاصه ارائه شده است.

حالات حدی

در تحلیل و طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، دو وضعیت محدود کننده ی متمایز بایستی در نظر گرفته شوند: حالات حدی مقاومت، و حالات حدی سرویس.

حالات حدی مقاومت. این حالات حدی اشاره دارند به نحوه های گسیختگی یا فروپاشی، که در آنها بارهای اعمالی، تنش هایی القاء می کنند که بزرگتر از مقاومت کل سیستم یا مقاومت اجزاء به طور منفرد، باشد، و سازه ناپایدار شود. حالات حدی مقاومت، هنگامی رخ می دهند که، یک یا چند نحوه ی گسیختگی بالقوه، تحقق یابند.

طراحی دیوار میخ گذاری شده در خاک، بایستی ایمنی سیستم را در برابر تمام وضعیت های گسیختگی بالقوه (که در شکل ۳-۵ ارائه شده اند و در زیر، طبقه بندی می شوند)، تضمین کند:

نحوه ی (مُد) گسیختگی خارجی ؛ نحوه ی گسیختگی داخلی ؛ نحوه ی گسیختگی روکش.

در بخش های آتی، بحث درباره ی هریک از این حالات حدی مقاومت، ارائه خواهد شد.

حالات حدی سرویس. این حالات حدی به وضعیت هایی اشاره دارند که شامل فروپاشی نمی شوند، ولی تا یک اندازه به عملکرد عادی و ایمن سازه، آسیب می زنند. مهمترین حالت حدی سرویس مرتبط با دیوار های میخ گذاری شده در خاک، تغییر شکل مفرط دیوار می باشد. بحث راجع به تغییر شکل های سیستم های دیوار میخ گذاری شده در خاک، و پذیرش معیارهایی برای این تغییر شکل ها، در بخش های آتی ارائه خواهد شد. دیگر حالات حدی سرویس، که از حوصله ی این نوشتار، بیرون می باشند، عبارتند از: نشست های کلی یا تفاضلی، ترک خوردگی روکش بتنی، زیبایی شناسی، و خستگی ناشی از بارگذاری مکرر.

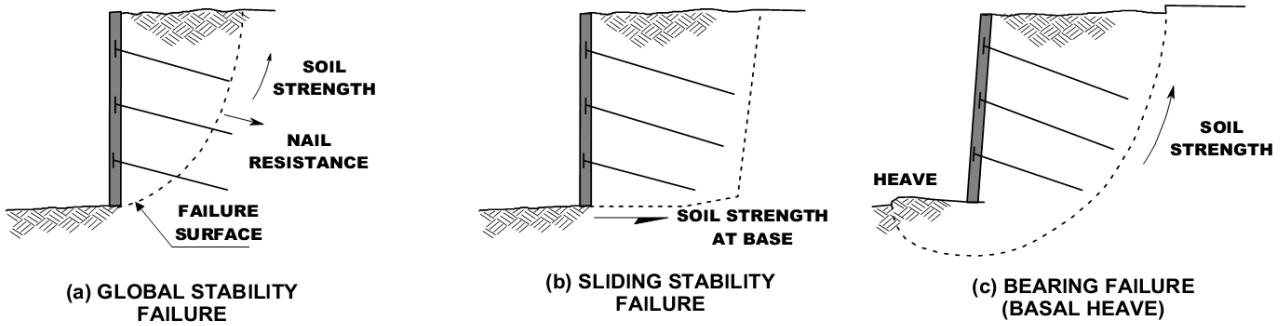
عامل های مهم دیگری وجود دارند که اگر در حین طراحی به درستی مورد توجه قرار نگیرند، می تواند به مشکلاتی در طی بهره برداری، منتج شود. دو عدد از این عامل ها، عبارتند از: زهکشی خاک پشت دیوار، و خوردگی میخ ها و یا دیگر اجزاء فلزی. جنبه های مربوط به طراحی سیستم های زهکشی، در بخش های آتی بحث خواهند شد. خوردگی، اثری است دراز مدت، که بایستی در رابطه با حالات حدی مقاومت، در نظر گرفته شود، چون خوردگی بر ظرفیت کششی میخ ها تأثیر می گذارد. خوردگی میخ ها می تواند، به تغییر شکل بیش از اندازه، و در موارد افراطی، فروپاشی احتمالی سیستم، منجر شود. پیشتر، شرایطی که باعث تعریف زمین، تحت عنوان خورنده، می شود، توضیح داده شد. در پیوست C، روش های تأمین حفاظت در برابر خوردگی، برای اجزاء دیوار میخ گذاری شده در خاک، بحث خواهد شد.

نحوه (مد) های گسیختگی خارجی

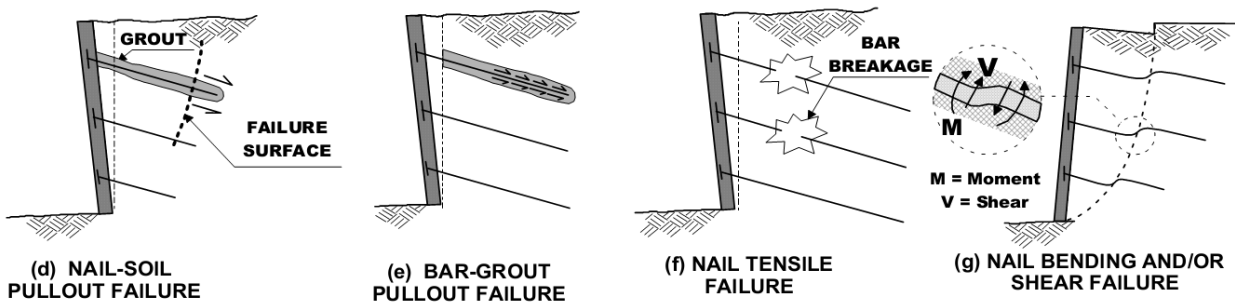
دیباچه

نحوه های گسیختگی خارجی، اشاره ای است به سطوح گسیختگی بالقوه ی گذرنده از میان یا پشت میخ ها (یعنی، سطوح گسیختگی که با میخ ها برخورد کنند (مقاطع) یا نکنند). برای نحوه های گسیختگی خارجی، عموماً توده ی دیوار میخ گذاری شده در خاک، به عنوان یک بلوک، رفتار می کند. در محاسبات پایداری، برای تشکیل معادله ی تعادل، نیروهای مقاوم خاک، که در راستای سطوح گسیختگی عمل می کنند، محاسبه می شوند. اگر سطح گسیختگی با یک یا چند میخ برخورد کند، میخ های متقاطع در تثبیت بلوک، شرکت می کنند، توسط تأمین یک نیروی پایدار کننده ی خارجی، که بایستی با نیروهای مقاوم خاک در راستای سطح گسیختگی، جمع شود.

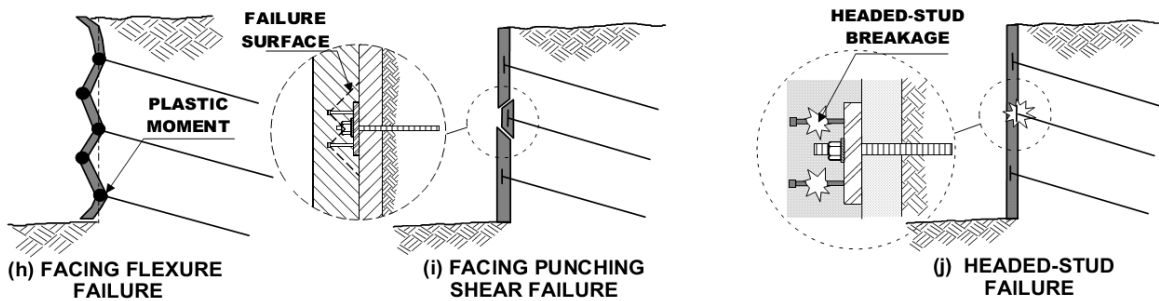
EXTERNAL FAILURE MODES



INTERNAL FAILURE MODES



FACING FAILURE MODES



شکل ۳-۵: نحوه های اصلی گسیختگی سیستم دیوار های میخ گذاری شده در خاک.

در این چارچوب، سه نحوه ی گسیختگی، توسط برن (۱۹۹۸)، شناسایی شده اند، با عناوین: خارجی (یعنی، سطوح گسیختگی، میخ ها را قطع نکنند)، داخلی (یعنی، سطوح گسیختگی، تمامی میخ ها را قطع کنند)، و مختلط (یعنی، سطوح گسیختگی، برخی میخ ها را قطع کنند) که در این نوشتار، تحت عنوان نحوه های گسیختگی خارجی، طبقه بندی شده اند.

ارزیابی پایداری خارجی، جنبه ای مهم در طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، می باشد، چونکه اندازه و پیامد گسیختگی، می تواند قابل توجه باشد. تحلیل های پایداری خارجی، انجام می شود، تا بررسی شود که آیا، دیوار میخ گذاری شده در خاک، قادر است، برای هر یک از نحوه های گسیختگی بالقوه، نیروهای ناپایدار کننده ای را تحمل کند که توسط گودبرداری، بارهای سرویس، و بارهای مفرط (مثل زلزله)، القاء می شوند. عواملی که

پایداری خارجی را کنترل می کنند، عبارتند از: بلندی دیوار؛ چینه شناسی خاک پشت و زیر دیوار؛ پهناى ناحیه ی میخ گذاری شده (یعنی، طول میخ ها)؛ و مقاومت خاک، میخ، و سطح مشترک آن دو. نحوه های گسیختگی خارجی زیر (شکل ۳-۵ از a تا c) ، در تحلیل سیستم های دیوار میخ گذاری شده در خاک، در نظر گرفته می شوند:

نحوه ی گسیختگی کلی؛ نحوه ی گسیختگی لغزشی (برش در کف)؛ و نحوه ی گسیختگی اتکایی (برآمدگی بستر).

در سه بخش آتی، هریک از این سه نحوه ی گسیختگی خارجی، بحث می شود. همچنین در این بخش، تأثیرات شدید لرزه ای بر روی نحوه های گسیختگی کلی و لغزشی، ارائه می شود. قابل توجه است که، اگر برنامه های رایانه ای بر اساس تعادل حدی (مثل اسنیل)، برای طراحی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، به کار روند، ممکن است در نظر گیری صریح ظرفیت، در نحوه های گسیختگی لغزشی و اتکایی، ضروری نباشد. به ویژه، در جستجو برای یافتن سطوح گسیختگی بیشتر بحرانی، این نرم افزارها معمولاً، سطوح گسیختگی منتج از این دو نحوه ی گسیختگی را در نظر می گیرند، همانگونه که در اشکال 3b-5 و 3c-5 نشان داده شده است. هرچند، به منظور کامل بودن، در این بخش، رویه هایی برای ظرفیت لغزشی و اتکایی، ارائه می شوند.

۵.۴.۲ استحکام (دوام ، پایداری) کلی

۵.۴.۲.۱ مکانیزم های مقاومتی

استحکام کلی اشاره دارد به مقاومت مجموعه ای جرم مسلح (تقویت شده) دیوارهای میخ گذاری شده در خاک . همانگونه که در شکل ۵.۲a نشان داده شده است ، سطح لغزش از پشت و زیر سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک عبور می کند . در این حالت گسیختگی ، جرم حائل از مقاومت فراهم شده توسط خاک در سطح لغزش و میخ ها - اگر با هم تلاقی کنند - فراتر می رود .

۵.۴.۲.۲ توازن - محدود در تحلیل مقاومت کلی

مقاومت کلی (دیوار میخ گذاری شده در خاک معمولاً از طریق قواعد توازنی دو بعدی ارزیابی می شود ؛ قواعدی که در تحلیل های معمول مقاومت های شیبی از آن ها استفاده می شود . در تحلیل توازن - محدود ، جرم لغزشی بالقوه به صورت یک واحد سخت مدل سازی می شود ، نیروی کلی و یا توازن گشتاور مشخص می شود و سپس ضریب اطمینان برای مقاومت (که اثرات مقاوم کننده و غیر مقاوم کننده را به هم مربوط می کند) محاسبه می شود . همانند تحلیل های قدیمی صورت گرفته در مورد مقاومت شیب ها ، سطوح مختلف بالقوه گسیختگی ارزیابی می شوند ، تا زمانی که مهمترین سطح (یعنی همان سطحی که با پایین ترین ضریب مقاومتی ، تطابق دارد) به دست آید . فرضیات مختلف و فرآیندهای عددی ، باعث به وجود آوردن روش های مقاومتی ، مختلف می شوند . به خصوص اشکال مختلف سطح گسیختگی در پشت دیوار میخ گذاری شده در خاک در روش های متفاوتی مورد بررسی قرار گرفته است تا از این طریق بتوان مقاومت کلی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک را تحلیل کرد . برخی از حالت های این سطوح گسیختگی شامل موارد زیر می شوند :

۱- مسطح

۲- دو خطی با یک جرم لغزشی دو قطعه ای

۳- سهموی

۴- مارپیچی لگاریتمی

۵- دایره ای

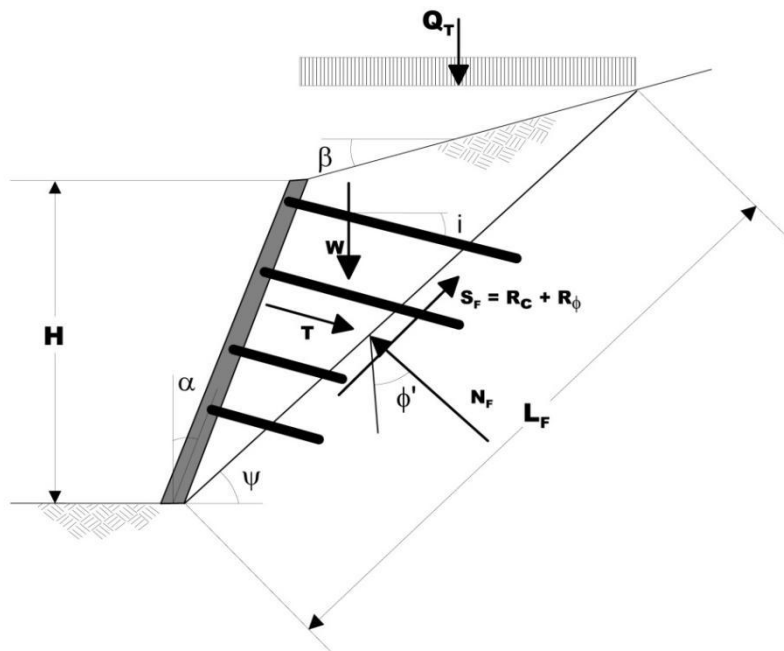
مقایسه های عددی بین روش های مختلف نشان می دهد که تفاوت ها در هندسه سطح گسیختگی ، منجر به تفاوت قابل توجهی در عوامل محاسبه شد برای امنیت ، نمی شود . به طور مشابه ، اگر اشکال مختلفی از سطوح

گسیختگی برای ضریب اطمینان هدف مشابهی در نظر گرفته شود، می توان طول های میخی قابل مقایسه ای را به دست آورد.

اکثر این مقایسه ها بر پایه زمین ها (خاک ها) می هستند که کاملاً مقاومت اصطکاکی از خودشان نشان می دهند. عیب اصلی روش های توازنی محدود محور، این است که این روش ها برای تغییر شکل ها، پیش بینی انجام نمی دهند و این که این روش ها به تغییر شکل لازمه برای جا به جا کردن نیروهای مقاومتی در خاک و در دیواره های میخ گذاری شده در خاک توجهی نمی کنند. این روش ها نمی توانند برای مشارکت هر میخ موجود در خاک در مقاومت کلی - بر پایه الگوی تغییر شکل پشت دیوار - توصیف کاملی را ارائه دهند. تخمین تغییر شکل ها را می توان از طریق روش های عددی (یعنی روش های عنصر محدود و تفاوت محدود) به دست آورد؛ اگر چه در طراحی دیواره های میخ گذاری شده در خاک، از این روش ها استفاده زیادی نمی شود. معمولاً برای ارزیابی تغییر شکل در رابطه با محدودیت های کاربردی فرض شده برای دیواره های میخ گذاری شده در خاک، از روش های نیمه تجربی به دست آمده از آزمایش های قبلی استفاده می شود. راهنمایی های مربوط به تغییر شکل های قابل قبول دیواره های میخ گذاری شده در خاک، در همین فصل ارائه می شود.

۵.۴.۲.۳ تحلیل ساده شده مقاومت کلی

برای نشان دادن عناصر تحلیل مقاومت کلی برای دیواره های میخ گذاری شده در خاک، یک مکانیزم گسیختگی یک قسمتی در شکل ۵.۴ نشان داده شده است.



شکل ۵.۴: تحلیل مقاومت کلی دیوار میخ گذاری شده در خاک با استفاده از مکانیزم گسیختگی یک قسمتی

در اینجا :

a	زاویه خمیدگی وجه دیوار
β	زاویه شیب
\emptyset	زاویه اصطکاک درونی (داخلی) موثر خاک
C'	انسجام موثر خاک
ψ	تمایل سطح گسیختگی
i	تمایل میخ
L_F	طول سطح گسیختگی
W	وزن جرم سرش (لغزش)
Q_T	حجم بار اضافه
T_{EQ}	نیروی میخ برابر
N_F	نیروی معمولی بر سطح گسیختگی
S_F	نیروی برشی بر سطح گسیختگی
R_C	عناصر انسجامی S_F ؛ و
R_Q	عناصر اصطکاک S_F

نیروهای غیر مقاوم کننده از عناصر وزن (W) و حجم بارهای اضافی (Q) تشکیل شده اند. نیروهای مقاوم کننده در سطح گسیختگی، نیروی برشی (S_F) و نیروی کشش میخ برابر (T_{EQ}) هستند. مشخص شده است که نیروی T_{EQ} یک نیروی برآیند می باشد که تاثیر تمام میخ های نصب شده در آن عمق H را ترکیب می کند. ضریب اطمینان برابر گسیختگی کلی (FS_G) به صورت، نسبت نیروهای محرک به نیروهای مقاوم بیان می شود که به صورت مماسی به سطح بالقوه گسیختگی عمل می کند:

$$FS_G = \frac{\text{نیروهای مقاوم}}{\text{نیروهای محرک}} \quad (\text{معادله ۵-۱})$$

نیروهای مماسی (تانژانتی) و نرمال (عمودی) بر سطح گسیختگی به شکل زیر هستند:

$$\sum \text{Normal Forces} = (W + Q_T) \cos \psi + T_{EQ} \cos(\psi - i) - N_F = 0 \quad (\text{معادله ۵-۲})$$

$$\sum \text{Tangent Forces} = (W + Q_T) \sin \psi - T_{EQ} \sin(\psi - i) - S_F = 0 \quad (\text{معادله ۵-۳})$$

که:

$$S_F = R_c + R_f = c_m L_s + N_F \tan \phi_m \quad (\text{معادله } ۵-۴)$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS_G} \quad (\text{معادله } ۵-۵)$$

$$c_m = \frac{c'}{FS_G} \quad (\text{معادله } ۵-۶)$$

ϕ_m زاویه اصطکاکی بسیج شده و C_m چسبندگی بسیج شده می باشد. از ضریب کلی اطمینان برای عناصر مقاومت اصطکاکی و چسبندگی خاک (به ترتیب $C^\circ, \tan \phi$) استفاده می شود. اگر چه می توان برای هر عنصر مقاومتی، ضرایب اطمینان متفاوتی را انتخاب کرد. تحلیل ساده شده ذکر شده در قسمت بالا، تنها به توازن نیروها اهمیت می دهد. روش های تحلیلی قوی تر این امکان را می دهند که به صورت همزمان معادلات توازنی نیروها و گشتاورها را به وجود آورد. اگر چه می توان معادلات یک قسمتی-ذکر شده در قسمت بالا-را گسترش داد و تحلیل های دو قسمتی و سه قسمتی را هم اعمال کرد، این نوع از محاسبات دستی برای ارزیابی مقاومت کلی سیستم های میخ گذاری شده در خاک در عمل به ندرت انجام می شوند. معمولاً طراحان برای تحلیل و طراحی سیستم های میخ گذاری شده در خاک، از برنامه های کامپیوتری استفاده می کنند. از مدل ساده شکل ۴-۵ یا همان مدلی که در معادلات بالا آمده بود-می توان برای تایید مستقل راه حل کامپیوتری استفاده کرد.

۵.۴.۲.۴ فرآیندها در تحلیل مقاومت کلی

از تحلیل مقاومت کلی برای کامل کردن هردوی اعمال زیر -در رابطه با تحلیل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک می توان بهره برد:

- ۱- محاسبه ضریب مهم اطمینان (حداقل) FS_G جرم لغزش برای یک الگوی میخ خاکی مورد نظر .
- ۲- مشخص کردن نیروی لازم T در تمام میخ ها که منجر به یک ضریب هدف انتخاب شده برای اطمینان در مقابل گسیختگی کلی می شود.

اولین کار، تایید مقاومت دیوار میخ گذاری شده در خاک می باشد. این عملیات مشابه تحلیل مقاومت شیب می باشد، که در آن مهمترین سطح گسیختگی و از این رو پایین ترین ضریب اطمینان شناخته می شود. این رایج ترین روش برای تحلیل های کامپیوتری می باشد که در این تحلیل ها طول میخ ها و ظرفیت های تخلیه (خارج سازی) از قبل فرض شده اند. نیروهای کششی در میخ خاکی به عنوان بخشی از نتایج این محاسبه ها، به دست می آیند. با داشتن همین مراحل ولی هدف های متفاوت، عملیات دوم در جهت محاسبه نیروی لازم T و طراحی اندازه میخ خاکی می باشد. در این عملیات، الگوهای طولی متفاوتی از میخ ها امتحان می شود تا زمانی که حداقل مطلوب و هدف FS_G به دست آید. این نوع تحلیل معمولاً تکراری می باشد. نیروی کششی محاسبه شده، باعث می شود طول

و قطر میخ موجود در خاک مشخص می شود. با استفاده از برنامه های کامپیوتری که اختصاصاً برای طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک به وجود آمده اند، تحلیل های مقاومت کلی صورت می گیرند. دو برنامه کامپیوتری ای که در آمریکا از آنها بسیار برای تحلیل و طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک استفاده می شود، عبارتند از SNAIL و GOLDNAIL. خصوصیات اصلی این برنامه در قسمت بعدی توصیف خواهد شد. این برنامه ها می توانند سطوح گسیختگی را بررسی کنند که این سطوح از سطوح های تک قسمتی و مسطح پیچیده تر هستند. SNAIL از قسمت های مسطح دو بخشی استفاده می کند؛ GOIDNALL از سطوح گسیختگی دایره ای استفاده می کند و قطعات چند گانه را به جای قسمت ها، در نظر می گیرد. این برنامه ها از خیلی جهات، شبیه برنامه های کامپیوتری برای محاسبه مقاومت شیب می باشند (یعنی همان روتین های تحقیقاتی، معادلات توازن گشتاور/ نیرو بسته) اگر چه، برنامه های کامپیوتری که مخصوص طرح میخ های خاکی هستند، حاوی طراحی تکراری و منفعل طول میخ خاکی می باشند و حالت های گسیختگی دیگر را هم در نظر می گیرند (یعنی همان نیروی کششی میخ و گسیختگی برش سوراخ کننده روکش) عوامل امنیت برای مقاومت کلی دیوار های میخ گذاری شده در خاک، بر پایه ماهیت ساختار (موقت یا دائمی)، شرایط خدمات (طی ساخت و ساز و در هنگام خدمات) و نوع بارگیری (بارهای لرزه ای یا استاتیک) انتخاب می شود. به طور کلی، عوامل حداقل پیشنهاد شده امنیت برای مقاومت کلی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک قابل مقایسه با آن عوامل استفاده شده در تحلیل های مقاومت شیبی - تحلیل هایی که در عملیات مختلف جغرافیایی صورت گرفته اند، از جمله در شیب های طبیعی یا ساخته شده توسط انسان و در خاکریزها (پشته ها) می باشد.

در بخش ۹-۵ به بررسی پایه مقادیر ضرایب اطمینان در سیستم دیوارهای میخ گذاری شده در خاک می پردازد و مقادیر حداقل پیشنهادی F_{SG} و همچنین ضرایب اطمینان برای حالت های دیگر را نشان می دهد.

۵.۴.۳ لغزش (سُرش)

تحلیل پایداری لغزشی اشاره به توانایی دیوار میخ گذاری شده در خاک در برابر پایه سیستم محفوظ در پاسخ به فشارهای جانبی زمین در پشت میخ های موجود در خاک دارد. ممکن است گسیختگی لغزشی زمانی رخ دهد که فشارهای اضافی جانبی زمین که ممکن است علت آن جا به جایی این فشارها بر اثر حفاری باشد - از مقاومت لغزشی پایه فراتر روند. (شکل ۵.۵)

می توان از مفاهیمی که در ارزیابی ثبات لغزشی ساختارهای نگهدارنده جاذبه (ساختارهایی که در آن ها نظریه هایی رانکین یا کولومب مبنی بر فشارهای جانبی زمینی به کار گرفته شده است) استفاده شده است، ثبات لغزشی سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک را هم مورد بررسی قرار داد. دوباره سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک

به صورت یک واحد سفت مدل سازی شده است ، که نیروهای جانبی زمینی در پشت زمین اعمال می شوند . در این جا واحد سفت این گونه تعریف می شود : یک سطح تقریباً افقی در راستای پایه دیوار (یا کمی پایین تر از پایه ، اگر رگه های ضعیف و افقی از خاک وجود داشته باشد) که از پشت میخ ها گسترش یافته و با یک زاویه تند در سطح زمینی پشت ناحیه مسلح قرار دارد . فرض بر آن است که بسیج های واحد سفت تر راستای پایه اش (شالوده اش) ، ان قدر بزرگ است که فشار فعال پشت واحد را جابه جا می کند . ضریب اطمینان در برابر لغزش (FS_{sl}) بدین گونه محاسبه می شود : نسبت نیروهای مقاومتی افقی (ϵR) به نیروهای افقی محرک :

$$FS_{sl} = \frac{\sum R}{\sum D} \quad (\text{معادله } 5-7)$$

که:

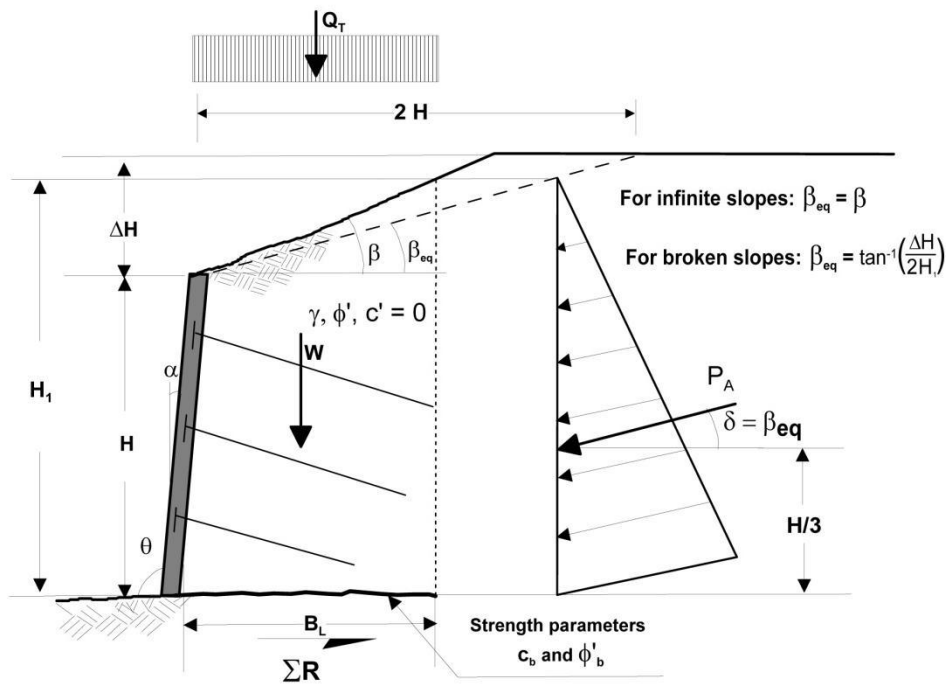
$$\sum R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b \quad (\text{معادله } 5-8)$$

$$\sum D = P_A \cos \beta \quad (\text{معادله } 5-9)$$

نیروی جانبی زمینی ، این گونه تعریف می شود :

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A \quad (\text{معادله } 5-10)$$

اصطلاحات در معادله بالا و در شکل ۵-۵ ، اینگونه تعریف می شود :



شکل ۵.۵ : ثبات لغزشی دیوار میخ گذاری شده در خاک

- H : ارتفاع دیوار
- ΔH : افزایش شیب تا حد آستانه ای (اگر وجود داشته باشد)
- B : زاویه شیب عقبی
- B_{et} : زاویه ی شیب عقبی معادل (برای شیب های شکسته $B_{eq} = tq^{-1}$ ، برای شیب های نامحدود $B_{eq} = B$)
- α : زاویه خمیدگی وجه
- θ : تمایل وجه دیوار از زاویه افقی (که $\theta = \alpha + 90^\circ$ می باشد)
- c_b : مقاومت انسجامی خاک در برابر پایه
- B_L : طول سطح گسیختگی افقی ، جایی که c_b به صورت موثری عمل می کند .
- W : وزن واحد میخ موجود در خاک
- ϕ_D : قسمت ثابت بار اضافی کل ϕ_T
- ϕ_b : زاویه موثر اصطکاک داخلی پایه (اگر جابه جایی موثری رخ دهد ، ممکن است نیاز به مقادیر باقی مانده یا دوباره مدل سازی باشد)
- ϕ' : زاویه اصطکاک داخلی موثر خاک در پشت واحد میخ خاکی
- δ : زاویه اصطکاک داخلی خاک و دیوار
- ϕ : وزن واحدی کل جرم خاک
- H_f : ارتفاع موثری که فشار های زمینی بران اعمال می شود.
- K_A : هم بستگی / ضریب / فشار زمینی فعال برای خاک در پشت سیستم دیوارهای میخ گذاری شده در خاک .

ضریب فشار زمینی فعال $-K_A$ را می توان از طریق فرمول بر گرفته از نظریه کولومب یا نظریه رانکین برای خاک های بدون چسبندگی (با این فرض که خاک پشت دیوار میخ گذاری شده در خاک طبق $C' = 0$ در شرایط بارگیری بلند مدت عمل می کند) محاسبه کرد . طبق نظریه کولومب :

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)} \right]^2}$$

این فرمولی است که پارامترهایش قبلاً تعریف شده اند . نظریه رانکین برای دیوارهایی با زاویه وجهی $n < \alpha$ این گونه می باشد ؛ مقادیر $n < \alpha$ ، زمین شیبی پشت دیوار ، ضریب فشار فعال زمینی :

$$K_A = \cos B \left[\frac{\cos B - \sqrt{\cos^2 B - \cos^2 \phi'}}{\cos B + \sqrt{\cos^2 B - \cos^2 \phi'}} \right] \quad (\text{معادله ۱۲-۵})$$

برای یک مورد ساده دیوار عمودی (که $\alpha = 0$ یا $\theta = 90^\circ$ می باشد) با زمین خشک افقی (که $B = 0$ می باشد) در پشت دیوار ، به همراه هیچ نوع فشارهای برشی بر میانجی خاک - دیوار (که برابر $\delta = 0$ می باشد) ، نظریه رانکین ضریب فشار فعال زمینی را بدین گونه تعریف می کند :

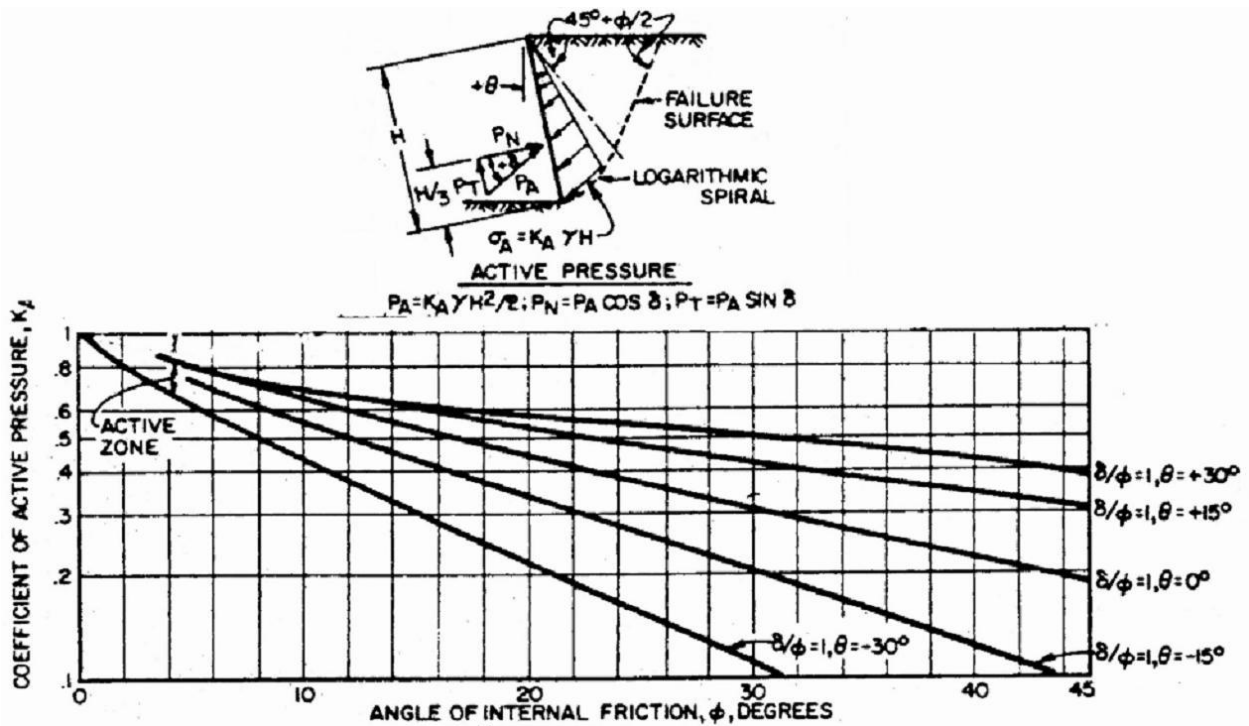
$$K_A = \tan^2 \left[45 + \frac{\phi'}{2} \right] \quad (\text{معادله ۵-۱۳})$$

معادله ۵-۱۱ از نظریه کولومب از معادله ۵-۱۲ نظریه رانکین ، کلی تر می باشد . هر دو نظریه راه حل هایی را ارائه می دهند ، که این راه حل ها تقریباً برابر هستند . معادله ۵-۱۳ بسیار ساده می باشد و از آن تنها برای بدست آوردن مقادیر اولیه ، باید استفاده کرد . برای وجه های دیواری غیر عمودی ، ضریب فشار فعال زمینی - تعریف شده توسط معادله ۵-۱۲ را می توان از طریق جداول شکل های ۵-۶ و ۵-۷ به دست آورد . در این اشکال از یک پارامتر متفاوت استفاده می شود و زاویه خمیدگی وجه دیوار به جای " α " یا " θ " تعریف می شود . شکل ۵-۶ به بررسی تاثیر تمایل های وجه های (ضلع های) دیوار با شیب عقبی افقی و زاویه اصطکاک خاک دیوار $\phi' = \delta$ می پردازد . زاویه خمیدگی " θ " در شکل ۵-۶ ، هم می تواند مقدار مثبتی باشد (دیوار معلق) و هم مقدار منفی (دیوارهای خمیده معمولی) . از این شکل کاملاً مشخص است که ضریب زمینی فعال ، همزمان با مسطح شدن دیوار (زاویه ی شکست وجهی " θ " منفی تر می شود) کاهش می یابد ؛ این امر ثابت می کند که کلاً یک " دیوار مسطح تر " پایدارتر است (اگر تمام شرایط دیگر ، ثابت باقی بمانند) . شکل ۵-۷ به تاثیر زاویه شیبی عقب برای یک وجه دیواری قائم و زاویه خاک - دیوار $\phi' = \delta$ می پردازد . شکل ۵-۷ به وضوح نشان می دهد که مقدار هم بستگی فعال هم زمان با افزایش شیب ، زیاد می شود . جداول مطرح شده توسط کاکوت و کریسل برای این امر پیشنهاد می شوند ، زیرا این جداول سطوح گسیختگی واقع بینانه تری را مطرح می کنند (یعنی همان سطح گسیختگی ماریچی لگاریتمی) . با استفاده از برنامه های کامپیوتری استاندارد مقاومت شیبی ، می توان ضریب اطمینان در برابر لغزش را محاسبه کرد . در چنین مواردی ، سطوح گسیختگی استفاده شده در تحلیل های کامپیوتری ، باید چنین خصوصیتی را داشته باشند : غیر حلقوی باشند ، یک قسمت بلند و تقریباً افقی داشته باشند و بتوان آن ها را در گذر از پایه دیوار به کار برد .

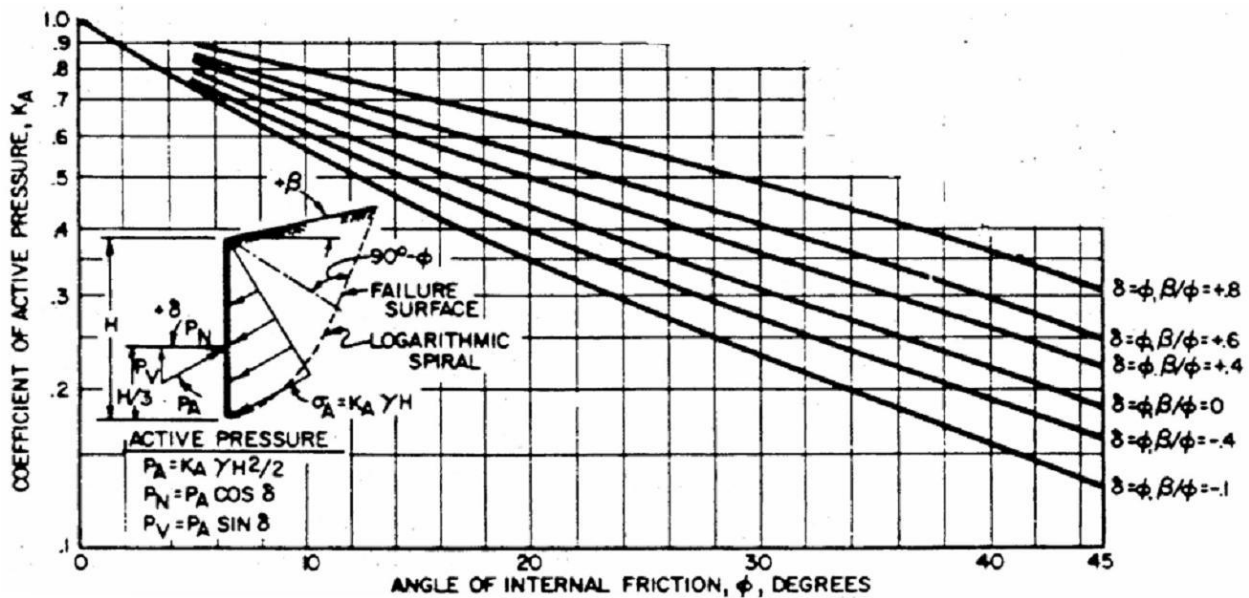
۵.۴.۴ ظرفیت تحمل

ممکن است ظرفیت تحمل در هنگام حفاری یک دیوار میخ گذاری شده خاکی در خاک های نرم و ریز ، تبدیل به یک مشکل شود (اگرچه این مشکل چندان رایج نیست) . از این رو که وجه دیواری در زیر قسمت حفاری گسترش نمی یابد . (علی رغم ستون های استقامتی در دیوارهای تیر طره ای یا دیوارهای تکیه گاهی سطحی) ،

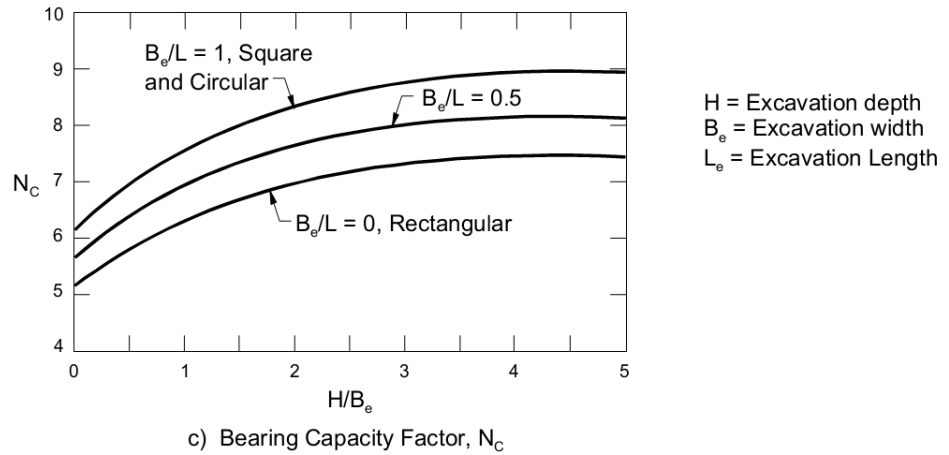
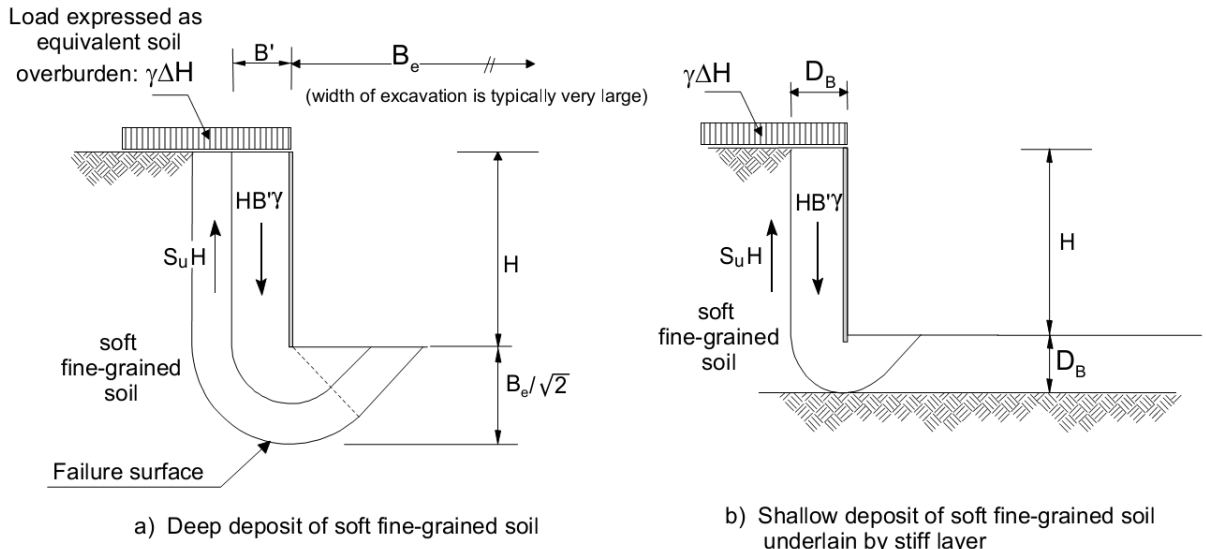
ممکن است حجم غیر متعادل بوجود آمده از جانب انتهای حفاری جابه جا شود و این باعث شود که گسیختگی ظرفیت تحملی بنا (پایه) رخ دهد شکل (۵-۱۸) .



شکل ۵-۶ : تاثیر زاویه خمیدگی دیوار بر ضریب زمینی فعال



شکل ۵-۷ : تاثیر زاویه شیبی عقب بر ضریب زمینی فعال



شکل ۵-۸: تحلیل ظرفیت تحمل (جابه جایی)

از معادلاتی که برای ارزیابی جابه جایی در نظر گرفته شده اند (جابه جایی در انتهای حفاری ها) ، می توان برای تحلیل این حالت گسیختگی استفاده کرد . ضریب اطمینان در برابر جابه جایی (F_{SH}) این می باشد :

$$F_{SH} = \frac{S_u N_c}{H_{et} \left(2 - \frac{S_u}{B'} \right)} \quad (\text{معادله ۵-۱۴})$$

جایی که این اصطلاحات و اصطلاحات در شکل ۵-۸ این گونه تعریف می شوند :

- قدرت (استحکام) برشی غیر فشاری خاک : S_u
- عامل ظرفیت تحمل (شکل ۵-۸) : N_c
- وزن واحدی خاک در پشت دیوار : ϕ
- ارتفاع دیوار : H
- ارتفاع دیوار معادل $H + \Delta H$ با ΔH یک بار اضافی معادل می باشد ؛ و : H_{eq}
- پهنای تاثیر $B' = B_e / \sqrt{2}$ در این جا B_e = پهنای حفاری می باشد . : B'

ضریب ظرفیت تحمل را باید بر پایه ی شرایط هندسی موجود انتخاب کرد . برای حفاری های خیلی عمیق (معمولاً در مورد دیوار میخ گذاری شده در خاک) می توان H/B_e را معادل صفر در نظر گرفت . برای دیوارهای بسیار بلند بهتر است $B_e/L_e = 0$ و $N_c = 5/14$ باشد . وقتی یک لایه ی رسوبی قوی در زیر لایه ی نرم باشد و در عمق $D_B < 0.71$ پایین تر از انتهای حفاری باشد (شکل ۵-۸) ، D_B را باید جایگزین و B' در معادله ی ۱۴-۵ کرد . زمانی که گستره ی حفاری بسیار بزرگ باشد یا مشارکت مقاومت برشی (همان S_{ult}) در خارج از ناحیه ی گسیختگی گستره ی B' در نظر گرفته نشده باشد . معادله ۱۴-۵ برابر $FS_H = N_c/r_{eq}^H$ می باشد . این معادلات محتاطانه می باشند ، زیرا معادلاتی هستند که مشارکت برشی میخ ها - که توسط سطح گسیختگی نشان داده شده در شکل ۵-۸a و ۵-۸b قطع شده اند را در نظر نمی گیرند . ممکن است از طریق برنامه های تحلیل مقاومت شیبی - برنامه هایی که بزرگی سطوح گسیختگی عمیق از طریق بنا را بررسی می کنند ، همانند آن هایی که در شکل ۵-۸ نشان داده شدند - تحلیل های ظرفیت تحمل معادل را انجام داد . معمولاً تحلیل های ظرفیت تحمل در جایی که خاک نرم در انتهای حفاری وجود ندارد ، ضروری نمی باشد . یک استثناء برای این مورد کلی ، زمانی وجود دارد که حجم های بزرگ در پشت دیوار میخ گذاری شده در خاک پیشنهادی قرار دارند . برای این مورد ، توصیه می شود که بدون توجه به شرایط خاکی ، تحلیل ظرفیت تحملی را انجام داد . ضرایب اطمینان در برابر جابه جایی برای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، باید جوری انتخاب شود که با عوامل مورد استفاده برای تحلیل جابه جایی در انتهای حفاری ها ، هماهنگی داشته باشند . در کل می توان برای دیوارهای موقت و ثابت FS_H را می توان به ترتیب ۲/۵ و ۳ انتخاب کرد . از آن جایی که بخش اعظم دیوارهای میخ گذاری شده در خاک های نرم و ریز دانه ساخته نشده اند ، این حالت گسیختگی برای اکثر پروژه های میخ های خاکی مهم نمی باشند .

۵.۴.۵ مسائل مربوط به لرزه ها در مقاومت دیوار میخ گذاری شده در خاک

۵.۴.۵.۱ مقدمه

ارزیابی اثرات لرزه ای بر مقاومت دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، در مکان هایی که در معرض لرزه های زیادی هستند ، از اهمیت زیادی برخوردار است . دیوارهای میخ گذاری شده در خاک در زمان حرکت های شدید زمینی به خوبی عمل کرده اند ، علی رغم عملکرد ضعیف ساختارهای نگه دارنده جاذبه بعد از زلزله های سوما پرتیا کالیفرنیا (۱۹۸۹) ، کوب (۱۹۹۵) و نیز کواکی واشنگتن (۲۰۰۱) ، گزارش شد که دیوارهای میخ گذاری شده در خاک هیچ نشانی از خطر یا انحراف دائمی نداشتند ، این در حالی بود که این دیوارها در برخی از موارد ، شتاب های زمینی ای تا $g/7$ را هم تجربه کردند . این مشاهدات نشان داد که دیوارهای میخ گذاری شده در خاک پاسخ لرزه ای مناسبی را به همراه دارند . این مورد را می توان به انعطاف پذیری ذاتی سیستم های میخی در خاک (در مقایسه با انعطاف پذیری سایر سیستم های نگهدارنده انعطاف همانند دیوارهای MSE) و حتی به مقداری احتیاط در فرایندهای طراحی موجود ، نسبت داد . چنین روش هایی از آزمایش های گریز از مرکز انجام شده بر مدل های

کوچک دیوارهای میخ گذاری شده به دست آمد. سه بخش بعدی، به بررسی تحلیل های لازم در ارزیابی تاثیرات لرزه ای بر مقاومت کلی و مقاومت لرزشی می پردازند.

۵.۴.۵.۲ تاثیرات لرزه ای بر مقاومت کلی

از روش شبه استاتیک برای تحلیل مقاومت لرزه ای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک استفاده می شود. در این روش نیروهای زمانی ماند(لختی) که در یک واحد سفت لغزشی بالقوه عمل می کنند - که شامل سیستم دیوار میخی هستند- توسط یک نیروی معادل شبه استاتیک (Fin)- نیرویی که در مرکز گرانش واحد تحلیل شده عمل می کند- جایگزین می شوند. در این موارد، عناصر (موارد) افقی و عمودی (به ترتیب F_{inv} ، F_{inh}) این گونه بیان می شوند:

$$F_{inh} = K_h W \quad (\text{معادله ۱۵-۵})$$

$$F_{inv} = K_v W \quad (\text{معادله ۱۶-۵})$$

در این جا :

W = وزن واحد

K_h = ضریب لرزه ای افقی غیر بعدی؛ و

K_v = ضریب لرزه ای قائم غیر بعدی

ضرایب K_h و K_v به ترتیب مربوط هستند به عناصر سرعتی افقی و عمودی زمین می باشند. ضرایب K_h و K_v برای تحلیل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک (یا همان SNAIL) در برنامه های کامپیوتری، پارامترهای ورودی هستند. علامت مربوط به ضریب لرزه ای افقی، باید جوری انتخاب شود که این عنصر از شیب دور شود. در عمل عنصر قائم حذف می شود. ضریب K_h همان اصطکاک سرعت افقی طبیعی (A_m) می باشد که در مرکز جرم دیوار و خاک عمل می کند A_m همان تابع عادی سرعت اوجی زمین (A) می باشد که همان سرعت واقعی زمین، عادی شده توسط گرانش (و می باشد؛ و ان را اینگونه می نوان تعریف کرد:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (\text{معادله ۱۷-۵})$$

مقادیر A بستگی به تنظیمات تکتونیک (زمین ساختی) مکانی (منطقه ای) دارد و این مقادیر از نقشه های لرزه ای برای تمام آمریکا، به دست آمده اند. این نقشه های لرزه ای - که در بخش I-A "طرح لرزه ای" در AASHTO آمده است - خط ترازهایی برای حداکثر سرعت افقی زمین به وجود می آورند. ضریب A با سرعت های اوج زمینی در

پروفایل (تاریخچه) صخره ها با خاک های بسیار سفت (یا همان تاریخچه خاکی AASHTO در ۱۹۹۶) مطابقت دارد و در ۵۰ سال، احتمال ۱۰ درصد افزایش این ضریب وجود دارد.

۵.۴.۵.۳ انتخاب ضرایب لرزه ای

در ساختار های انعطاف پذیری همچون دیوارهای میخ گذاری شده در خاک و در دیوارهای MSE، موجه است که از ضرایب لرزه ای مربوط به جا به جایی دیوارها (ناشی از لرزه ها) استفاده کرد. از اصطلاحات ذیل که به صورت واحدهای SI و واحدهای English بیان شده اند، می توان استفاده کرد تا قبل از هر نوع لغزش دیواری واحدی، ضریب لرزه ای افقی را به عنوان تابعی از جا به جایی جانبی دیواره ای ناشی از لرزه ها (d_e) تخمین زد.

$$k_h = 1.66 A_m \left(\frac{A_m}{d_e [\text{mm}]} \right)^{0.25} \quad (\text{معادله ۱۸-۵})$$

$$k_h = 0.74 A_m \left(\frac{A_m}{d_e [\text{in.}]} \right)^{0.25} \quad (\text{معادله ۱۹-۵})$$

جابه جایی ناشی از لرزه ها، بستگی به نوع دیوار و همچنین نوع استفاده از دیوار دارد. از معادلات بالا تنها باید در گستره $25 \leq d_e \leq 200 \text{ mm}$ (1 ≤ d_e ≤ 8 in) استفاده کرد، به همراه مقادیر معمولی تری از d_e بین ۱۰۰ و ۵۰ mm همان طور که در این معادلات نشان داده شده است، انتخاب تغییر شکل های کوچکتری از موارد مقاوم در برابر لرزه، منجر به ضرایب بزرگتر لرزه ای می شود که در نتیجه میخ هایی با طول بلند تر به وجود می آیند. توصیه شده است که در موارد زیر از معادلات ۱۸-۵ و ۱۹-۵ استفاده نشود:

- زمانی که ضریب سرعت اوج زمین A برابر با $0.3 \geq$
- زمانی که دیوار هندسه ی پیچیده ای داشته باشد (زمانی که توزیع جرم و یا سفتی به صورت ناگهانی (تصادفی) باشد)
- ارتفاع دیوار از ۱۵m تقریباً بیشتر باشد (۴۵ ft)

در کل، بهتر است که ضریب همبستگی برای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک را بین موارد زیر انتخاب کرد:

$$k_h = 0.5 A_m \text{ to } 0.67 A_m \quad (\text{معادله ۲۰-۵})$$

این گستره طرح هایی از دیوارها را به وجود می آورد که از آنها می توان در تجهیزات بزرگراهی استفاده کرد به علت تغییر شکل های مقاومتی این سازه ها. معمولاً معادله ۲۰-۵ محتاطانه می باشد و مقادیر تقریباً بزرگتری از ضریب لرزه ای را به وجود می آورد (در مقایسه با مقادیر به دست آمده از معادلات ۱۸-۵ و ۱۹-۵). زمانی که مقدار d بسیار کوچک است (یعنی کمتر از ۲۵ mm \ 1 in) و سرعت افقی معمولی بزرگ باشد (تقریباً $A_m > 0.25$ باشد) در

خاک های نرم (یعنی زمانی که رسوب هایی از خاک های نرم (یعنی زمانی که رسوب هایی از خاک متوسط و ریز دانه در محیط وجود داشته باشد) ممکن است واکنش های مکانی غیر خطی و تقویت سازی شدیدی در سرعت زمین رخ دهد. معمولاً چنین شرایطی نیاز به تحلیل های پاسخ های دینامیکی مکان دارند، که در چنین تحلیل هایی باید از ویژگی های مناسب دینامیک خاک و تاریخچه های زمانی نمایانگر، استفاده کرد. علاوه بر این، ممکن است نیاز شود که تحلیل تغییر شکل پس لرزه ای نیو مارک را انجام داد؛ که در این تحلیل جابه جایی کلی پس لرزه ای (بعد از لرزه) جرم خاکی بالقوه ناپایدار، طوری محاسبه می شود که این محاسبه مشابه است با لغزش یک واحد سفت بر روی تیرهای که در معرض بارگیری های دوره ای قرار دارد. جزئیات این روش را می توان در مقالات دیگر یافت. (کرامر ۱۹۹۶، کاوازانجین و همکارانش ۱۹۹۶). ممکن است زمانی که روش شبه استاتیک ساده -توصیف شده در بالا -قابل اجرا نیست، تحلیل های تغییر شکلی و دینامیکی ضروری باشند؛ مخصوصاً در مورد دیوارهای بزرگی که در معرض حرکات شدید زمینی هستند. اگرچه این سطح از پیچیدگی تحلیلی معمولاً در طراحی اکثر دیوارهای میخ گذاری شده در خاک لازم نمی باشد.

۵.۴.۵.۴ اثرات لرزه ای بر پایداری لغزشی

وقتی که بصورت مستقیم (نه با استفاده از برنامه های کامپیوتری) به تحلیل مقاومت لغزشی دیوار میخ گذاری شده در خاک در فشارهای لرزه ای می پردازیم، باید رانش کلی فعال (P_{AE}) در زلزله را هم محسوب کنیم (به علت فشار زمین در پشت واحد (بلوک خاکی). این نیرو ترکیب فشارهای استاتیک و دینامیک جانبی زمین می باشد، که توسط نیروهای ماند به وجود آمده اند. وقتی که به موازنه نیروی لغزشی توجه می کنیم، این نیروی زمینی و جانبی افزایش یافته را باید به جای نیروی استاتیک (PA) در مجموع نیروهای محرک ($\sum D$) نشان داده شده در معادله ی ۹-۵ به حساب آورد. می توان با استفاده از روش مونوب - اوکاب ($M-O$) - که در واقع نوع گسترده تری از نظریه کولومب می باشد - نیروی جانبی زمین و اثرات لرزه ای را ارزیابی کرد. روش $M-O$ فرض را بر این دارد که:

- رانش فعال کلی P_{AE} در پشت دیوار عمل می کند.
- در دیوار و خاک میخ گذاری شده یک بلوک سفت (محکم) به حساب می آیند. (شتاب زمین به طور کامل به سیستم منتقل می شود).
- جابه جایی دیوار باعث به وجود آوردن شرایط فشاری فعال زمین در پشت بلوک می شود (خاک پشت سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک تسلیم تابع می باشد) و
- خاک پشت سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک کاملاً زهکشی شده می باشد. (یعنی این که فشارهای تخلخل اضافی و نه اثرات هیدرو دینامیک به حساب می آید، که این برای دیوارهای میخ گذاری شده امر معمولی می باشد).

رانش فعال کلی (P_{AE}) فعال در پشت بلوک خاکی دیوار میخ گذاری شده به صورت کلی ، به شکل معادله زیر بیان می شود :

$$P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2 q_s}{\gamma H_1} \left[\frac{\cos \alpha}{\cos (\beta - \alpha)} \right] \right\} \quad (\text{معادله } ۵-۲۱)$$

در این جا :

$$\begin{aligned} \varphi &= \text{وزن واحد کلی خاک پشت بلوک (واحد)} \\ H_1 &= \text{ارتفاع موثر جرم خاکی که شامل زمین شیب دار هم می شود} \\ K_V &= \text{ضریب لرزه ای قائم} \\ K_{AE} &= \text{ضریب فشار کلی فعال (هم فشارهای استاتیک و هم فشارهای دینامیک)} \\ t_s &= \text{بارگیری سطحی غیر منظم} \end{aligned}$$

در مورد دیوارها به صورت کلی تر (شکل ۵-۹) ضریب فشار فعال کلی را می توان با استفاده از فرمول (M-O) محاسبه کرد :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \omega - \alpha')}{\cos \omega \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta + \omega)} D \quad (\text{معادله } ۵-۲۲)$$

در این جا :

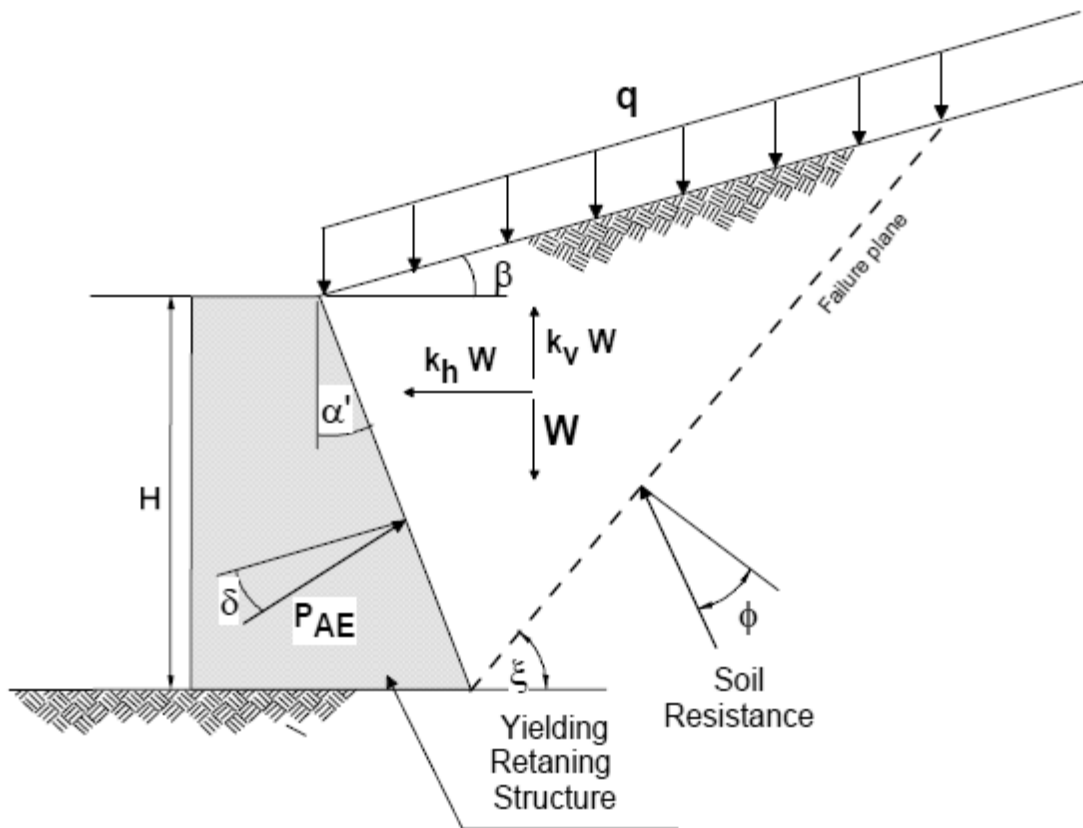
$$\begin{aligned} \emptyset &= \text{زاویه اصطکاک خاک در پشت دیوار} \\ \alpha' &= \text{زاویه خمیدگی (از قائم) داخلی وجه دیوار} \\ \beta &= \text{زاویه شیب عقبی} \\ \delta &= \text{زاویه اصطکاک میانجی دیوار - خاک ؛ و} \\ \omega &= \text{زاویه ای که ضرایب افقی و عمودی لرزه ای را این گونه به هم مرتبط می کند :} \end{aligned}$$

(معادله ۵-۲۳)

$$\omega = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

و D اینگونه تعریف می شود :

$$D = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \omega)\cos(\beta - \alpha')}} \right]^2 \quad (\text{معادله ۵-۲۴})$$



شکل ۹-۵: هندسه کلی دیوار در روش مونوب او کاب

وجه شکست پشت دیوار از افق (زاویه ی افقی) در زاویه ξ محور می گیرد، که این گونه تعریف می شود:

$$\xi = \varphi - \omega + \rho^* \quad (\text{معادله ۵-۲۵})$$

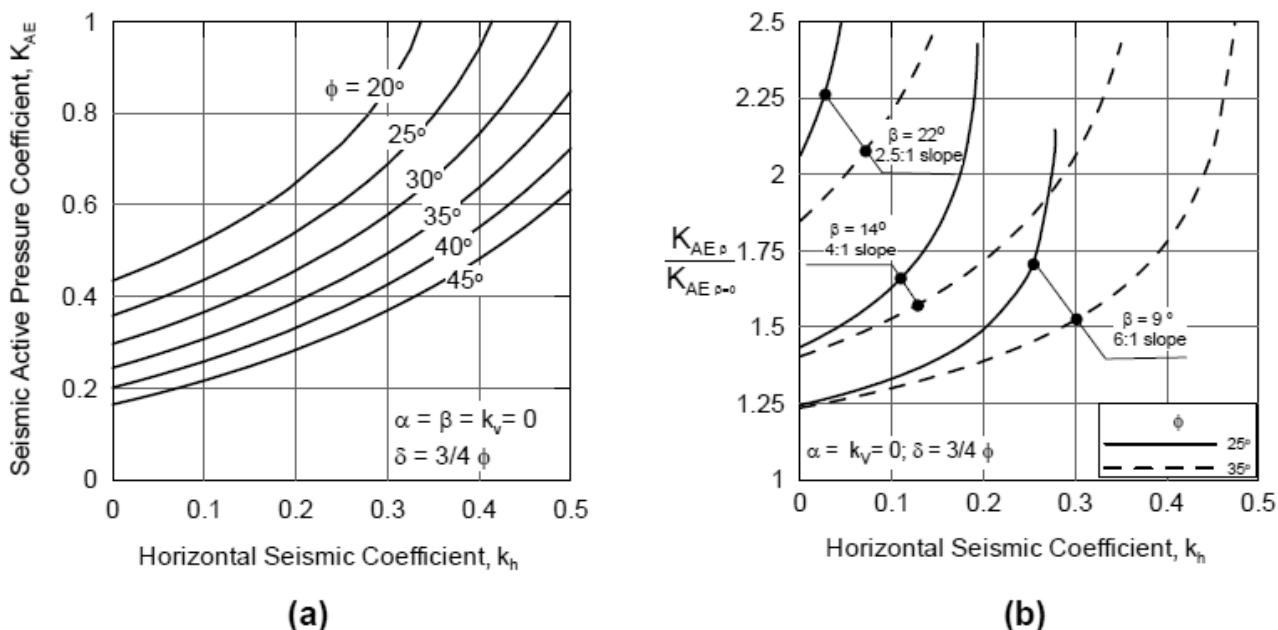
جایی که:

$$\rho^* = \tan^{-1} \left[\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right] \quad (\text{معادله ۵-۲۶})$$

$$A = \tan(\varphi - \omega - \beta) \quad (\text{معادله ۵-۲۷})$$

$$B = \tan(\delta + \omega + \beta) \quad (\text{معادله ۵-۲۸})$$

ضریب فشار فعال K_{AE} را می توان از شکل ۱۰-۵ تخمین زد؛ که بر پایه راه حل کلی $m=0$ قرار دارد.



شکل ۱۰-۵: ضرایب کلی فشار فعال: (a) شیب عقبی افقی (b) اصلاح برای شیب عقبی غیر افقی

شکل a ۱۰ - ۵ تغییر ضریب فشار فعال کلی را به صورت تابع ضریب لرزه ای افقی و زاویه اصطکاک (برای مقادیری از ϕ که بین 20° تا 45° باشد) برای شیب عقبی افقی نشان می دهد ؛ هیچ ضریب لرزه ای وجود ندارد و $\delta = 0.75$ می باشد شکل b ۱۰ - ۵ نشان دهنده اصلاح ضریب فشار کلی فعال - زمانی که شیب عقبی افقی نمی باشد - می باشد . منبع تصویری دیگری که می توان در محاسبه ضریب فشار فعال کلی با روش m-0 استفاده کرد ، از لام و مارتین (۱۹۸۶) می باشد . توجه داشته باشید که فرمول m-0 برای ترکیب های خاصی از متغیرها به راه حل نمی رسد ، مخصوصاً زمانی که شیب قسمت عقبی بیش از ۲۲ درجه باشد . محدودیت دیگر روش m-0 این است که ضریب لرزه ای یک تخمین تقریباً ساده را به وجود می آورد و نمی تواند واکنش تغییر شکل پیچیده سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک را کاملاً محاسبه کند . نیازی نیست که روش های m-0 را در برنامه های کامپیوتری که از ضرایب لرزه ای استفاده می کنند ، به حساب آورد .

فرآیندهای طراحی پیشنهاد شده در فصل ۶ ، یک توصیف مرحله به مرحله ارائه می کند که این توصیف در برگیرنده ی ارزیابی اثرات لرزه ای بر پایه روش m-0 به وجود آمده برای دیوارهای MSE می باشد .

۵-۵ حالت های گسیختگی داخلی

۵-۵-۱ مقدمه

حالت های گسیختگی داخلی (درونی) اشاره دارند به گسیختگی در مکانیزم های انتقال بار بین خاک ، میخ و دوغاب. میخ های خاکی مقاومت پیوندی بین دوغاب و خاک اطراف - هم زمان با تغییر شکل سیستم (دیوار میخ گذاری شده در خاک) طی حفاری - را جابه جا می کنند . مقاومت پیوندی به صورت پیش رونده در طول کل

میخ موجود در خاک با یک توزیع خاص که تحت تاثیر عوامل زیادی می باشد ، جابه جا می شود . همزمان با بسیج مقاومت پیوندی ، نیروهای کششی در میخ ها افزایش می یابد . بسته به مقاومت طول کششی و مقاومت پیوندی میخ موجود در خاک ، توزیع های فشار پیوندی متغیر بوده و می توان حالت های گسیختگی داخلی متفاوتی را تشخیص داد . حالت های معمولی گسیختگی داخلی که مربوط هستند به میخ خاکی عبارتند از :

- گسیختگی به سمت بیرون میخ : گسیختگی به سمت بیرون میخ در طول مسیر خاک - سنگ به علت مقاومت پیوندی داخلی ناکافی و یا طول ناکافی میخ (شکل ۵-۳e) می باشد .
- لغزش میانجی میلگرد - دوغاب : مقاومت در برابر لغزش در طول میانجی دوغاب (گروت) و میلگرد (شکل ۵-۳e) عمدتاً به علت اتصال مکانیکی دوغاب بین برآمدگی و دندان های سطح میلگرد می باشد . اتصال مکانیکی مقاومت قابل توجهی را در هنگام استفاده از میلگرد های نخ مانند (پیچ مانند) به وجود می آورد و این مقاومت در میلگردهای صاف قابل اغماض می باشد . رایج ترین و بهترین عمل استفاده از قطعات پیچی می باشد که باعث می شوند پتانسیل لغزش بین میلگرد و دوغاب کاهش یابد .
- گسیختگی کششی میخ : اگر مقاومت کششی ناکافی ای وجود داشته باشد ، میخ می تواند در فرآیند مقاومت با گسیختگی مواجه شود (شکل ۵-۳f) .
- خمش و برش میخ ها : میخ های خاکی در مقاومت به صورت برتر عمل می کنند ، ولی در عین حالی این میخ های موجود در خاک به علت برش و خمش در محل تقاطع سطح لغزش با میخ خاکی فشارها را جابه جا می کنند (شکل ۵-۳g) مقاومت های خمش و برش میخ های موجود در خاک تنها زمانی جابه جا می شوند که جابه جایی های تقریبی بزرگی در سطح لغزشی رخ داده باشد . برخی از محققین به این نتیجه رسیده اند که مقاومت های میخ در برابر خمش و برش ، حدوداً تنها ۱۰ درصد مقاومت کلی دیوار را تشکیل می دهد . به علت سهم تقریباً کم این مقاومت ها در فرآیند ، مقاومت های خمش و برش ، میخ های خاکی در دستورالعمل های موجود در این مقاله به صورت محتاطانه ای حذف شده است . توضیح روش شناسی برای مشارکت های خمش و برش در مقاله ی الیاس وجوران (۱۹۹۱) آمده است . توضیح دو حالت گسیختگی داخلی بسیار رایج (یعنی همان گسیختگی به سمت بیرون و گسیختگی کششی میخ) در دو قسمت ذیل آمده است .

علاوه بر این ، فصلی در مورد رابطه ی مقاومت بیرونی و توزیع نیروی کششی در میخ ، ارائه شده است .

۵.۵.۲ گسیختگی به سمت خارج میخ

گسیختگی به سمت خارج از اولین حالت های گسیختگی داخلی در دیوار میخ گذاری شده در خاک می باشند . این حالت از گسیختگی ممکن است زمانی رخ دهد که ظرفیت خارجی در واحد طول ناکافی باشد و یا طول میخ به اندازه کافی نباشد . به طور کلی حرکت به سمت بیرون در هر واحد طولی $-Q$ (که به آن نرخ انتقال بار هم می گویند) را می توان این گونه بیان کرد :

$$Q = \pi q_{DH} DDH \quad (\text{معادله } ۵-۲۹)$$

در این جا :

T = فشار برشی جابه جا شده فعال در اطراف محیط میانجی خاک - میخ ؛ و
 D_{DH} = قطر متوسط یا موثر سوراخ حفاری شد .

با در نظر گرفتن یک واحد میخ مستقل ، قرار گرفته در معرض نیروی کششی $-T_0$ در یک طرف و کاربرد توازن نیروها در طول تفاوتی میخ (نشان داده شده در شکل ۵-۱۱) ، نیروی کششی را می توان بدین گونه به فشار برشی میانجی ، مربوط ساخت :

$$dT = \pi D_{DH} q dx = Q dx \quad (\text{معادله } ۵-۳۰)$$

معادله بالا نشان دهنده مکانیزم انتقالی بین فشارها بر میانجی خاک - میخ تا نیروی کششی در واحد میخ می باشد. به طور کلی ، نیروی کششی (T) در فاصله X در طول قطعه ، این گونه می باشد :

$$T(x) = \int_0^x \pi D_{DH} q dx = \int_0^x Q dx \quad (\text{معادله } ۵-۳۱)$$

توزیع های واقعی فشار برش پیوندی جابه جا شده (و به نرخ های انتقال بار) یکپارچه نیستند (همانطور که در شکل ۵-۱۱ نشان داده شده است) و این توزیع ها بستگی به عوامل زیر دارند : طول میخ ، مقدار نیروی کششی اعمال شده ، ویژگی های دوغاب و شرایط خاکی . برای راحتی کار ، اغلب فرض می شود که مقاومت پیوندی جابه جا شده در طول میخ ثابت باشد ؛ که باعث به وجود آوردن نرخ ثابت انتقال بار (Q) می شود . در نتیجه نیروی میخ در انتهای طول قسمت خارجی $-L_p$ برابر مورد زیر می باشد :

$$T(L_p) = T_0 = Q L_p \quad (\text{معادله } ۵-۳۲)$$

ظرفیت خارجی $-R_p$ زمانی جابه جا می شود که مقاومت پیوندی نهایی به دست آمده باشد و این گونه بیان می شود :

$$R_p = T_{\max} = Q_u L_p \quad (\text{معادله } ۵-۳۳)$$

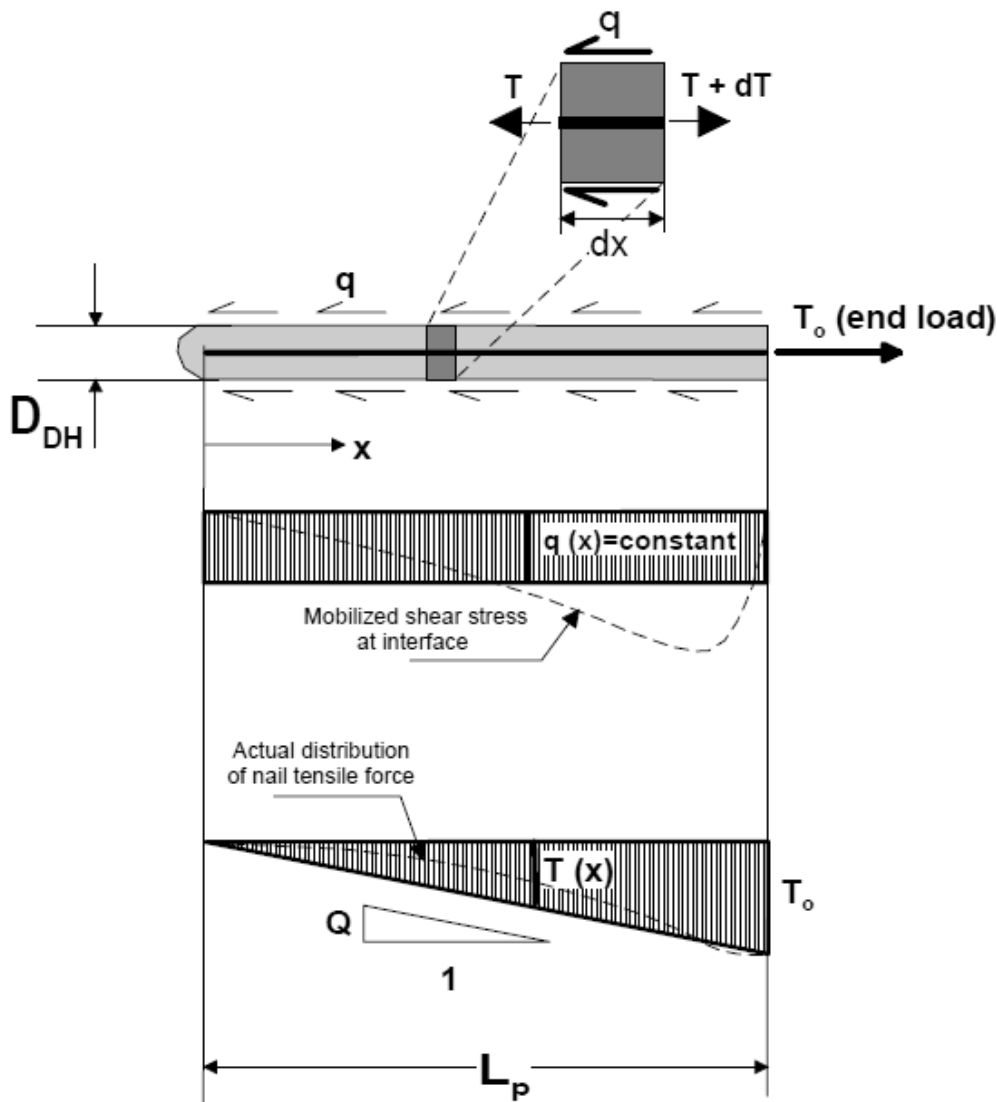
با :

$$Q_u = \pi q_u D_{DH} \quad (\text{معادله } ۵-۳۴)$$

جایی که :

$$Q_u \quad \text{ظرفیت خارجی در هر واحد طولی (که بهان ظرفیت نرخ انتقال بار هم می گویند)}$$

$$q_u \quad \text{مقاومت پیوندی نهایی}$$



شکل ۱۱-۵: حالت فشار-انتقال یک میخ

در مطالعات قبلی، می توان هم برای q_u و هم برای Q_u مراجعی را پیدا کرد. همان طور که در فصل ۳ گفته شده است، مقاومت پیوندی به عوامل مختلفی بستگی دارد؛ از جمله نوع خاک، شرایط خاکی و روش نصب میخ. مقادیر نمونه مقاومت پیوندی نهایی برای خاک های مختلف و روش های حفاری، قبلاً در جدول ۱۰-۳ آمده بود، به عنوان جایگزینی برای استفاده از مقادیر نمونه به چاپ رسیده (تثبیت شده)، از معادلات بالا برای محاسبه مقاومت های پیوندی نهایی و ظاهراً یکپارچه و محاسبه ظرفیت خارجی در هر واحد طولی از آزمایش های خارجی میخ استفاده می شود. این آزمایش ها در فصل ۸ توصیف شده اند. برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در مورد مقاومت پیوندی و رابطه خاک و دوغاب، از مقادیر مجاز زیر برای مقاومت پیوندی یا ظرفیت خارجی در هر واحد طولی در طراحی ها، استفاده می شود:

$$q_{ALL} = \frac{q_u}{FS_p} \quad (\text{معادله ۳۵-۵})$$

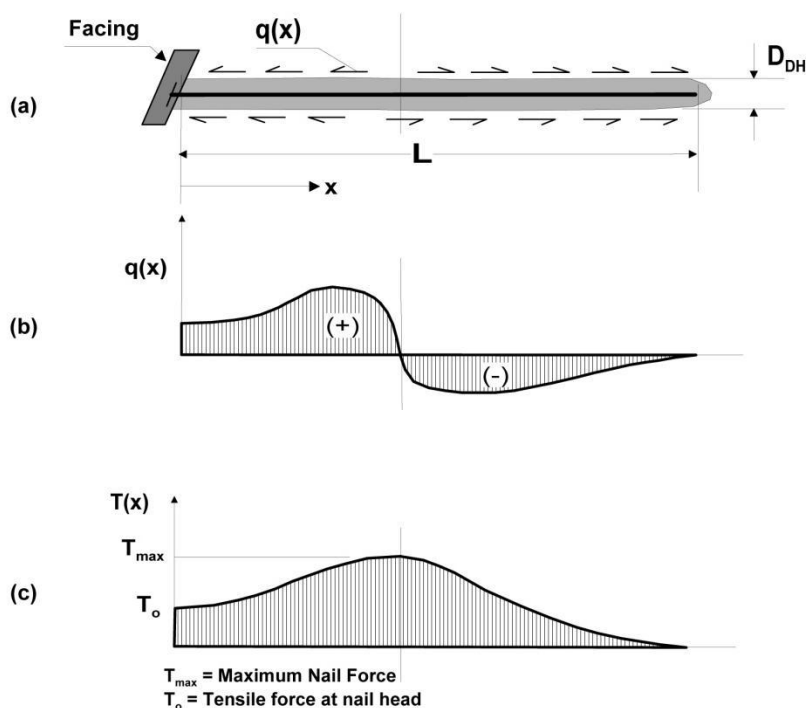
$$R_{p ALL} = \frac{R_p}{FS_p} \quad (\text{معادله ۳۶-۵})$$

در این جا F_{SP} ضریب اطمینان در برابر گسیختگی خارجی می باشد . به طور کلی ، ضریب حداقل اطمینان ۲ در برابر گسیختگی خارجی ، پیشنهاد می شود .

۵-۵-۳ اندرکنش خاک - میخ و توزیع نیروی کششی

۵-۵-۳-۱ مدل مفهومی وجه

اندرکنش خاک و میخ پشت دیوار ، پیچیده می باشد . بارهای اعمال شده به میخ های موجود در خاک ، از واکنش هایی به جابه جایی بیرونی دیوار طی حفاری خاک روبروی دیوار - همان طور که قبلاً گفته شد - ناشی می شود . قسمتی از میخ پشت سطح گسیختگی (یعنی همان ناحیه ی تکیه گاهی) از شیب خاک ، بیرون رانده می شود . نیروهای کششی در میخ خاکی -T- از ناحیه تکیه گاهی تا وجه مورد نظر ، بدین گونه تغییر می کنند : این نیروها در صفر از پایان میخ شروع شده ، به یک مقدار حداکثر T_{max} در طول متوسط افزایش می یابند و به مقدار برابر با T_0 در وجه کاهش می یابند (شکل ۵-۱۲) .



شکل ۵-۱۲ : مکانیزم انتقال فشار در میخ موجود در خاک

نیروی کششی حداکثر میخ در میلگرد ، الزاماً در نقطه ای که میخ از سطح گسیختگی عبور می کند ، رخ نمی دهد . (به این موضوع خواهیم پرداخت) . فشار برشی جابه جا شده در سطح مشترک خاک و دوغاب -q- یکنواخت نمی باشد و در واقع این فشار از " مثبت " به " منفی " تغییر می یابد . (همانطور که در شکل a ۵-۱۲ و b نشان داده شده است) . توزیع نمایشی نیروی کششی (T) در طول میخ خاکی در شکل c ۵-۱۲ نشان داده شده است .

۵-۵-۳-۱ توزیع ساده نیروهای کششی میخ

برای طراحی ، توزیع نیروی کششی در طول میخ - نشان داده شده در شکل ۵-۱۲-۵ را می توان همانند شکل ۱۳-۵ ساده کرد . نیروی کششی که در میخ با شیب ثابت زیاد می شود. Q_u (برابر ظرفیت خارجی در هر واحد طولی) به مقدار حداکثر می رسد - T_{max} و سپس در نرخ Q_u به مقدار T_0 در بالای میخ کاهش می یابد . با ارجاع به شکل ۱۳-۵ ، سه شرط ذیل در رابطه با نیروی کششی حداکثر را می توان به دست آورد . مقدار T_{max} توسط سه شرایط ، محدود شده است : ظرفیت خارجی (R_p) ، ظرفیت کششی (R_T) و ظرفیت وجهی (R_F) . ظرفیت خارجی در بخش ۲-۵-۵ معرفی شد . ظرفیت کششی در بخش ۴-۵-۵ و ظرفیت وجهی در بخش ۶-۵-۵ تعریف می شود . اگر R_p کوچکتر از R_T و R_F باشد ، گسیختگی خارجی مقدار T_{max} را کنترل می کند . اگر R_t کوچکتر از R_p و R_F باشد ، گسیختگی کششی ، T_{max} را کنترل می کند . در نهایت اگر R_F کوچکتر از R_T و R_p باشد ، ممکن است گسیختگی وجهی ، T_{max} را کنترل کند (بسته به نسبت $T_{max}T_0$)

$$R_T = \text{ظرفیت کششی میخ} \quad R_F = \text{ظرفیت وجهی (ضلعی)} \quad R_p = \text{ظرفیت خارجی}$$

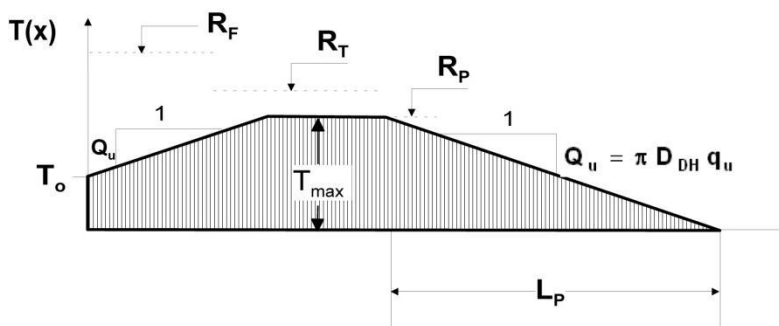
Q_u, q_u نرخ انتقال بار نهایی و مقاومت پیوندی

$$T_0 \sim 0/6 - 1/0 T_{max}$$

$$(1) \quad R_p < R_T < R_F \quad (\text{کنترل های خارجی ، نشان داده شده در مثال بالا})$$

$$(2) \quad R_T < R_p < R_F \quad (\text{کنترل های گسیختگی کششی})$$

$$(3) \quad R_F < R_p \text{ یا } R_T \quad (\text{ممکن است گسیختگی وجهی ، کنترل کننده باشد ، بسته به } T_0/T_{max})$$



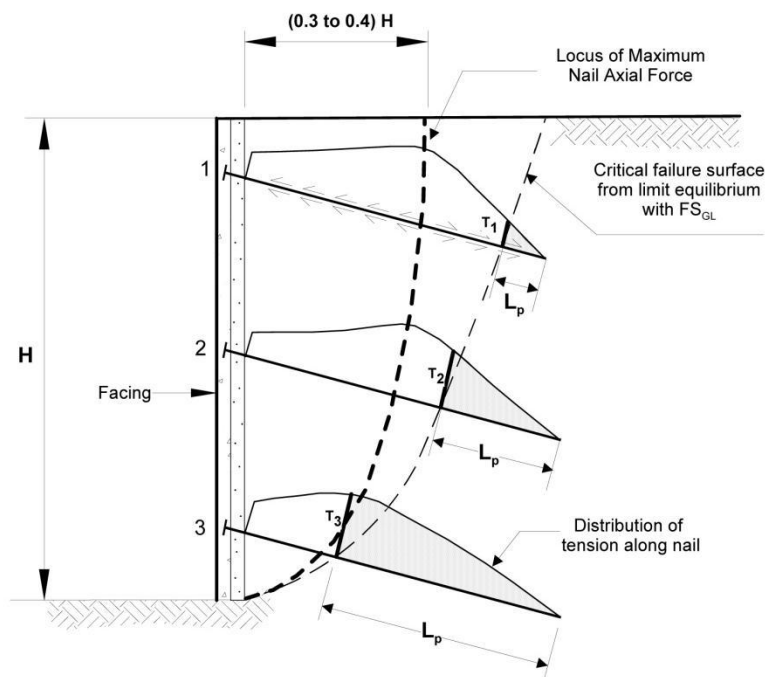
شکل ۱۳ - ۵: توزیع آسان شده نیروی کششی میخ

برای رسیدن به یک طرح متعادل ، تمام عناصر مقاومتی در سیستم باید مقادیر قابل مقایسه ای از امنیت داشته باشند . هیچ عنصری نباید تا حد زیادی کوچک یا بزرگ باشد . در مورد نیروهای کششی میخ ، یک طرح خوب باید ظرفیت های تمام عنصر مقاومتی را متعادل کند ؛ از این رو مقادیر $R_F < R_T < R_p$ باید تا حدی شبیه هم باشند.

۳-۳-۵-۵ توزیع حداکثر نیروهای کششی

نیروی کششی در یک میخ خاص ، تابعی از مکانی می باشد که میخ از سطح گسیختگی عبور می کند . همانطور که به شکل تصویری در نمودار ۱۴ - ۵ آمده است ، توزیع نیروهای کششی در میخ های موجود در خاک در مقطع

های عرضی سیستم دیوار متفاوت است. به علت پیچیدگی های انتقال بار در تمام میخ ها، مکان نیروهای کششی حداکثر میخ، نزدیک به مکان سطح گسیختگی مهم یافته شده در تحلیل مقاومت کلی می باشد (ولی این مکان های کششی با مکان های سطوح گسیختگی تلاقی نمی کند). مکان سطح گسیختگی توسط مسائل مربوط به توازن محدود کلی کنترل می شود. اندازه گیری های کششی در دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ابزاری، نشان داده که در قسمت بالای دیوار، نیروی حداکثر کششی تقریباً بین $0.3H$ تا $0.4H$. پشت وجه دیوار، رخ می دهد. در قسمت پایین تر دیوار، نیروی حداکثر کششی، تقریباً بین $0.15H$ تا $0.2H$. در پشت وجه دیوار، رخ می دهد.



شکل ۱۴ - ۵: مکان ترسیم شده نیروهای کششی حداکثر میخ موجود در خاک

شکل ۱۴ - ۵ نشان می دهد که مشارکت نیروهای کششی در برابر مقاومت کلی، از یک میخ تا میخ دیگر متفاوت است بطور کلی، مشارکت مقاومتی هر میخ موجود در خاک بستگی به مکان تقاطع سطح گسیختگی و میخ دارد. مکان سطح گسیختگی مشخص کننده طول میخ در پشت سطح گسیختگی (L_p) می باشد. برای مثال در شکل ۱۴ - ۵ سهم مقاومتی میخ بالایی (T_1) هنگام اتمام دیوار، قابل توجه نیست؛ زیرا طول میخ پشت سطح گسیختگی برای به وجود آوردن حداکثر ظرفیت بالقوه خارجی برای میخ موجود در خاک ناکافی است. مشارکت های قدرتی میخ های خاکی پایینی $-T_2, T_3$ تقریباً بزرگ هستند، زیرا طول های خارجی این میخ از طول میخ های موجود در قسمت های بالایی دیوار، بلندتر هستند. در این مثال برای پایین ترین میخ نشان داده شده، L_p برای بسیج ظرفیت خارجی کامل ناکافی است. اگرچه باید این موضوع را ثابت کرد اگر ظرفیت خارجی از ظرفیت کششی میخ کمتر باشد نیروهای کششی در میخ، کم کم همزمان با پیشرفت حفاری از بالا به پایین در مقابل دیوار، گسترده می شوند. کلاً نیروهای حداکثر کششی میخ در یک ردیف مورد نظر، زمانی که دو حفاری پشت سر هم باشند، زیاد می شوند. ممکن است نیروهای کششی در بازه ی زمانی بین پایان ساخت و ساز و شرایط ثابت بلند مدت تا حدی افزایش یابند (که این افزایش حدوداً ۱۵ درصد می باشد). این افزایش ها در مراحل بعد از ساخت،

به علت خزش خاکی بعد از ساختن و رها سازی فشار می باشد. اگر چه این بار اضافه محاسبه نمی شود ، ولی این عامل در طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک توسط ضرایب اطمینان به حساب می آید .

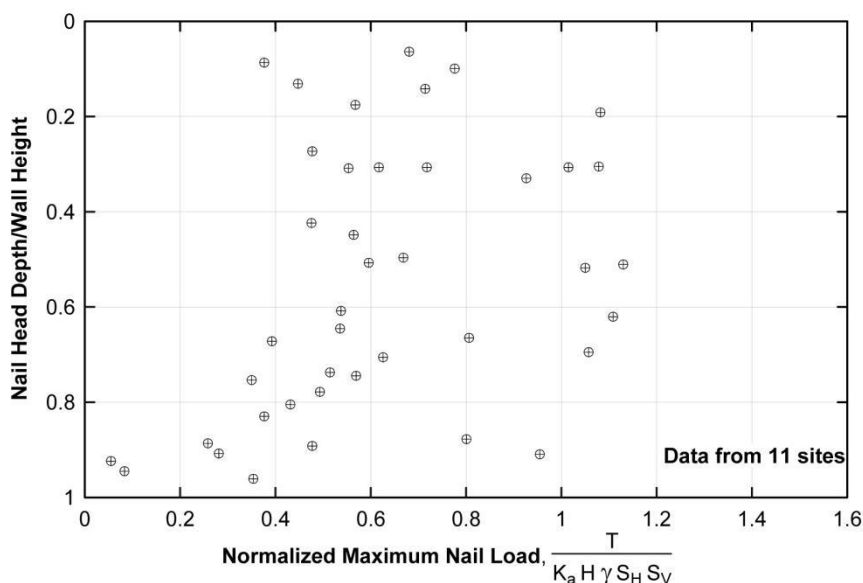
۵.۵.۳.۴ توزیع اندازه گرفته شده حداکثری نیروهای کششی

خلاصه ی نیروهای کششی حداکثر میخ در دیوارهای واقعی میخ گذاری شده در خاک در شکل ۱۵ - ۵ نمایش داده شده است . نیروهای میخ با توجه به وزن واحد خاک ، عادی سازی می شوند ؛ فواصل افقی و عمودی میخ خاکی (S_V, S_H) ، ارتفاع دیوار H و ضریب فشار فعال زمین (K_A) به صورت تابعی از عمق میخ در خاک نشان داده شده اند . بر این باوریم که این مقادیر نمایانگر نیروهای بلند مدت میخ خاکی (یعنی که ان نیروهای پایان ساخت و ساز) بوده و شامل بارهای اضافی ای که ممکن است توسط نیروهای منجمد کننده (یا نیروهای دیگر) در وجه به وجود آمده باشند ، نمی باشند . مهم است که توجه داشته باشیم این نیروهای اندازه گرفته شد با شرایط خدمت رسانی تطابق دارند (که با شرایط گسیختگی) . همانطور که در شکل ۱۵-۵ نشان داده شده است ، بارهای میخ عادی سازی شده در دو سوم بالای دیوار از $0/4$ تا $1/1$ متغیر هستند که میانگین ان حدوداً $0/75$ می باشد . نیروهای حداکثر عادی سازی شده میخ ، معمولاً با عمق تغییر می کنند . این نیروها از مقدار $0/6 - 0/5$ در بالا تا $0/85 - 0/75$ در قسمت سومی مرکز افزایش می یابند و سپس به حدوداً $0/5 - 0/4$ در قسمت سومی پایین تر کاهش یافته و در انتها به سمت عدد صفر پیش می روند . این مشاهدات با روش های مشاهده شده در دیوارهای آزمایشی در پروژه کلوتر مطابق هستند . نیروهای کششی حداکثر را می توان از بارهای میخ عادی سازی شده در شکل ۱۵-۵ به عنوان نتیجه ی فشار برابر $(\gamma T/K_A H)$ و ناحیه تاثیر در اطراف $(S_V \times S_H)$ - محاسبه کرد . به دلیل وجود اهداف عملی ، می توان در نظر گرفت که نیروی کششی میخ عادی در $0/75$ در قسمت دو سوم بالایی دیوار یکپارچه می باشد . از این رو نیروی کششی میانگین در میخ ها در این مکان برابر $K_A \gamma H S_V S_H$ $T_{max} = 0/75$ می باشد . نیروی کششی در قسمت پایین تر تا حد زیادی کاهش می یابد ، این کاهش تا حد 50 درصد این مقدار در قسمت بالایی می باشد . به صورت جایگزین ، بریود و لیم پیشنهاد می کنند که نیروی کششی میانگین حداکثر در قسمت بالای میخ های خاکی را به صورت روبه رو محاسبه کرد: $T_{max} = 0/65 K_A \gamma H S_V S_H$. برای ردیف های میخ های خاکی بعدی ، بریود و لیم پیشنهاد می کنند که نیروی کششی حداکثر تنها نصف میخ بالایی می باشد . اطلاعات فراهم شده در بالا نشان می دهد که توزیع نیروی کششی در دیوارهای میخ گذاری شده در خاک پیچیده می باشد و همچنین این که نیروی میانگین میخ کوچکتر از نیروی محاسبه شده برای توزیع فشار فعال جانبی زمین می باشد . این موضوع برای محاسبه نیروی کششی در وجه میخ اهمیت دارد (که در بخش ۶-۵ به ان می پردازیم) .

۵-۵-۴ طرح برای گسیختگی کششی میخ

برای رسیدن به یک طرح متوازن برای تمام حالت های گسیختگی داخلی ، مقاومت خاکی باید به صورت هماهنگی (ثابتی) با بسیج کامل مقاومت کششی میخ - به صورت همزمان - جابه جا شود . به عبارت دیگر زمانی که $F_{SG} = 1/0$ می باشد (بسیج کامل) . ضریب اطمینان برای مقاومت کششی برابر $F_{SG} = 1/5$ (بسیج کششی کامل میخ) نیروی کششی میخ برای این شرایط برابر نیروی طرح شده حداکثر در میخ می باشد (T_{max-s}) .

می توان حدس زد زمانی که بارها ثابت نگه داشته می شوند ، نیروی طراحی T_{max-s} زمانی که $F_{SG} = 1/0$ باشد ، افزایش می یابد . این موضوع بدین دلیل رخ می دهد که برای $F_{SG} > 1$ ، مقاومت خاکی بصورت کامل جابه جا نشده است و نیروهای کششی برای رسیدن به توازن باید جبران این مسأله را بکنند . از این رو محاسبه T_{max-s} به صورت مستقیم از تحلیل مقاومت کلی (با در نظر گرفتن $F_{SG} > 1$) محتاطانه تر می باشد .



شکل ۱۵-۵: خلاصه نیروهای حداکثر کششی میخ ها در دیوارها

برنامه SNAIL به صورت خودکار ، نیروی کششی متوسط میخ را گزارش می دهد ولی این برنامه نیروی کششی حداکثر برای $F_{SG} = 1$ را ارائه نمی دهد . از این رو ، برای تخمین نیروی کششی حداکثر میخ برای $F_{SG} = 1$ ، بدون انجام تحلیل ثباتی دیگر ، از روش ساده زیر می توان استفاده کرد . این فرایند بر این اساس قرار دارد : نسبت حداکثر بار محاسبه شده در میخ توسط $SNAIL - T_{max}$ به بار میانگین میخ $-T_{arg}$ برای $F_{SG} > 1$ ، شبیه نسبت حداکثر بار برای $F_{SG} = -T_{max} - 1$ به بار میانگین میخ $-T_{max}$ برای $F_{SG} = 1$ می باشد .

از این رو یک طرح حداکثری از بار میخ را می توان با استفاده از رابطه ذیل به دست آورد :

$$\frac{T_{max-s}}{T_{max}} = \frac{T_{avg-s}}{T_{avg}} \quad (\text{معادله } 37 - 5)$$

T_{avg-s} برابر بار میخ متوسط می باشد و توسط SNAIL در فایل های خروجی به صورت عبارت میانگین نیروی کاری تقویت حداکثر نشان داده می شود. نیروی میخ طرح شده T_{max-s} برای تأیید شکست ظرفیت کششی مورد استفاده قرار می گیرد و به شکل ذیل تعریف می شود. شکست کششی میخ موجود در خاک زمانی رخ می دهد که نیروی طولی در راستای میخ T_{max-s} بزرگتر ظرفیت کششی واحد میخ (R_T) باشد، که این گونه تعریف می شود:

$$R_T = A_t f_y \quad (\text{معادله ۳۸-۵})$$

که در این جا A_t ناحیه مقطعی بخش میخ و f_y قدرت تسلیمی میلگرد می باشد. به علت وجود تفاوت ها در سختی (یا همان مدول الاستیسیته) بین دوغاب و میخ، از ظرفیت کششی دوغاب می توان صرف نظر کرد. با توجه به عدم قطعیت های مربوط به مقاومت ماده و بارهای اعمال شده، مقادیر مجاز ظرفیت کششی میخ در طرح به شکل زیر، به کار می روند:

$$R_{T ALL} = \frac{R_T}{F_{S_T}} \quad (\text{معادله ۳۹-۵})$$

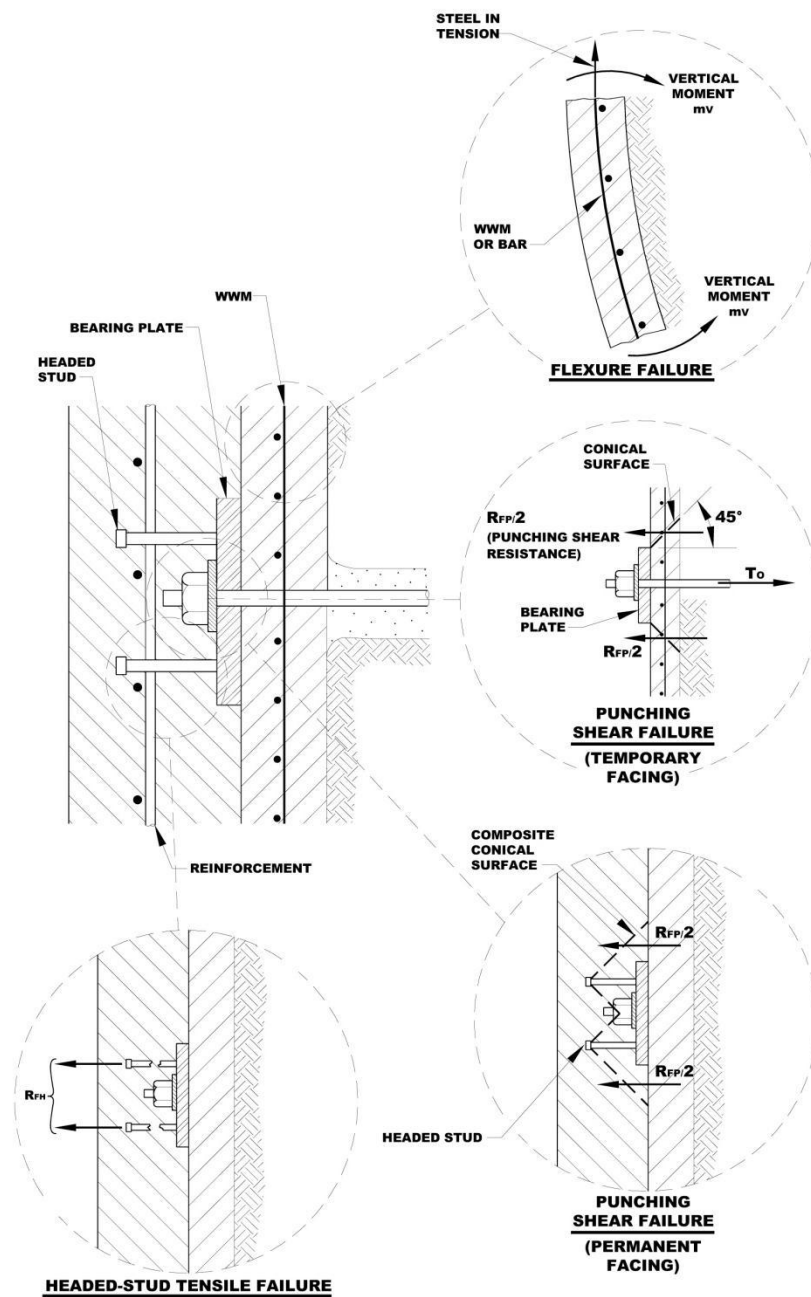
در این جا F_{S_T} ضریب اطمینان در برابر شکست کششی میخ خاکی می باشد. به طور کلی از حداقل ضریب اطمینان ۱/۸ برای بارهای استاتیک، استفاده می شود.

۵-۶ حالت های گسیختگی اتصال روکش

۵-۶-۱ مقدمه

رایجترین حالت های پتانسیل گسیختگی در مرتبط کننده ی وجه (روکش) و میخ در شکل ۳-۵ آمده است و جزئیات آن هم در شکل ۱۶-۵ به صورت ذیل آمده است:

- گسیختگی خمشی: این یک حالت از گسیختگی می باشد که به علت خم شدن بیش از حد و فراتر از ظرفیت خمشی وجه به وجود می آید. این حالت از گسیختگی باید برای وجه های موقت و ثابت، به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد.
- گسیختگی برش سوراخ کننده: این حالت از گسیختگی در اطراف وجه های میخ ها رخ می دهد و برای روکش های ثابت و موقت باید مورد بررسی قرار گیرد.
- گسیختگی کششی گل میخ ها: این گسیختگی در گل میخ ها در کشش رخ می دهد. این حالت گسیختگی تنها برای روکش های ثابت، مهم محسوب می شود.



شکل ۱۶-۵: حالت های گسیختگی مرتبط کننده وجه ها (اضلاع)

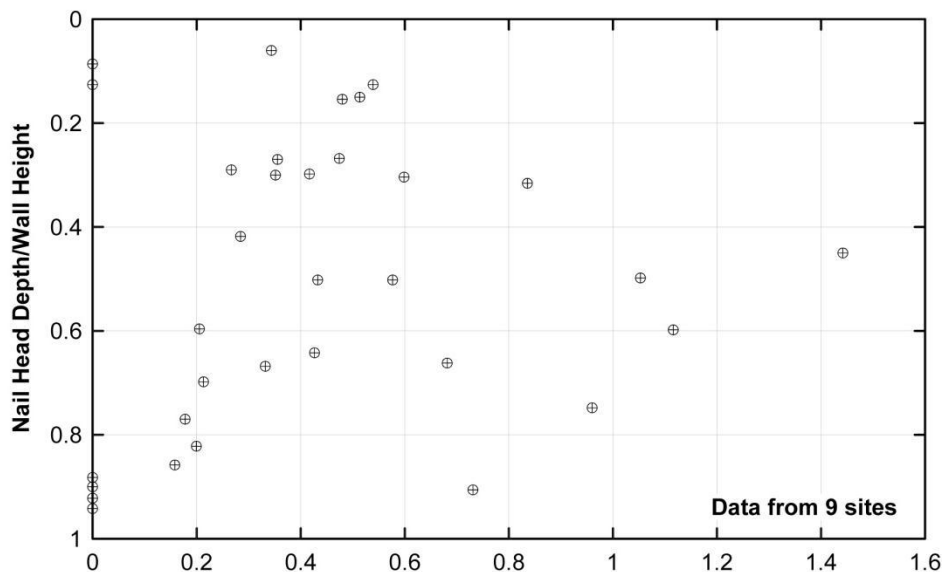
برای هر یک از این حالت های گسیختگی، سر میخ و روکش باید جوری طراحی شوند که ظرفیتی فراتر از نیروی کششی حداکثر سر میخ (T_0) در وجه دیواری به وجود آورند. برای رسیدن به ظرفیت های طراحی شده با ضرایب اطمینان کافی برای تمام حالت های پتانسیل شکست، ابعاد مناسب، مقاومت، مسلح شدن روکش و سخت افزار مناسب برای بالای میخ (که همان صفحه ظرفیتی، هسته و گل میخ ها می باشد) باید فراهم شود. توصیف این که چگونه می توان نیروی کششی حداکثر بالای میخ را محاسبه کرد، در بخش های بعدی خواهد آمد. سپس توصیف هر یک از این حالت های گسیختگی (آورده شده در قسمت بالا) در سه قسمت بعدی، به همراه معادلات

همراه برای محاسبه ظرفیت این حالت های گسیختگی ، خواهد آمد . فصل ۶ حاوی یک روش شناسی مرحله به مرحله برای تأیید ظرفیت طراحی وجه دیواری میخ خاکی می باشد .

۲-۶-۵ نیروهای کششی در اضلاع وجه های دیوار

نیروی کششی میخ در وجه دیوار T_0 - کوچکتر یا مساوی نیروی کششی حداکثر میخ می باشد (همانطور که در شکل ۱۷-۵ نشان داده شده است) . شکل ۱۷-۵ نشان دهنده مقادیر موجود عادی سازی شده نیروهای کششی میخ در وجه دیوارهای واقعی میخ خاکی می باشد . این مقادیر مربوط به نیروهای بلند مدت میخ بوده و شامل نیروهای منجمد کننده (یا سایر نیروها) در وجه (ضلع) نمی باشد . نیروهای عادی میخ در روکش - که به آن ها نیروی سَری میخ هم می گویند - در توزیع قابل مقایسه هستند با نیروهای کششی حداکثر میخ نشان داده شده در شکل ۱۵-۵ . با مقایسه این دو شکل ، نسبت نیروی عادی سازی شده سر میخ به نیروی حداکثر میخی از ۰/۶ تا ۱ متغیر است . در نیمه بالای دیوار ، میانگین یا نیروی عادی سر میخ بین ۰/۴ تا ۰/۵ متغیر است ؛ در نیمه پایینی ، نیروهای عادی کم کم کاهش می یابند و در آخر به صفر می رسند . با توجه به عادی سازی و ناحیه تأثیر ذکر شده در بالا ، این روش نشان می دهد که نیروی کششی سر میخ معمولاً از $T_0 = ۰/۶۰$ تا $۰/۷۰$ متغیر است . این مشاهدات با نتایج به دست آمده بر دیوارهای آزمایشی آلمان و فرانسه ، مطابقت دارند . در آلمان ، مقدارهای واقعی فشار زمین - ثبت شده توسط خانه های فشاری در رابط خاکی شات کریت نشان می دهد که فشار برابر زمینی بین ۶۰ تا ۷۰ درصد فشار فعال زمین (بر اساس نظریه کولومب) برای اکثر شرایط ، می باشد . در آزمایش های صورت گرفته در فرانسه ، نسبت نیروی سَری میخ به حداکثر نیروی میخ در قسمت بالایی دیوارها ، بین ۰/۴ تا ۰/۵ متغیر است . علاوه بر این ، این آزمایش ها نشان دادند که به علت تأثیر خم شدن خاک بین میخ ها ، فضای نزدیک تر میخ ها باعث کاهش در نیروهای اندازه گرفته شده بر وجه دیوار می باشد (در مقایسه با چیزی که انتظار می رفت از استفاده از مناطق ساده همیشگی به دست آید) . بر پایه این نتایج ، دستورالعمل های طراحی کلوتر (۱۹۹۱) پیشنهاد می کنند برای مقادیر موجود برای نیروی کششی سر میخ بدین گونه باشد :

- ۶۰ درصد از بار حداکثر میخ برای فاصله ی قائم میخ ۱ متری یا کمتر (3ft)
- ۱۰۰ درصد از بار حداکثر میخ برای فاصله ی قائم میخ ۳ متری (10ft) یا بیشتر ؛
- یک درون یابی خطی برای فواصل میانی



شکل ۱۷-۵: خلاصه نیروهای کششی وجهی در دیوارها

این توصیه ها در این مقاله ادغام شده اند و واحدهای SI و English به صورت زیر بیان شده اند :

$$T_0 = T_{\max-s} [0.6 + 0.2 (S_{\max} [\text{m}] - 1)] \quad (\text{معادله ۴۰-۵})$$

$$T_0 = T_{\max-s} [0.6 + 0.057 (S_{\max} [\text{ft}] - 3)] \quad (\text{معادله ۴۱-۵})$$

در این جا

T_0 = نیروی کششی برای سر میخ طراحی شده

$T_{\max-s}$ = نیروی کششی حداکثر برای میخ طراحی شده ، به دست آمده از تحلیل مقاومت کلی ؛ با استفاده از نتایج به دست آمده از برنامه کامپیوتری (یا همان SNAIL) همانطور که در بخش ۵.۵.۴ توضیح داده شد ؛ و

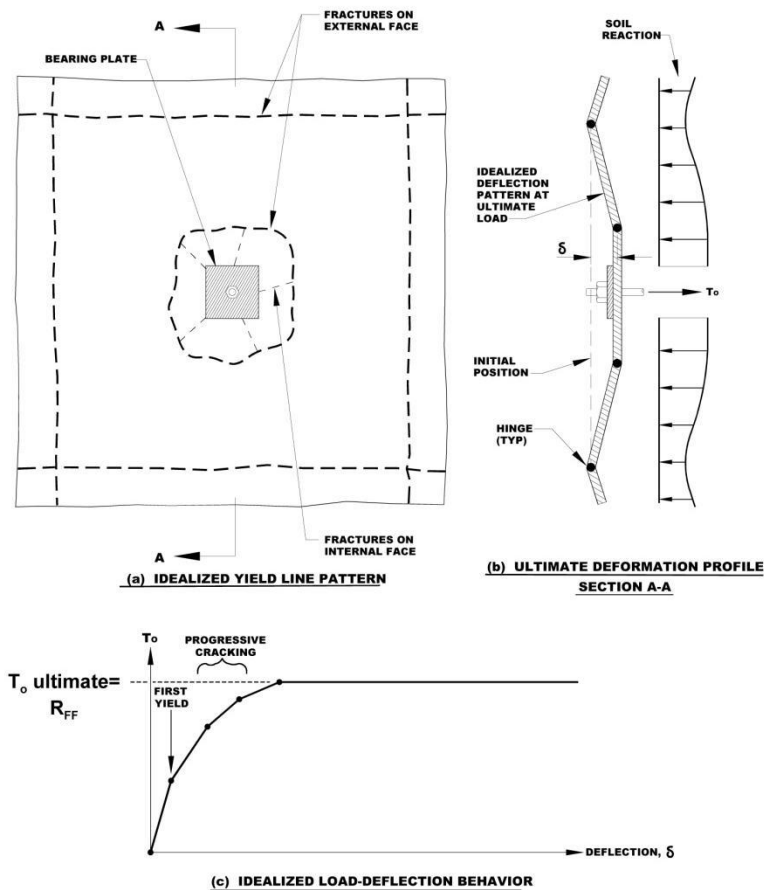
S_{\max} = فاصله ی حداکثر میخ موجود در خاک . استفاده از حداکثرهای S_H ، S_V - فواصل افقی و عمودی میخ به ترتیب در معادلات ۴۰-۵ و ۴۱-۵ .

برای یک فاصله ی معمولی در بالای میخ که $5\text{ft} \approx 1.5\text{m}$ می باشد ، نیروی کششی بالای میخ برابر است با بار توصیه شده در حدود 0.7 برابر بار حداکثر میخ .

۳-۶-۵ گسیختگی خمشی

۳-۶-۵-۱ مقدمه

ضلع (روکش) دیواری میخ خاکی ، را می توان به صورت یک صفحه بتونی مسلح در نظر گرفت که در آن بارگیری همچون فشار جانبی زمین ، فعال در وجه می باشد و تقویت کننده ها (حمایت کننده ها) نیروهای کششی در میخ های خاکی هستند (شکل ۵-۱۸ a,b). بارهای فشار جانبی زمین و "واکنش ها" در میخ ها باعث به وجود آوردن گشتاورهای خمشی در بخش وجهی می شوند . گشتاورهای مثبت (یا همان کشش بر داخل بخش) در اطراف میخ ها به وجود می آیند (شکل ۵-۱۸ b). اگر این گشتاورها بیش از حد باشند ، ممکن است گسیختگی خمشی شاتکریت (shotcrete) رخ دهد . شباهت ها در مکانیزم بارگیری بین اضلاع دیوارها و صفحات بتونی پیوسته بر ستون ها ، نشان می دهد که از تحلیل صفحات بتونی معمولی و روش های طراحی می توان در طراحی وجه دیوار میخ گذاری شده در خاک استفاده کرد .



شکل ۵-۱۸ : شکست خمشی پیش رونده در اضلاع دیوارها

۲-۳-۶-۵ ظرفیت گسیختگی وجه (ضلع)

همانند سایر ساختارهای بتونی شات کریت مسلح ، گسیختگی خمشی به صورت کم کم حاصل می شود . بعد از اولین تسلیم (خمش) بخش وجهی (شکل ۱۸۷-۵) ، هم زمان با افزایش فشار جانبی زمین ، شکاف های پیش رونده بر دو طرف وجه به وجود می آیند . هم زمان با افزایش فشار جانبی ، شکاف ها زیاد می شوند و گسیختگی ها (δ) و نیروهای کششی میخ افزایش می یابند . شکاف ها نشان می دهند که ظرفیت خمشی در کجا به دست آمده است . در نهایت ، مرحله پایانی ساختار زمانی رخ می دهد که تمام شکاف ها با هم مرتبط شده به صورت محورهایی عمل کرده و مکانیزمی را به وجود آوردند که به ان الگوی خطی تسلیم می گویند . الگوهای خطی تسلیم (خمش) بر پایه عوامل مختلفی هستند ؛ از جمله : فشارهای جانبی خاک ، فضا سازی میخ افقی و عمودی ، اندازه صفحه ظرفیتی ، ضخامت وجه ، لایه تقویت کننده (مسلح) ، مقاومت بتن و همچنین فشار حداکثر خاک . به صورت نظری ، فشار خاکی که باعث گسیختگی وجهی (یا همان الگوی خطی تسلیم) می شود را می توان در ناحیه تأثیر در اطراف بالای میخ به کاربرد و نیروی کششی میخ (واکنش) به دست می آید . این نیرو به عنوان ظرفیت خمشی وجه (R_{FF}) طراحی شده و مربوط به ظرفیت خمشی در هر واحد طولی وجه می باشد . ظرفیت خمشی در هر واحد طولی ضلع (وجه) برابر حداکثر گشتاور مقاومتی در هر واحد طولی - که می توان ان را در بخش وجهی جابه جا کرد - می باشد . بر پایه مفاهیم نظری خط تسلیم ، R_{FF} را می توان به عنوان حداقل موارد زیر تعریف کرد :

$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_h h [\text{m}]}{S_v} \right) \times f_y [\text{MPa}] \quad (\text{معادله } ۵-۴۲ \text{ a})$$

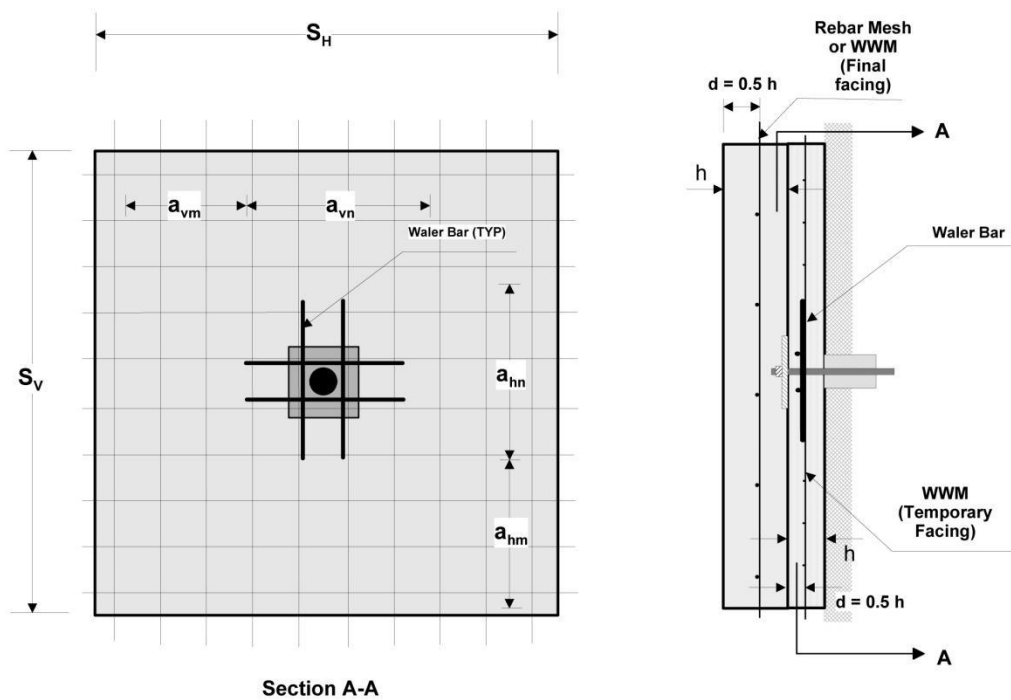
$$R_{FF} [\text{kN}] = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{nm}) [\text{mm}^2/\text{m}] \times \left(\frac{S_v h [\text{m}]}{S_H} \right) \times f_y [\text{MPa}] \quad (\text{معادله } ۵-۴۲ \text{ b})$$

$$R_{FF} [\text{kip}] = 3.8 \times CF \times (a_{vn} + a_{vm}) [\text{in}^2/\text{ft}] \times \left(\frac{S_H h [\text{ft}]}{S_v} \right) \times f_y [\text{ksi}] \quad (\text{معادله } ۵-۴۳ \text{ a})$$

$$R_{FF} [\text{kip}] = 3.8 \times CF \times (a_{hn} + a_{nm}) [\text{in}^2/\text{ft}] \times \left(\frac{S_v h [\text{ft}]}{S_H} \right) \times f_y [\text{ksi}] \quad (\text{معادله } ۵-۴۳ \text{ b})$$

در این جا :

C_F	عاملی که به فشارهای خاکی غیر واحد در پشت ضلع ، توجه دارد .
h	ضخامت وجه
d	نیم ضخامت وجه
a_{vn}	ناحیه تقویتی مقطعی در هر واحد پهنایی در جهت عمودی در سر میخ
a_{vm}	ناحیه تقویتی مقطعی در هر واحد پهنایی در جهت عمودی چرخه میانی
a_{hn}	ناحیه تقویتی (مسطح) مقطعی در هر واحد پهنایی در جهت افقی در سر میخ
a_{hm}	ناحیه تقویتی مقطعی در هر واحد پهنایی در جهت افقی چرخه میانی
S_H	فاصله افقی میخ
S_V	فاصله عمودی میخ
f_y	مقاومت تسلیمی کشش مسلح ؛ و
f'_c	مقاومت فشرده (بتن)



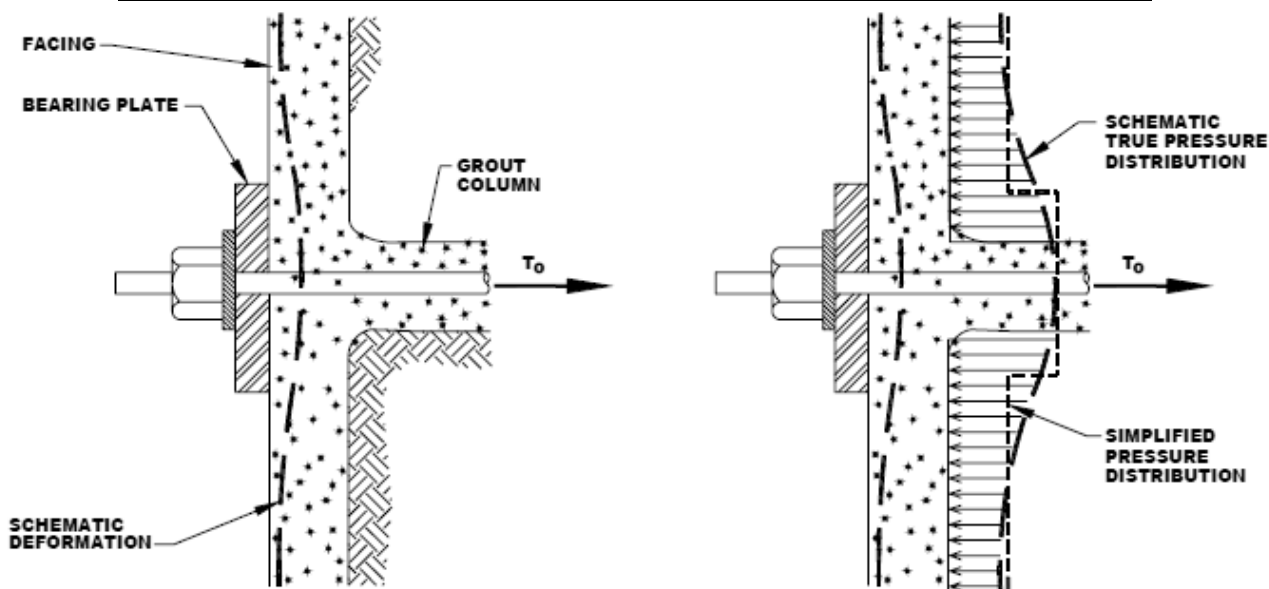
شکل ۱۹-۵: هندسه مورد استفاده در حالت گسیختگی خمشی

این ضریب (C_F) به فشارهای خاک غیر واحد در پشت وجه توجه دارد و به صورت عمودی ، نسبت فشار خاکی پشت میخ به فشار خاک در جایگاه میانی بین میخ ها را نشان می دهد . معمولاً توزیع فشار خاک پشت وجه ، غیر یکسان می باشد . فشار خاک تحت تأثیر شرایط خاکی و سفتی وجه می باشد که در نهایت بر جابه جایی دیوار تأثیر گذار است . در جایگاه میانی بین میخ ها ، جابه جایی وجه به سمت خارج رخ می دهد و فشار جانبی زمین تقریباً پایین است . در اطراف سر میخ ها ، فشار خاک از همین فشار در جایگاه میانی بین میخ ها ، بزرگتر می باشد

شکل ۲۰-۵ نشان دهنده توزیع فشار خاک در ناحیه اطراف میخ خاکی می باشد. توزیع فشار در روکش، بستگی به سفتی وجه هم دارد. زمانی که وجه تقریباً نازک است (همانند روکش های موقت معمولی)، سفتی روکش تقریباً پایین است؛ که این باعث می شود وجه در قسمت های جایگاه میانی، تغییر شکل دهد. در نتیجه، فشار خاک در قسمت های جایگاه میانی کم می شود. زمانی که روکش تقریباً ضخیم می باشد، سفتی وجه افزایش یافته و تغییر شکل های به وجود آمده در دیوار از تغییر شکل های ناشی از اضلاع دیوار نازک، کوچکتر خواهند بود. به علت ضخامت افزایش دیوار فشار خاکی در کل منسجم تر می باشد. جدول ۱-۵ نشان دهنده ضرایب (C_F) برای ضخامت معمولی روکش می باشد. برای تمام روکش های موقت و روکش های موقت " ضخیم " (بیش از 200mm (8in))، فرض بر این است که فشار خاکی تقریباً واحد است.

جدول ۱-۵: ضریب C_F

نوع ساختار	ضخامت ظاهری روکش (in.) mm	ضریب C_F
موقت	۱۰۰ (۴)	۲/۰
	۱۵۰ (۶)	۱/۵
	۲۰۰ (۸)	۱/۰
دائم	تمام موارد	۱/۰



شکل ۲۰-۵: توزیع فشار خاک پشت روکش.

در معادلات ۴۲a-۵ و ۴۲b-۵، فرض بر این است که گشتاورهای حداکثر در وجه در اطراف محور افقی هستند و طرح مسلح کردن در جهت عمودی از طرح مسلح کردن افقی، مهم تر می باشد. در عمل مقطع عرضی مسلح سازی در جهت افقی همانند قطع در جهت عمودی می باشد (یعنی $a_{hm} = a_{vm}$ ، $a_{hm} = a_{vn}$)؛ از این رو

مهمترین مورد، آن موردی می باشد که حداقل های S_H/S_V ، S_V/S_H را ارائه دهد. هنگامی که از فضا سازی و مسلح کردن مشابه میخ در جهت های افقی و عمودی استفاده می شود و فولاد $420Mpa$ مورد استفاده قرار می گیرد، معادلات ۵-۴۲ و ۵-۴۳ به شکل زیر ساده می شوند:

$$R \text{ [kN]} = 1.6 C_F (a_{vn} + a_{vm}) [mm^2/m] \times h[m] \quad (\text{معادله ۵-۴۴})$$

$$R \text{ [kip]} = 230 C_F (a_{vn} + a_{vm}) [in^2/ft] \times h[ft] \quad (\text{معادله ۵-۴۵})$$

از این معادلات می توان در اضلاع (وجه های) موقت و دائم استفاده کرد. در زمان بررسی ظرفیت خمشی وجه دائم (همانطور که در شکل ۵-۱۹ نشان داده شده است - معمولاً ضخامت وجه بتونی موقت در نظر گرفته نمی شود). برای مثال، در نظر بگیرید یک وجه ثابت $h = 200 \text{ mm} (n^{in})$ که از یک شبکه ریبار (میلگرد) (rebar) $f_y = 420 \text{ mpa}$ ساخته شده باشد. شبکه شامل ریبار $16@300 \text{ mm}$ در هر طرف، با یک ناحیه عرضی در هر واحد طولی $a_{vm} = a_{vn} = 199 \text{ mm} 2/m$ (مراجعه شود به جدول A-2 در ضمیمه A)، برای ضریب $C_F = 1/0$ وجه ثابت (مراجعه شود به جدول ۵-۱) و میخ ها که به صورت مساوی در جهت های افقی و عمودی فضا سازی شده اند؛ منجر می شود به:

$$R_{FF} = 3.8 \times 1.0 \times (0.31 + 0.31) [in^2/ft] \times 60 [\text{ksi}] \times 0.67 [ft] = 94 [\text{kips}]$$

اگر از قطعات والر (waler) عمودی در بالای میخ ها استفاده شود، کل ناحیه مسلح سازی شده در هر واحد طولی در جهت افقی را، می توان اینگونه محاسبه کرد:

$$a_{vn} = a_{vm} + \frac{A_{vw}}{S_H} \quad (\text{معادله ۵-۴۶})$$

در این جا A_{VW} کل ناحیه عرضی قطعات والر در جهت افقی می باشد. این مفاهیم مشابه را می توان در مورد جهت عمودی هم اعمال کرد. اگر از ریبار (rebar) در وجه های ثابت به جای wwm استفاده شود، کل ناحیه مسلح سازی را باید به پایه طولی واحدی، بدین گونه تبدیل کرد:

$$a_{vm} = \frac{A_{vm}}{S_H} \quad (\text{معادله ۵-۴۷})$$

در این جا A_{VM} کل ناحیه عرضی مسلح سازی ریبار در جهت عمودی می باشد (مراجعه شود به شکل ۵-۱۹) با توجه به نیروی کششی در بالای میخ موجود در خاک $-T_0$ و ظرفیت خمشی وجهی، ضریب اطمینان در برابر گسیختگی خمشی وجهی را می توان تعریف کرد.

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_0} \quad (\text{معادله ۵-۴۸})$$

به طور کلی ، حداقل ضریب اطمینان ۱/۳۵ برای بارهای استاتیک در دیوارهای موقت و عدد ۱/۵ برای بارهای استاتیک در دیوارهای ثابت ، انتخاب شده است .

۳-۳-۶-۵ مسلح سازی محدود در اضلاع (وجه ها) (روکش ها)

همانند سایر ساختارهای بتونی مسلح ، مقدار مسلح سازی قرار گرفته در وجه دیوار میخ گذاری شده معمولاً بین محدودیت هایی از پیش تعیین شده قرار می گیرد . مقدار مسلح سازی را می توان به صورت نسبت مسلح سازی (ρ) در جهت "i" (افقی یا عمودی) و در محل "j" (سر میخ یا جایگاه میانی) نشان داد :

$$\rho_{ij} = \frac{a_{ij}}{0.5h} \cdot 100 \quad (\text{معادله ۵-۴۹})$$

در این جا a_{ij} مقطع عرضی مسلح سازی در هر واحد عرضی در جهت "i" و مکان "j" می باشد . نسبت مسلح سازی حداقل - که در واحدهای SI و English هم نشان داده می شود - معمولاً در جایگاه میانی رخ می دهند و این گونه تعریف می شوند :

$$\rho_{\min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c} [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \quad (\text{معادله ۵-۵۰})$$

$$\rho_{\min}[\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c} [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \quad (\text{معادله ۵-۵۱})$$

نسبت مسلح سازی حداکثر ، بدین شکل می باشد :

$$\rho_{\min}[\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c} [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \quad (\text{معادله ۵-۵۲})$$

$$\rho_{\min}[\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c} [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \quad (\text{معادله ۵-۵۳})$$

از این رو مسلح سازی مکانی باید بدین گونه باشد : $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$.

علاوه بر این ، نسبت مسلح سازی در مکان های میخی و جایگاه میانی باید کمتر از ۲/۵ باشد تا اطمینان حاصل شود ، نسبت قابل مقایسه ای از ظرفیت های خمشی در این مکان ها به وجود آمده است .

۴-۶-۵ ظرفیت برش سوراخ کننده

۴-۶-۵-۱ مقدمه

گسیختگی برش سوراخ کننده روکش می تواند در اطراف سر میخ رخ دهد و باید در موارد زیر ارزیابی شود :

(۱) ارتباط صفحه ظرفیتی (مورد استفاده در وجه های موقت) و

(۲) ارتباط بخش بالایی (مورد استفاده در وجه های دائم)

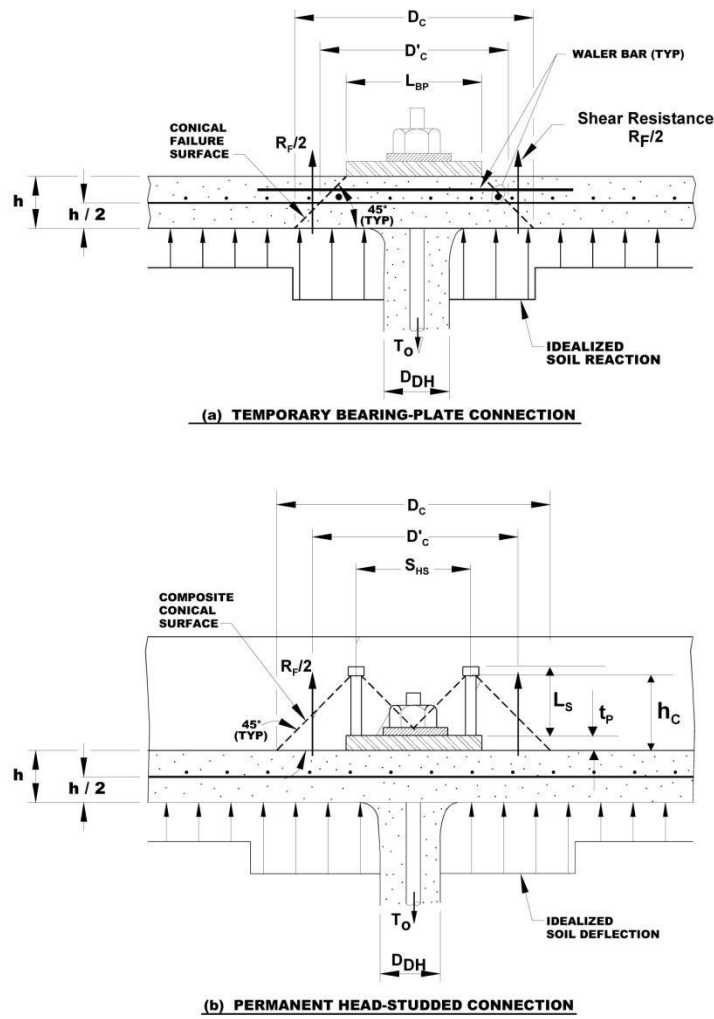
هم زمان با افزایش نیروی کششی سر میخ به یک مقدار اساسی ، شکاف ها می توانند در اطراف سر میخ یک مکانیزم گسیختگی باری را به وجود آورند . این باعث به وجود آوردن یک سطح مخروطی گسیخته می شود (همانند شکل ۲۱-۵) . این سطح گسیختگی از پشت صفحه ظرفیتی یا قسمت های سری بسط پیدا می کند و از طریق وجه (روکش) در زاویه ۴۵ درجه نفوذ می کند (همانطور که در شکل ۲۱-۵ آمده است) . اندازه مخروط بستگی دارد به ضخامت روکش و نوع ارتباط وجه و میخ (یا همان صفحه ظرفیتی یا قسمت های بالایی) .

۴-۶-۵-۲ ظرفیت برش سوراخ کننده روکش

همانطور که در مورد صفحات ساختاری در معرض بارهای متمرکز رایج است ، ظرفیت سر میخ (شکل ۲۱-۵) باید در حضور ظرفیت برش سوراخ کننده R_{FP} - ارزیابی شود و می توان آن را این گونه تعریف کرد :

$$R_{FP} = C_P V_F \quad (\text{معادله ۵-۵۴})$$

در این جا V_F همان نیروی برشی سوراخ کننده در ناحیه وجهی می باشد و C_P ضریب اصلاحی ای می باشد که مسئول شراکت ظرفیت حمایتی خاک می باشد .



شکل ۵-۲۱: حالت های گسیختگی برشی سوراخ کننده

نیروی گسیختگی سوراخ کننده را می توان با استفاده از معادلات استاندارد برای گسیختگی سوراخ کننده هم در واحد SI و هم در واحد English محاسبه کرد. این معادلات به اندازه سطح شکست مخروطی (با قطر D'_C در مرکز وجه و ارتفاع h_c ، همانطور که در شکل ۵-۲۱ نشان داده شده است) ، در سطح ورقه بتونی توجه دارند ؛ همانند :

$$V_F [kN] = 330 \sqrt{f'_c [MPa]} \pi D'_c [m] h_c [m] \tag{Equation 5.55}$$

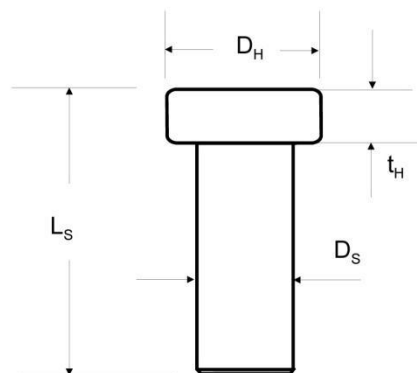
$$V_F [kip] = 0.58 \sqrt{f'_c [psi]} \pi D'_c [ft] h_c [ft] \tag{Equation 5.56}$$

در این جا :

D'_c = قطر موثر شکست مخروطی در مرکز مقطع (یعنی سطح شکست حلقوی متوسط به حساب می آید) و

$h_c =$ عمق موثر سطح مخروطی

ضریب اصلاحی c_p مربوط است به تاثیر فشار خاک پشت وجه که در جهت ثابت کردن مخروط عمل می کند . اگر هیچ واکنش فرعی ای در نظر گرفته نشود ، $c_p = 1$ خواهد بود . زمانی که واکنش خاک در نظر گرفته می شود c_p می تواند تا مقدار $1/15$ هم افزایش یابد . برای مقاصد عملی ، ضریب اصلاحی معمولاً حذف شده و $c_p = 1/0$ در نظر گرفته می شود . از این معادلات هم در اضلاع ثابت و هم در اضلاع موقت می توان استفاده کرد . اگرچه اندازه سطح مخروطی (مقادیر D'_c و h_c) باید تنظیم شود تا نوع خاص وجه مشخص شود . برای وجه موقت ، ابعاد صفحه ظرفیتی و ضخامت وجهی باید مورد توجه قرار گیرد . برای وجه ثابت ، ابعاد قسمت های بالایی (یا پایه های حمایتی) باید مورد توجه قرار گیرد . شکل ۵-۲۲ نشان دهنده جزئیات یک متصل کننده گل میخ معمولی می باشد . جدول ۶-A در ضمیمه A نشان دهنده خصوصیات اتصال دهنده های گل میخ معمولی می باشد .



شکل ۵-۲۲: هندسه یک گل میخ

اندازه موثر سطح های مخروطی را باید این گونه مشخص کرد :

وجه موقت (شکل ۵-۲۱a)

$$D'_c = L_{BP} + h \quad (\text{معادله } 5-57a)$$

$$h_c = h \quad (\text{معادله } 5-57b)$$

در این جا L_p طول ورقه ظرفیتی و h ضخامت روکش موقت می باشد .

وجه ثابت (شکل ۵-۲۱ b)

$$D'_c = \min \text{ of } (S_{HS} + h_c \text{ and } 2h_c) \quad (\text{معادله } 5-58a)$$

$$h_c = L_s - t_s + t_p \quad (\text{معادله } 5-58b)$$

در این جا S_{H_S} فاصله ی گل میخ ها ، L_S طول گل میخ ، t_H ضخامت قسمت سَری گل میخ و t_p ضخامت صفحه باربری می باشد . باتوجه به نیروی کششی در قسمت سَری میخ موجود در خاک $-T_0$ (شکل ۲۱-۵) و همچنین ظرفیت گسیختگی سوراخ کننده روکش $-R_{FP}$ ضریب اطمینان در برابر گسیختگی سوراخ کننده روکش (FS_{FP}) را می توان اینگونه تعریف کرد :

$$FS_{FP} = \frac{R_{FP}}{T_0} \quad (\text{معادله ۵-۵۹})$$

به طور کلی ، حداقل ضریب اطمینان $1/35$ ، برای بارهای استاتیک در دیوارهای موقت و مقدار $1/5$ برای بارهای استاتیک در دیوارهای ثابت به کار می رود .

۵-۶-۵ ظرفیت کششی گل میخ برای روکش دائم

ظرفیت کششی اتصال دهنده های گل میخ (یا پایه های حمایتی) که باعث اتصال میخ به روکش دائم می شوند باید مورد تایید قرار بگیرد . (همانطور که در شکل ۱۶-۵ نشان داده شده است) . ظرفیت سَری میخ در برابر گسیختگی کششی قسمت های بالایی $-R_{HT}$ این گونه محاسبه می شود :

$$R_{HT} = N_H A_{SH} f_y \quad (\text{معادله ۵-۶۰})$$

در این جا :

N_H = تعداد گل میخ ها (یا پایه های حمایتی) در اتصال (که معمولاً ۴ عدد هستند) .

A_{SH} = ناحیه مقطعی ستون قسمت بالا ؛ و

F_y = قدرت تسلیمی کششی گل میخ

با توجه به نیروی کششی در بالای میخ خاکی T_0 (شکل ۲۱-۵) و ظرفیت کششی گل میخ ها $-R_{HT}$ ضریب اطمینان در برابر شکست کششی قسمت های سَری (FS_{HT}) را می توان این گونه تعریف کرد :

$$FS_{HT} = \frac{R_{HT}}{T_0} \quad (\text{معادله ۵-۶۱})$$

برای بارهای استاتیک ، حداقل ضریب ایمنی در دیوارهای موقت برای فولاد A307 (یا $1/5$ برای فولاد A325) برابر $1/8$ و دیوارهای ثابت برابر $2/0$ می باشد . (یا $1/7$ برای فولاد A325) . ممکن است گل میخ ها بر سطح باربری بتونی ، فشار اضافه ای را وارد کنند . فشار بر بتون در پشت سر گل میخ ها در محدوده ی قابل تحمل ، تضمین خواهد بود ، اگر شرایط هندسی ذیل برآورده شود : (ACI / 1998)

$$A_H \geq 2.5 A_{SH} \quad (\text{معادله ۵-۶۲})$$

$$t_H \geq 0.5 (D_H - D_S) \quad (\text{معادله ۵-۶۳})$$

در این جا :

$$A_H = \text{مقطع عرضی سر میخ}$$

$$t_H = \text{ضخامت سر}$$

$$D_H = \text{قطر قسمت سری ؛ و}$$

$$D_H = \text{قطر محور گل میخ}$$

برای بوجود آوردن حمایت کافی ، گل میخ ها باید حداقل تا وسط بخش بسط یابند ؛ در حالی که ان حداقل پوشش ۵۵۰mm (۲in) را حفظ کرده باشد ؛ برای بوجود آوردن ظرفیت حمایتی بیشتر ، گل میخ ها باید ان قدر طویل باشند که سر در پشت بخش مسلح سازی شده قرار گیرد . زمانی که از پایه های پیچی به همراه گل میخ ها استفاده می شود ، ناحیه عرضی موثر پایه ها باید در معادلات بالا ، محسوب شود . ناحیه عرضی موثر A_E - پایه های پیچی ، این گونه محاسبه می شود :

$$A_E = \frac{\pi}{4} \left[D_E - \left(\frac{0.9743}{n_t} \right) \right]^2 \quad (\text{معادله ۵-۶۴})$$

در این جا :

$$D_E = \text{قطر موثر هسته پایه ؛ و}$$

$$n_t = \text{تعداد پیچ ها در هر واحد طولی}$$

ارزیابی های موجود در این بخش به علت ارتباطشان با حالت های شکست وجهی - در روش شناسی مرحله به مرحله فصل ۶ آورده شده است .

۵-۷ رفتار تغییر شکل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

۵-۷-۱ جابه جایی های دیوار

طی فرآیند ساخت و بعد از اتمام آن، دیوار میخ گذاری شده و خاک پشت آن، شروع به تغییر شکل به سمت خارج می کنند. حرکت به سمت خارج توسط چرخش اضافی در زانوی دیوار رخ می دهد (مشابه به حرکت دیوار نگه دارنده تیر طره ای). اکثر این جابه جایی ها طی فرآیند حفاری خاک در مقابل دیوار رخ می دهند (یا کمی بعد از حفاری). تغییر شکل بعد از ساخت و ساز، مربوط به رها سازی فشار و حرکت لغزشی می باشد، که علت آن ها هم افزایش متوسط قدرت کششی در میخ موجود در خاک، بعد از ساخت و ساز می باشد (که قبلاً به آن پرداخته ایم). جا به جایی عمودی (یا استقرار ها) دیوار در وجه معمولاً کوچک بوده و مقدار آن ها از لحاظ ترتیبی مشابه جابه جایی های افقی در بالای دیوار می باشد. به طور کلی جابه جایی های افقی و عمودی وجه بستگی به عوامل زیر دارند:

- ارتفاع دیوار $-H$ (تغییر شکل تقریباً به صورت خطی با افزایش ارتفاع، زیاد می شود).
- هندسه دیوار (یک دیوار عمود نسبت به یک دیوار شکستی، تغییر شکل بیشتری را به وجود می آورد).
- فاصله ی میخ ها و ارتفاع حفاری (فاصله ی بزرگ تر میخ و حفاری های نموی ضخیم تر، تغییر شکل های بیشتری را به وجود می آورند).
- ضریب کلی اطمینان F_{SG} های کوچک تر، تغییرات شکلی بزرگتری را به وجود می آورند).
- نسبت طول میخ به ارتفاع دیوار (میخ های کوتاه تر در رابطه با ارتفاع دیوار، تغییر شکل افقی بیشتری را به وجود می آورند).
- تمایل میخ (میخ های خاکی شیب دار تر، تغییر شکل افقی بیشتری را به وجود می آورند، علت آن هم بسیج ناکارآمد بارهای کششی در میخ ها می باشد)؛ و
- مقدار بار اضافه (بار اضافه همیشگی بر دیوار تغییر شکل را افزایش می دهد).

داده های تجربی نشان می دهد که برای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک با L/H معمولی بین $1/0$ تا $0/7$ بار اضافی قابل اغماض و مقدار ضرایب کلی اطمینان مقادیر $1/5$ ، جابه جایی های حداکثر بلند مدت افقی و عمودی دیوار در بخش بالای دیوار $-\delta_h$ و δ_v به ترتیب، می تواند این گونه باشد:

$$\delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H \quad (\text{معادله ۶۵-۵})$$

در این جا:

$\left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i$ = نسبت وابسته به شرایط خاکی "i" نشان داده شده در جدول زیر؛ و

H = ارتفاع دیوار

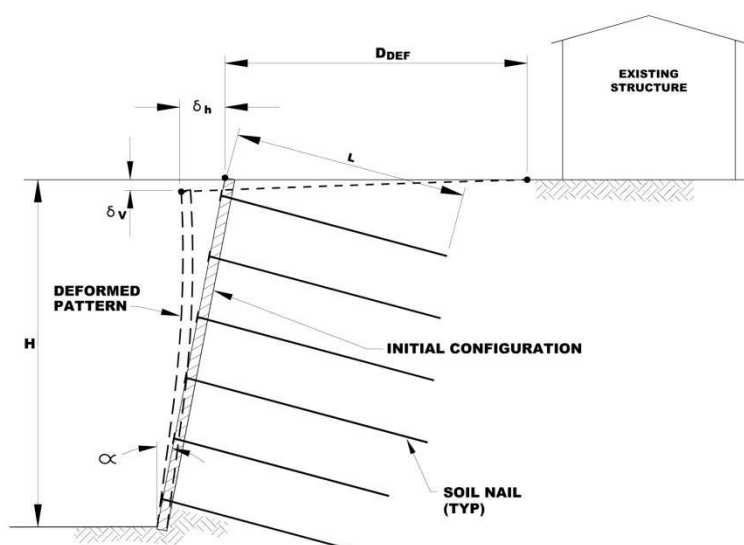
اندازه ناحیه تاثیر (شکل ۳-۵) - جایی که ممکن است تغییر شکل زمینی قابل توجهی اتفاق بیفتد - از طریق فاصله افقی پشت دیوار میخ گذاری شده (D_{DEF}) تعریف شده است و آن را می توان با معادله زیر تخمین زد :

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C (1 \tan \alpha) \quad (\text{معادله ۵-۶۶})$$

در این جا α = زاویه خمیدگی دیوار می باشد و C ضریب نشان داده شده در جدول ۲-۵ می باشد .

جدول ۲-۵ : مقادیر (δ_h/H_i) و C به عنوان تابع های شرایط خاک

متغیر	صخره آب و خاک سخت	خاک سنی	خاک ریزدانه
$\delta_h/H, \delta_v/H$	۱/۱۰۰۰	۱/۵۰۰	۱/۳۳۳
C	۱/۲۵	۰/۸	۰/۷



شکل ۲۳-۵ : تغییر شکل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

جابه جایی های نشان داده شده در شکل بالا ، تقریباً کوچک هستند و قابل مقایسه هستند با جابه جایی های سیستم های حائل و دیوارهای حمایتی. این تخمین ها از تغییر شکل تبدیل به مقادیر طراحی پیشنهادی شده اند . معیار تغییر شکل قابل قبول (تolerانس) بستگی به پروژه (طرح) دارد و این معیار نه تنها باید مقادیر تغییر شکل را محاسبه کند ، بلکه باید گستره ناحیه پشت دیوار را هم - ناحیه ای که ممکن است تحت تاثیر حرکت های دیوار باشد - در نظر داشته باشد . برای اولین تخمین ، شکست های افقی بزرگ تر از $0.05H$ طی ساخت و ساز باید عامل اصلی دغدغه باشند ، زیرا این شکست ها محدوده حداکثر عملکرد قابل قبول را نشان می دهند .

زمانی که تغییر شکل های مفراط، به علت آرایش خاصی از دیوار، محتمل باشند، می توان تغییراتی را در طرح اصلی دیوار به وجود آورد. تغییر شکل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک را می توان با استفاده از موارد ذیل کاهش داد: استفاده از دیوار پخ زده، نصب میخ های بلندتر در قسمت بالای دیوار، استفاده از یک ضریب اطمینان بالاتر و حتی استفاده از پایه های زمینی در اتصال با میخ های موجود در خاک. علاوه بر این برخی مهندسیین از میخ هایی استفاده کرده اند که در طول خودشان قرار گرفته و کمی مورد کشش (فشار) قرار گرفته اند تا بتوانند کمی از مقاومت کششی میخ را بدون تغییر شکل جرم خاک نزدیک به وجه دیوار، جابه جا کنند. در این موارد بعد از این که کشش کامل می شود، میخ ها کاملاً دوغابی می شوند و شات کریت قبل از حفاری بعدی اعمال می شود. بررسی بعد از فرآیند ساخت و ساز در جابه جایی های دیوار میخ گذاری شده در خاک نشان می دهد که جابه جایی های دیوار میخ گذاری شده در خاک نشان می دهد که جابه جایی های بعد از ساخت و ساز دیوار هنوز ادامه دارند - گاهی اوقات تا بیش از ۶ ماه - و این بستگی به نوع زمین دارد. معمولاً، تغییر شکل بعد از ساخت و ساز تا ۱۵ درصد تغییرات مشاهده شده (بعد از ساخت) را افزایش می دهد. در نتیجه این حرکت ها، کشش بیشتری در میخ ها به وجود می آید. به طور کلی، خاک های ریزدانه با الاستیسیته بالا (یعنی تقریباً $PI > 20$ و حجم آبی بالا) یعنی $LI > 0.2$ تغییر شکل را برای بازه های زمانی طولانی تری، تحمل می کنند.

۲-۷-۵ تغییر شکل های لرزه ای ثابت

تجربه نشان داده است که تغییر شکل های ثابت کوچک هستند، البته زمانی که از گستره معمولی ضرایب لرزه ای (یعنی بین $0.5 \leq kh/A_m \leq 0.67$) در طراحی سیستم های دیواری میخ گذاری شده در خاک، استفاده شود. اگرچه این امر تا زمانی درست می باشد که استحکام خاک پشت دیوار طی فرآیندهای لرزه ای، تا حد زیادی کاهش نیافته باشد. تغییر شکل های ثابت دیوارهای میخ گذاری شده در خاک را که ناشی از حوادث لرزه ای هستند، می توان از طریق فرآیند نیومارک تخمین زد. همانطور که قبلاً گفته شد، این روش شامل محاسبه جابه جایی جرم لغزشی بالقوه خاک - به طور مشابه با محاسبه لغزش یک واحد سفت بر تپه قرار گرفته در بارگیری های دوره ای - می باشد. جزئیات بیشتر این روش را می توان در مقالات دیگر یافت (کرامر ۱۹۹۶؛ کاوازانجین، ۱۹۹۷).

۸-۵ برنامه های کامپیوتری برای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

۱-۸-۵ مقدمه

چندین برنامه کامپیوتری برای تحلیل و طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، به وجود آمده است . همچنین برنامه های زیادی در مورد مقاومت شیبی ، این امکان را به وجود آورده اند که انواع مختلفی از مسلح سازی های خاکی را مدل سازی کرد (از جمله استفاده از میخ های موجود در خاک و پشتیبان های زمینی) . اگرچه میخ های خاکی را می توان در اکثر برنامه ها مورد استفاده در مورد مقاومت شیبی لحاظ کرد ، طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک و به خصوص طول میخ ها ، در این برنامه ها ان قدر روشن و واضح نیست (بر خلاف برنامه هایی که اختصاصاً برای کاربرد میخ های خاکی طراحی شده اند) .

دو برنامه مهم و رایج کامپیوتری در آمریکا برای طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، GOLDNAIL و SNAIL می باشد . خصوصیات اصلی این برنامه ها در قسمت ذیل مطرح می شود . ضمیمه E حاوی راهنمای کاربرد برای داده های ورودی و استفاده از SNAIL می باشد .

۲-۸-۵ برنامه کامپیوتری SNAIL

SNAIL یک برنامه کامپیوتری بر پایه Dos (نسخه ۳/۰۹) می باشد که توسط وزارت حمل و نقل کالیفرنیا در سال ۱۹۹۱ طراحی شده است . این برنامه بر پایه یک توازن محدود دو بعدی قرار دارد که تنها توازن نیروها را در خود لحاظ می کند . سطح گسیختگی یا دو خطی از (زمانی که سطح گسیختگی از پایه به وجود آمده باشد) یا سه خطی (زمانی که سطح گسیختگی از انتهای حفاری جایی دور از پایه به وجود آمده باشد) می باشد . در مورد سطح گسیختگی سه خطی نیروهای مقاومتی در وجه پایینی زیر دیوار - با فرض شرایط زمینی منفعل با تمایل نیروی منفعل ثابت شده در زاویه اصطکاک جابه جا شده - محاسبه می شوند . روش های موجود در SNAIL تنها توازن نیروها را در خود لحاظ می کنند . از این رو به طور کلی اگرچه نیروهای درون واحدی در موازنه قرار دارند ، ولی توازن گشتاور به طور همزمان از این روش به دست نمی آید . این برنامه به کاربر این امکان را می دهد که ناحیه ای که برنامه به دنبال مهمترین سطح می گردد را مشخص می کند . عمل جستجو در ۱۰ نود (گره) از پهنای تحقیقاتی (که قبلاً آن را تعریف کردیم) انجام شده و از این رو ۵۶ سطح را در هر گره (نود) امتحان می کند . در حالی که مجموع سطوح مورد جستجو ۵۶۰ می باشد ، SNAIL ان ۱۰ سطح مهم را بر روی صفحه و در فایل خروجی گزارش می دهد . اگرچه این برنامه ویندوز محور نمی باشد ، ورود داده ها آسان و کارآمد می باشد . SNAIL می تواند تا بیش از ۶ مدل لایه های خاکی را طراحی کند . بیش از دو قسمت شیبی را می توان در پایه مدل سازی کرد . سطح فری آتیک یا پیزومتریک تنها با سه نقطه تعریف می شود . SNAIL امکان توزیع بارهای اضافی واحد (عمودی) بیش از دو تا و به وجود آوردن نیروی داخلی یا خارجی (افقی یا مایل) را می دهد . از این رو می توان دیوار میخ گذاری شده در خاک را با یک حمایت کننده در زمین ، مدل سازی کرد . لایه های خاکی به صورت خط هایی با نقاط نهایی (پایانی) مدل سازی شده اند ، که مختصات این لایه ها توسط کاربر وارد می شود .

این برنامه برای مدل سازی سازند های زمینی پیچیده با محدودیت روبه رو است ولی از آن برای تحلیل و طراحی گستره وسیعی از شرایط ساده و هندسه ها می توان استفاده کرد. برای شرایط پیچیده در دیوار، زمین و شرایط بارگیری، طراح ممکن است به علت محدودیت های برنامه ساده سازی هایی را انجام دهد. ورودی های لازم برای مسلح کردن شامل موارد زیر می باشد: مکان میخ، تمایل میخ، فضا سازی افقی و عمودی میخ و مقاومت کششی میخ. این داده ها را می توان به راحتی به تمام میخ ها (یعنی همان ویژگی های میخ واحد) یا تک تک به هر میخ نسبت داد. داده های ورودی لازم برای پارامترهای خاکی عبارتند از: وزن واحد، قدرت برش نهایی، قدرت پیوندی و ضریب کاهش مقاومت پیوندی (BSRF)؛ که این ضریب (BSRF) بدین دلیل طراحی می شد که بتوان به صورت آسان و منتخب، مقادیر مقاومت های پیوندی برخی از میخ ها را کاهش داد. ممکن است BSRF به صورت معکوس ضریب اطمینان برای مقاومت پیوندی یا ظرفیت خارجی (F_{Sp}) تعریف شود. زمانی که BSRF با F_{Sp} همراه شود، (BSRF) از ۰/۵ تا ۰/۷ متغیر می شود. سایر پارامترهای ورودی در برنامه شامل موارد زیر می شوند: ناحیه مقطع عرضی میخ، مقاومت تسلیمی (خمشی) میخ و ظرفیت برش سوراخ کننده روکش. با وارد کردن ضرایب لرزه ای افقی و عمودی (که آن ها را قبلاً توضیح دادیم)، تحلیل شبه استاتیک را می توان در SNAIL انجام داد.

معیار مقاومتی خاک در SNAIL، پوشش خطی و معمولی مور - کولومب می باشد. پارامترها را می توان هم به صورت واحدهای metric و هم به صورت واحدهای English وارد کرد. ورودی مقاومتی میخ همراه با ورودی خاک است نه با ورودی میخ. از این رو اگر نیاز باشد مقاومت های استحکامی متفاوتی را در یک پروفایل خاکی غیر همگون مدل سازی کرد، یک لایه خاکی جدید را باید تعریف کرد. اگرچه این برنامه به صورت مختص برای دیوارهای حمایتی زمینی - همان طور که قبلاً گفته شد - را محاسبه کرد. همچنین از این رو که این برنامه امکان این را به سطوح گسیختگی می دهد که تا زیر دیوار در حفاری بروند، یک تخمین تقریبی از مقاومت ظرفیتی را می توان از طریق این برنامه به دست آورد؛ البته اگر سطح گسیختگی زیر دیوار به حساب آید. تحلیل های لغزشی از طریق SNAIL تقریبی هستند، زیرا این برنامه محدود به تنها یک سطح مسطح زیر دیوار می شود و محاسبه مقاومت منفعل خاک در این مکان به صورت ساده شده ای از طریق فرمول رانکین صورت می گیرد. طراح می تواند پارامترهای ورودی را به صورت واکنشی تغییر دهد و تحلیل را دوباره انجام دهد تا زمانی که معیار طراحی برای مکان ها، قطرها و طول میخ برآورده شود. نتایج به صورت تصویری بر روی صفحه و بر فایل های خروجی نشان داده خواهد شد. صفحه برون داد، حاوی حداقل اطلاعات می باشد. فایل های برون دادی نیروها را برای هر میخ و برای هر ۱۰ سطح گسیختگی تحلیل شده، فراهم می کنند. گزارش مهمترین حالت های گسیختگی در فایل خروجی می آید. همچنین این برنامه نیروی میانگین میخ را مطابق با $F_{SG} = 1$ به وجود می آورد، که از آن در محاسبه نیروهای کششی میخ استفاده می شود. این میانگین از طریق برنامه زمانی که $F_{SG} = 1$ باشد (یعنی بسیج کامل مقاومت خاکی - از طریق تقسیم مجموع تمام نیروهای میخ بر کل، تعداد میخ ها - محاسبه می شود

. به طور خلاصه ، این برنامه ضریب کلی اطمینان و F_{SG} را محاسبه کرده و اگر ظرفیت وجهی واقعی (یعنی حداقل R_{FF}, R_{FP} یا R_{HT}) و مقاومت کششی میخ وارد شده باشد ، می توان حالت گسیختگی کنترل کننده را نیز محاسبه کرد (یا گسیختگی های کششی میخ ، گسیختگی وجهی یا مقاومت کلی) .

مزیت بزرگ این برنامه آن است که عمومی بوده و می توان به راحتی آن را از اینترنت دانلود کرد و این که

<http://www.dot.ca.gov/hq/esc/geotech/request.htm>

رایگان می باشد . اگرچه یک حمایت فنی محدود از جانب CALTRANS برای برنامه وجود دارد .

۳-۸-۵ برنامه کامپیوتری GOLDNAIL

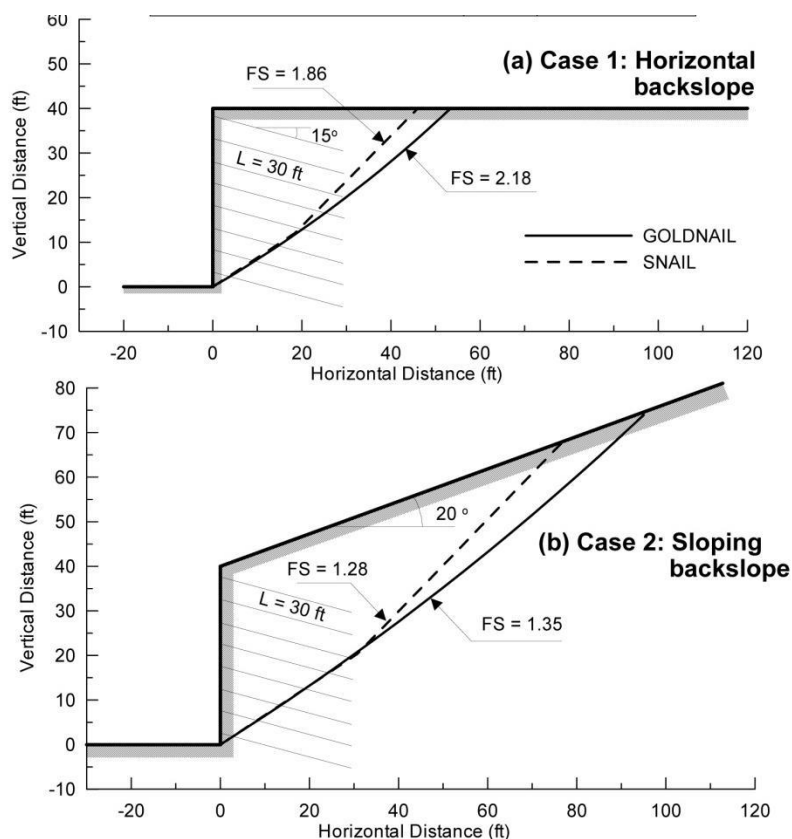
برنامه GOLDNAIL یک برنامه ویندوز محور متنوع (نسخه ۳/۱۱) می باشد که در سال های ۱۹۹۳-۱۹۹۸ توسط شرکای گولدر بوجود آمد . داده ها را می توان به راحتی وارد کرد ، زیرا این داده ها به صورت جدول هایی طبقه بندی شده و این باعث می شود که عملیات تصحیح خطاها در صفحه آسانتر شود . این برنامه در سه حالت کار می کند : (۱) طرح (۲) ضریب اطمینان (۳) حالت های بار میخ . در حالت طراحی ، یک شروع آزمایشی آغاز می شود ؛ در نتیجه برنامه می تواند ویژگی های میخ را تغییر دهد (یعنی مقاومت پیوندی ، طول ، قطر و فضا سازی) تا زمانی که یک ضریب اطمینان دلخواه بوجود آید . در حالت ضریب اطمینان ، ضریب کلی اطمینان برای پارامترهای ورودی خاص محاسبه می شود . در حالت بار میخی ، برنامه نیروهای کششی حداکثر را در میخ های خاکی (طبق روش طراحی فشار مجاز (ASD)) به وجود می آورد تا قطر میخ و ویژگی های فضا سازی را طراحی کند . این برنامه می تواند تا بیش از ۱۳ لایه خاکی را مدل سازی کند ؛ بعلاوه مدل سازی موارد روبه رو : شیب های پیچیده و هندسه های زیر سطحی ، توزیع های بار اضافی افقی و عمودی ، آب زیر زمینی و ضرایب افقی شبه استاتیک . محدودیت این برنامه آن است که تمام میخ ها باید فاصله و تمایل یکسانی داشته باشند . اگرچه این برنامه برای اکثر طرح ها مشابه می باشد ، این فرضیه ممکن است برای برخی از موارد بسیار محدود کننده باشد . محدودیت دیگر این برنامه آن است که هندسه های واحدی / وجهی در نظر گرفته نمی شود . تنها سطوح گسیختگی حلقوی موجود هستند . علاوه بر این ، دایره های گسیختگی تنها می توانند در پایه یا از بالای پایه ، عبور کننده از این رو ، ظرفیت لغزش و تحمل را نمی توان با این برنامه ارزیابی کرد و تحلیل گر برای ارزیابی ظرفیت لغزش و تحمل - اگر لازم باشد - باید به فرآیندها یا برنامه های کامپیوتری دیگری متوسل شود . معیار مقاومتی خاک یک پوشش خطی مور - کولومب می باشد ، با گزینه انتخاب یک پوشش مقاومتی دو خطی . این گزینه مفید می باشد ، زیرا این امکان را به وجود آورد که یک مدل سازی نزدیکی از رفتار خاکی غیر خطی (طولی) صورت گیرد و کاربر می تواند یک زاویه اصطکاک کم تری را در فشار محدود کننده بالاتر مشخص کند (در مقایسه با مقادیر پیش بینی شده در فشارهای محدود کننده پایین تر) . از GOLDNAIL برای تحلیل شیب ها و دیوارهای غیر مسلح و دیوارهای مهار شده در زمین ، نیز استفاده می شود . در موارد غیر مسلح ، این برنامه می

تواند توزیع های فشاری متفاوت بر وجه دیوار را کنترل کند . این برنامه گشتاور و موازنه نیرویی را برآورده می کند. مشابه با روش های مقاومتی شبیهی GOLDNAIL جرم لغزشی بالقوه را تقسیم بر قطعات عمودی می کند . این برنامه به صورت تکراری توزیع فشارهای عادی در پایه قطعات را تغییر می دهد ، تا زمانی که توازن نیرویی و گشتاوری به دست آید . داده های ورودی را می توان به صورت واحدهای English , SI یا هر سیستم واحدی دیگری وارد کرد . این برنامه امکان لحاظ شدن ضرایب (کاهشی) مقاومتی -در زمان انتخاب روش طراحی ضریب های مقاومتی و باری (LRFD)-و ضرایب اطمینان - در هنگام استفاده از روش ASD-را می دهد . نتایج بر روی صفحه و در فایل های خروجی ، ترسیم می شود . اطلاعات تصویری محدود می شود به ضریب اطمینان حداقل و دوره مهم به دنبال آن . فایل های خروجی بیانگر نیروهای حداکثر میخ بود و نوع کنترلی حالت گسیختگی را گزارش می کنند . قیمت برنامه GOLDNAIL چیزی در حدود ۱/۰۰۰ دلار می باشد (دسامبر ۲۰۰۰) و این هزینه شامل پشتیبانی فنی هم می شود .

۴-۸-۵ مقایسه SNAIL و GOLDNAIL

برای هدف موجود در این مقاله ، دو مورد با استفاده از برنامه های SNAIL و GOLDNAIL مورد تحلیل قرار گرفته اند تا عملکردهای این دو برنامه باهم مورد مقایسه قرار گیرد . شکل ۲۴-۵ نشان دهنده هندسه و چینش خاک مورد استفاده در طراحی دو نوع دیوار میخ گذاری شده در خاک ، می باشد .

$120P_{CF}$	ϕ	وزن واحد خاک
32 درجه	\emptyset	زاویه اصطکاک خاک
$100P_{SF}$	C	انسجام خاک
4 اینچ	D_{OH}	قطر سوراخ حفاری
$5P_{SI}$	q_u	مقاومت نهایی پیوندی
2/0	F_{SP}	عامل امنیتی خارجی
$30f_t$	L	طول تکه میخ
$1/0in^2$	A_t	ناحیه عرضی میخ
$60K_{Si}$	f_t	مقاومت تسلیمی فولاد
100klip	R_F	ظرفیت های وجهی مهم



شکل ۲۴-۵: تحلیل پایداری. مقایسه نتایج بین SNAIL و GOLDNAIL

مقاومت پیوندی برای این مقایسه عمده‌اً زیاد انتخاب شد - حداقل در یکی از موارد - تا بتوان ضرایب اطمینان تقریباً بالا را به دست آورد. این راه کار برای شرایط تحلیل شده، گستره وسیعی از ضرایب اطمینان محاسبه شده را به وجود می آورد. در اولین مورد (شکل ۲۴a-۵)، با استفاده از مقاومت های پیوندی تقریباً بالا و شیب عقبی افقی، بخشی از دیوار ثابت، مورد بررسی و تحلیل قرار گرفت. برای این مورد، ضریب اطمینان کلی محاسبه شده با استفاده از SNAIL و GOLDNAIL به ترتیب $1/86$ و $2/118$ بوده است. در دومین مورد (شکل ۲۴b-۵) یک قسمت از دیوار با شیب عقبی لحاظ شد و ضریب اطمینان محاسبه شده برای SNAIL و GOLDNAIL به ترتیب برابر $1/28$ و $1/35$ بوده است. تحلیل های اضافی با استفاده از هر دوی این برنامه های کامپیوتری و تجربیات پروژه ای، نشان می دهند که ضریب اطمینان محاسبه شده با این برنامه های کامپیوتری معمولاً برای گستره معمولی ضرایب اطمینان بین $1/35$ و $1/5$ تا 5 تا 10 درصد فرق می کند. تغییرات بیشتر - تا بالای 20 درصد در F_{SG} محاسبه شده برای ضرایب اطمینان بزرگتر از $1/75$ رخ می دهد؛ روشی که مشابه می باشد با فرآیندهای مشاهده شده در مطالعات مقایسه ای قبلی از روش های تحلیلی میخ گذاری در خاک. این نتایج را هم می توان با فرایندهای مشاهده شده در یک مطالعه جدیدتر مقایسه کرد؛ جایی که عملکرد بسته های نرم افزاری مختلف برای تحلیل مقاومت شیبی، مورد ارزیابی قرار گرفت. SNAIL همیشه ضرایب اطمینان پایین تر از ضرایب بدست آمده از GOLDNAIL را ارائه نمی دهد؛ اگرچه این مورد مقایسه نشان داده شده در شکل ۲۴-۵ وجود نداشت. یکی از عوامل ایجاد تفاوت در نتایج محاسبه شده از دو برنامه، وجود فرضیه متفاوت توزیع نیرو در میخ می باشد، فرض

SNAIL بر توزیع خطی نیروهای میخ می باشد که این نیروها از صفر در پایان (انتهای) میخ شروع شده و به مقدار حداکثر خود می رسند که این مقدار از سطح گسیختگی وجه دیوار ، ثابت باقی می ماند . در GOLDNAIL ، فرض بر کاهش نیروی میخ نزدیک به وجه دیوار می باشد . اگرچه ضریب اطمینان برای مقاومت کلی، زیاد نسبت به این توزیع ها ، حساس نمی باشد (همانطور که از طریق تحلیل مقایسه ای خاک مسلح با استفاده از توزیع های نیرویی مختلف در طی مسلح سازی نشان داده شده است . هر دوی این برنامه های کامپیوتری ، امکان طراحی سریع و کامل موقعیت های مواجه شده در کاربردهای دیوارهای میخ گذاری شده را می دهند . تفاوت عملکردی مهم این دو برنامه در توانایی برنامه ها در مدل سازی هندسه های پیچیده و خصوصیات خاکی می باشد و همچنین راحتی استفاده از این برنامه ها در وارد کردن داده ها و تفسیر نتایج . علی رغم تفاوت موجود بین سطح گسیختگی دو خطی (یا سه خطی) در SNAIL و سطوح گسیختگی حلقوی در GOLDNAIL ، سطوح مهم محاسبه شده ، نشان دهنده مکان های مشابهی هستند (همانند شکل ۲۴-۵) . برای شرایط زیر سطحی پیچیده تر (برای مثال شالوده نرم یا رگه ضعیف در زیر دیوار میخ گذاری شده) از GOLDNAIL نمی توان استفاده کرد ، زیرا سطوح گسیختگی محدود هستند به مکان هایی در حفاری یا بالای حفاری . هیچ یک از این برنامه ها نمی توانند سطوح گسیختگی ترکیبی را تحلیل کنند ، این امر زمانی ممکن است رخ دهد که لایه های خاکی چندگانه با مقاومت های متفاوتی ، وجود داشته باشند . همچنین هیچ یک از این برنامه ها نمی توانند ، ترک ها را در سطح زمین ، شبیه سازی کنند . همانطور که قبلاً گفته شد ، مزیت مهم SNAIL این است که می توان آن را به سرعت از اینترنت دانلود کرد و این که رایگان می باشد . اگرچه پشتیبانی فنی محدود می باشد .

۹-۵ ضرایب اطمینان پیشنهاد شده برای روش ASD

این روش به خلاصه کردن و ارائه پیشنهاد هایی برای ضریب اطمینان حداقل در طراحی دیوارهای میخ گذاری شده می پردازد ؛ (برای هر یک از حالت های گسیختگی متفاوت توصیف شده در روش ASD) . ضرایب اطمینان پیشنهاد شده - تغییر داده شده توسط بیرن و همکارانش (۱۹۹۸) - برای بارهای استاتیک و لرزه ای و ساختارهای موقت و دائمی در نظر گرفته شده است (جدول ۳-۵) . ضرایب اطمینان پیشنهاد شده تنها در مورد روش ASD قابل اجرا هستند (جایی که بارها غیر ضریبی هستند) (مراجعه شود به بخش ۱-۵) .

جدول ۳-۵: ضرایب اطمینان پیشنهادی حداقل برای طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک با استفاده از روش ASD

ضریب اطمینان پیشنهادی کمینه			نشانه	عنصر مقاومتی	نحوه ی گسیختگی
بارهای لرزه ای (سازه های موقت ودائم)	بارهای استاتیکی				
	سازه ی دائم	سازه ی موقت			
۱/۱	۱/۵	۱/۳۵	FS_G	پایداری کلی (دراز مدت)	پایداری بیرونی
-	۱/۲ - ۱/۳		FS_G	پایداری کلی (گودبرداری)	
۱/۱	۱/۵	۱/۳	FS_{SL}	لغزش	
۲/۳	۳	۲/۵	FS_H	ظرفیت تحمل	پایداری درونی
۱/۵	۲		FS_P	مقاومت بیرون کشیدگی	
۱/۳۵	۱/۸		FS_T	مقاومت کششی میلگرد	
۱/۱	۱/۵	۱/۳۵	FS_{FF}	خمش روکش	مقاومت روکش
۱/۱	۱/۵	۱/۳۵	FS_{FP}	برش سوراخ کننده ی روکش	
۱/۵	۲	۱/۸	FS_{HT}	کشش گل میخ (A307 Bolt)	
۱/۳	۱/۷	۱/۵	FS_{HT}	کشش گل میخ (A325 Bolt)	

تذکرها:

- ۱- برای ساختارهای ثابت و غیر مهم، برخی از شرکت ها طرح بارهای استاتیک و شرایط بلند مدت با $FS_G = ۱/۳۵$ را می پذیرند؛ زمانی که عدم قطعیت کمتری وجود دارد، به علت اطلاعات جغرافیایی کافی و تجربه مکانی و موفقیت آمیز بر میخ گذاری در خاک.
- ۲- گروه دوم از ضرایب اطمینان برای مقاومت کلی برای حفاری موقت تطابق دارند، که برای بیش از ۴۸ ساعت قبل از نصب میخ ها، به صورت غیر حمایتی باقی می ماند. ممکن است مقادیر بزرگ تر را در مورد ساختارهای مهم تر یا زمانی که عدم قطعیت بیشتری در مورد شرایط خاکی وجود دارد، به کار برد.
- ۳- ضرایب اطمینان برای ظرفیت تحملی زمانی قابل اعمال هستند که از معادلات استاندارد ظرفیت تحملی استفاده شود. در هنگام استفاده از برنامه های تحلیل مقاومت برای ارزیابی این حالت های گسیختگی، ضرایب اطمینان برای مقاومت کلی اعمال می شود.

۵-۱ ترکیب های بار (تخلیه)

دیوارهای میخ گذاری شده در خاک - در پروژه های معمولی بزرگراه ها - در معرض بارگیری (تخلیه های) متفاوتی در چرخه ی زندگی شان هستند. از بارهای معمولی می توان به موارد زیر اشاره کرد:

بارهای مرده (ساکن) (یعنی وزن سیستم دیوار میخ گذاری شده در خاک، فشار جانبی زمین، وزن ساختار نزدیک بالای زمین) بارهای ترافیکی، بارهای تأثیری (یعنی برای مثال برخورد وسایل نقلیه بر روی مانع های بالای دیوار میخ گذاری شده در خاک) و بارهای زمین لرزه ای. جدول ۴-۵ نمایانگر انواع بارها برای ساختارهای بزرگراهی توسط AASHTO (۱۹۹۶) می باشد.

چندین ترکیب باری - که شامل دو نوع انواع بار یا بیشتر هستند - باید در طراحی در نظر گرفته شوند ، تا مهمترین شرایط باری ارزیابی شوند . هر ترکیب باری (یا گروه باری در AASHTO (۱۹۹۶)) احتمال وقوع بارهای هم زمان مختلف ای را که ممکن است هر ساختار در طول زندگی اش با آن مواجه شود ، در نظر می گیرد . تاثیر گروه باری (N) را می توان به صورت کلی ، این گونه نشان داد :

$$N = \gamma_n \left(\sum \beta_{in} Q_{in} \right) \quad (\text{معادله ۵-۶۷})$$

در این جا «

$$\begin{aligned} \varphi_n &= \text{عامل بار برای گروه باری "n"} \\ n &= \text{اندیسی که بیانگر تعداد گروه بار می باشد} \\ B_{in} &= \text{ضریب ترکیب بار برای نوع بار "i" و گروه باری "n"} \\ i &= \text{زیر نویسی که نشان دهنده نوع بار می باشد (جدول ۴-۵) و} \\ Q_{in} &= \text{نوع بار} \end{aligned}$$

جدول ۴-۵: انواع بارهای معمولی

نشانه	نوع بار	i
D	بار ساکن (یا بار دائم)	۱
L	بار پویا (بارهای متناوب گذرا)	۲
I	تاثیر بار پویا (یا بارهای غیر مدلوم گذرا)	۳
G_F	نیروهای گریز از مرکز بر سکوی پلی	۴
E	فشار زمین	۵
B	شناوری (اعطاف پذیری)	۶
S_F	فشار جریان سطح	۷
W	بارهای بادی بر ساختار	۸
W_L	بارهای بادی بر بار پویا	۹
L_F	نیروهای طولی بر سکوی پلی	۱۰
R+S+T	کوتاهی تویزه ، انقباض و دما	۱۱
E_Q	زمین لرزه ها	۱۲
ICE	فشار یخ	۱۳

در روش ASD ، بارها غیر ضریبی می باشند ؛ از این رو ضرایب بار برابر $\varphi_n = 1$ هستند ، بدون توجه به نوع بار (جدول ۴-۵) . ضرایب ترکیب معمولی هم در جدول ۵-۵ فهرست شده اند . برای اکثر کاربردهای دیوارهای میخی موجود در خاک ، گروه های باری با بار استاتیک یا شبه استاتیک (یعنی گروه های باری I,II,V) و بارهای لرزه ای (یعنی گروه باری VII) در نظر گرفته شده اند . برای بارهای لرزه ای (گروه باری VII)

AASHTO (۱۹۹۶) اجازه می دهد که فشارهای مجاز تا ۱۳۳ درصد از مقادیر به دست آمده از ضرایب اطمینان برای بارهای استاتیک ، افزایش یابند . (همانطور که در ستون آخر جدول ۵-۵ نشان داده خواهد شد) . این روش دنبال شد تا ضریب اطمینان برای شرایط لرزه ای موجود در جدول ۵-۵ ، به وجود آید .

جدول ۵-۵ : ضرایب γ , $B^{(1)}$ برای روش فشار مجاز

GROUP (N)	γ_n	β_{in} (i = load type, n = Group Number)													% ⁽³⁾
		D	$(L+I)_n^{(2)}$	$(L+I)_p^{(2)}$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
I	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	100
IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	** ⁽⁴⁾
II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
IV	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X ⁽⁶⁾	1.0	1	1	0	0	1 ⁽⁵⁾	0	0	0	0	0	0	0	0	100

- Notes: (1) Source: AASHTO (1996).
 (2) $(L + I)_n$ = Live load plus impact for AASHTO Highway H or HS loading.
 $(L + I)_p$ = Live load plus impact consistent with the overload criteria of the operation agency.
 (3) Percentage of increment of allowable stresses (determined with recommended factors of safety).
 (4) Percentage = $\frac{\text{Maximum Stress (Operating Rating)}}{\text{Allowable Stress}} \times 100$
 (5) $\beta_E = 1.00$ for vertical and lateral loads on all other structures.
 (6) Load Group X is for culverts.

تذکرات :

(۱) منبع : AASHTO (۱۹۹۶)

(۲) $(L + 1)n$: بار دینامیکی بعلاوه تاثیر برای بزرگراه AASHTO یا بار HS

$(L + 1)p$: بار دینامیکی بعلاوه تاثیر هماهنگ با معیار بار اضافی آژانس عملیاتی

(۳) درصد افزایش فشارهای مجاز (مشخص شده توسط ضریب اطمینان پیشنهاد شده)

$$(۴) \text{ درصد} = 100 * \frac{\text{فشار حداقل (درجه بندی عملکردی)}}{\text{فشار مجاز}}$$

(۵) $B_E = 1/0.0$ برای بارهای عمودی و جانبی بر سایر ساختارها

(۶) گروه باری X برای کانال ها (آب گذرها)

۱۱-۵ سایر مسائل مربوط به طرح

۱۱-۱-۵ مسائل مربوط به طرح زهکشی

۱۱-۱-۱-۵ مقدمه

همانند سایر پروژه های ژئوتکنیکی ، جریان سطحی آب و جریان آب زیرزمینی می تواند در فرآیند ساخت مشکلاتی را بوجود آورد ؛ که از این مشکلات می توان به موارد زیر اشاره کرد :

افزایش هزینه و مدت زمان ساخت و ساز ، اختلال در یکپارچگی بلند مدت و ضعیف کردن عملکرد دیوارهای میخ گذاری شده در خاک و بعد از آن، جریان سطحی و زیر زمینی آب را باید کنترل کرد . علاوه بر این ، نشان داده شده است که دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، زمانی بهتر عمل می کنند که یک سیستم زهکشی موثر برای کنترل سطوح آب در پشت دیوار ، نصب شده باشد . توصیف مختصر سیستم های کنترلی استفاده شده در دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، در قسمت ذیل آمده است .

۱۱-۱-۲-۵ کنترل آب سطحی و زیر زمینی

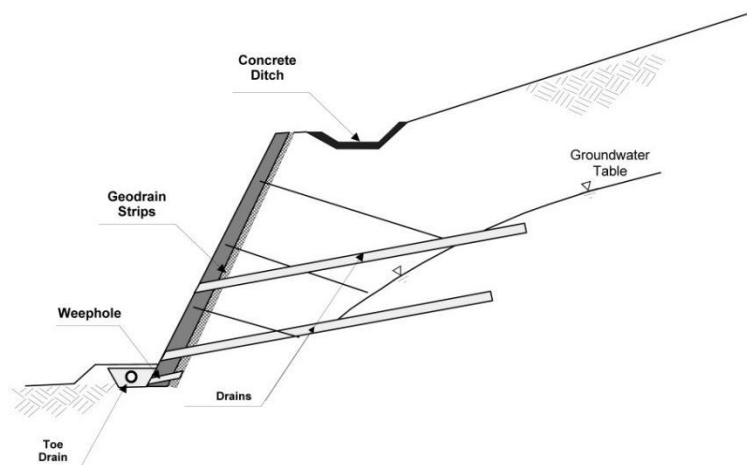
اقدامات آب زدایی طی ساخت و ساز شامل موارد زیر می شود : کنترل جریان آب سطحی و کنترل جریان زیر سطحی به همراه آب قرار گرفته در جای بلند یا نواحی تراوشی منطقه ای برای کنترل جریان های آب های سطحی ، مورد زیر پیشنهاد می شود :

حفر یک گودال رهگیر آب سطحی در مسیر حفاری و موازی با بتن به کار گرفته شده در اولین مراحل حفاری . علاوه بر این اگر مهندسین طراح بر این باور باشند که تاثیرات آب های زیرزمینی به صورت ناحیه ای کوتاه مدت می باشد ، ممکن است چاه ها جایی فراتر از طول میخ ها نصب شوند تا میزان آب زیرزمینی را کاهش دهند . اگرچه این روش هزینه ها و تاخیرهای ساخت و ساز را زیادتر می کند .

۱۱-۱-۳-۵ کنترل آب سطحی و زیرزمینی به صورت بلند مدت

نوارهای زهکشی ژئوکامپوزیت : این تجهیزات ، نوارهایی هستند از مواد ترکیبی به پهنای حدوداً ۳۰۰ تا ۴۰۰ میلی متر (۱۲ تا ۱۶ اینچ) . این نوارها به صورت عمودی در برابر وجه حفاری شده در کل مسیر عمق دیوار ، جاسازی می شوند (شکل های ۴-۵ و ۵-۲۵) . فواصل افقی معمولاً مشابه فواصل عمودی میخ ها می باشد و مواد انتهایی پایینی نوارها به لوله زهکشی تخلیه می شوند (لوله هایی که در طول پنجه ی دیوار یا از طریق سوراخ های تراوشی در انتهای دیوار قرار دارند) برای وجه های حفاری شده بسیار بی قاعده ، جاسازی نوارهای زهکشی از پیش ساخته شده در برابر وجه حفاری شده مشکل و اغلب غیر عملی می باشد . در برخی از موارد ، ممکن است نوارهای زهکشی از پیش ساخته شده ، بین وجه ساختاری و وجه ثابت CIP قرار گرفته

باشند؛ به همراه زهکشی قرار گرفته بالاتر از سوراخ های ۵۰ تا ۷۵ میلی متری در قطر (۲ تا ۳ اینچ) که از طول وجه ساختاری عبور می کنند . مهندس طراح باید برای این کاربرد ، راهنمایی دقیق و ساخت و ساز واضحی را فراهم کند ، تا اطمینان حاصل کند که عملکرد سیستم زهکشی طی نصب شاتکریت با اختلال مواجه نمی شود. اگر نتوان عملکرد مناسب را تخمین زد ، تاثیر آب زیرزمینی را باید در تحلیل به حساب آورد.



شکل ۲۵-۵: زهکشی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

زهاب های کم عمق (سوراخ های تراوشی) : این زهاب ها معمولاً بین ۳۰۰ تا ۴۰۰ میلی متر (۱۶ تا ۱۲ اینچ) طول دارند ، از لوله های PVC به قطر ۵۰ تا ۱۰۰ میلی متر (۲ تا ۴ اینچ) تشکیل شده و در جاهایی قرار دارند که ممکن است ، یا انتظار می رود تراوش های منطقه ای وجود داشته باشد . سوراخ های تراوشی کلیه ی نقاط نهایی (پایان دهنده) در زهاب های نواری عمودی دارند ، که اجازه می دهند آب های جمع شده از دیوار عبور کنند .

لوله های زهابی: ممکن است لوله های زهابی افقی یا کمی متمایل را در جایی نصب کرد که لازم باشد فشارهای آب زیرزمینی بر جرم خاکی ، کنترل شود . لوله های زهکشی معمولاً شامل لوله های PVC سوراخ دار یا شکاف داری به قطر ۵۰ میلی متر (۲ اینچ) هستند که تمایل این لوله ها تا ۵ تا ۱۰ درجه به سمت افقی می باشد . لوله های زهابی معمولاً بلندتر از طول میخ ها هستند و از تماس آب زیر زمینی با میخ های موجود در دیوارهای میخ گذاری شده در خاک جلوگیری می کنند (همانطور که در شکل ۲۵-۵ نشان داده شده است) . طول زهاب ها بستگی به کاربرد آن ها دارد . برای زهکشی آب های زیر زمینی کم عمق موجود در وجه نزدیک ، می توان از لوله های زهابی با طول های متفاوتی - از ۰/۳ تا ۰/۵ متر (۱ تا ۱/۶ فوت) و در برخی موارد بالاتر از ۱ متر (۳/۲ فوت) - استفاده کرد . این لوله ها در تراکم تقریبی ، یک زهاب در هر ۱۰ متر مربع وجه (۱۰۰ فوت مربع) نصب می شوند . لوله های زهابی معمولاً بعد از نصب میخ ها ، انتقال داده می شوند تا از نفوذ دوغاب میخ در لوله های شکاف دار جلوگیری کنند . لوله PVC باید شکاف دار باشد (همانند شکل ۲۶-۵) اگرچه لوله های زهکشی معمولاً بعد از نصب میخ ها و اعمال شات کریت - برای جلوگیری از ورود دوغاب یا شات کریت به زهکشی نصب می شوند ، می

توان آن ها را قبل از اعمال شات کریت هم نصب کرد . در این موارد ، باید از درپوش های PVC موقت استفاده کرد تا جلوی ورود شات کریت به سوراخ زهکشی و بسته شدن شکاف ها یا سوراخ های زهاب – گرفته شود .

کنترل دائم آب سطحی : اقدامات کنترل دائمی آب سطحی ، شامل ، مورد زیر می شود : نصب یک گودال رهگیر پشت دیوار به منظور جلوگیری از نفوذ جریان آب سطحی پشت دیوار یا جریان یافتن آن بر بالای دیوار . می توان از یک درپوش محافظ گیاهی استفاده کرد تا رخنه ی آب به درون خاک را کاهش دهد یا با تاخیر مواجه سازد .

۴-۱-۱۱-۵ مسائل مربوط به طراحی

لوله های زهکشی نیاز به نگهداری بلند مدت دارند . ممکن است تحلیل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک برای شرایط بلند مدت، نیاز به لحاظ کردن پتانسیل برای مسدود شدن را داشته باشند . مسدود شدن های افقی و افزایش فشار آب ، می تواند ضریب اطمینان در برابر مقاومت کلی و لغزش را کاهش دهد و ممکن است به طور منفی بر مقاومت داخلی – از طریق تاثیر بر اندرکنش خاک و میخ – تاثیر گذارد .

۲-۱۱-۵ محافظت در برابر یخ زدگی

به وجود آمدن عدسی های یخی در ناحیه وجه دیوار میخ گذاری شده در خاک ، در خاک های مستعد به یخ زدگی ممکن است منجر به ایجاد بارهای بالا بر وجه و سر میخ شوند . این پدیده می تواند به وجه صدمه زند . در مواقعی که وجه برای مقاومت در برابر صدمه طراحی شده است ، یخ زدگی می تواند هنوز هم بر میخ یا ارتباط بین میخ و وجه تاثیر گذار باشد . مقدار تاثیر ایجاد شده بر میخ / وجه ، بستگی به موارد زیر دارد :

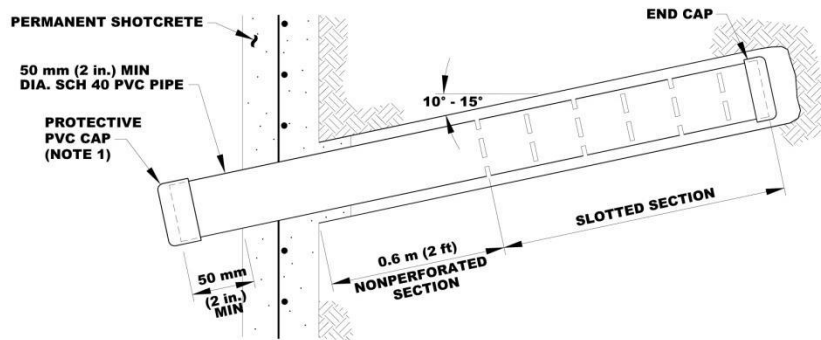
عمق نفوذ یخ زدگی ، شدت و مدت دوره منجمد شدن ، در دسترس بودن آب و سختی وجه . کینزگیری و همکارانش (۲۰۰۲) گزارش کرده اند که نیروی موجود در سر میخ – به وجود آمده از واکنش جلویی – می تواند ۲ برابر نیروی حداکثر فصلی میخ – بدون واکنش یخ زدگی – باشد . افزایش در میخ و بارهای وجهی را باید در مناطق زیر تخمین زد : جایی که مدت یخ زدگی معمولاً بیش از یک هفته می باشد ، جایی که خاک های مستعد در نزدیک وجه قرار دارند و جایی که وجه در نزدیکی منبع آب قرار داشته باشد . خاک هایی که مستعد به یخ زدگی می باشند ، ویژگی های زیر را از خودشان نشان می دهند :

(۱) بیش از ۳ درصد ذرات خاک ها ، کوچکتر از ۰/۰۲ میلی متر برای خاک های غیر یک پارچه باشد(یعنی

یا $(C_U > 5)$ ،

(۲) بیش از ۱۰ درصد ذرات خاک ها ، کوچکتر از ۰/۰۲ میلی متر برای خاک های یک پارچه باشد (یعنی $C_U \leq 5$).

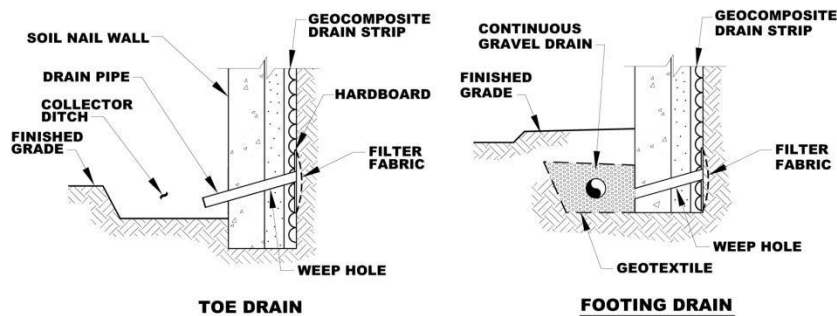
C_U یک ضریب واحد می باشد که می توان ان را از آزمایشات اندازه ی ذرات به دست آورد .



NOTES

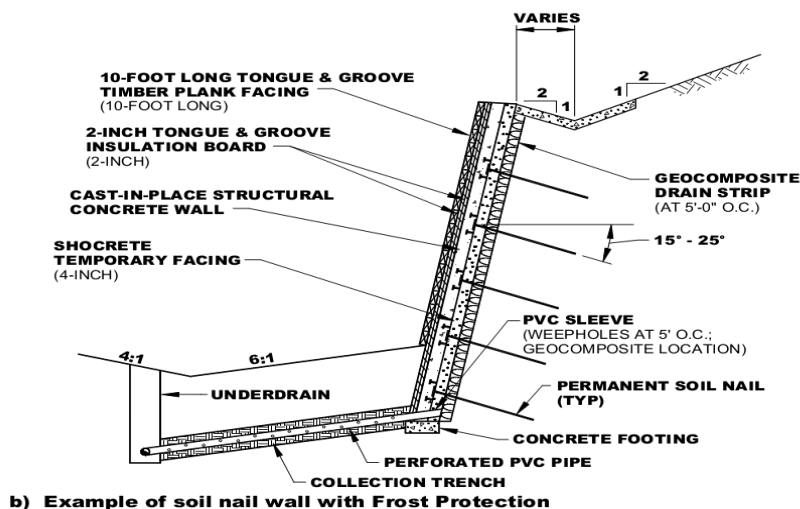
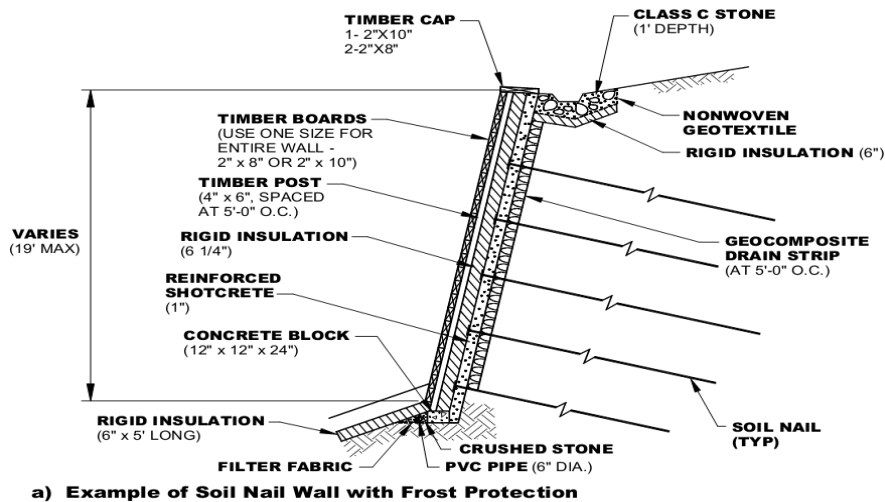
1. PROTECTIVE CAP NEEDS TO BE REMOVED AFTER FINAL SHOTCRETE IS APPLIED
2. SPACING OF DRAINS IS TYPICALLY 3.3 m (10 ft)

TYPICAL DRAIN DETAIL



شکل ۲۶-۵: جزئیات مربوط به لوله زهکشی معمولی برای ایجاد کنترل آب های زیر زمینی در دیوارهای میخ گذاری شده در خاک .

به طور کلی می توان با افزایش ضخامت دیوار به حدود اندازه ی عمق نفوذ یخ زدگی ، اثرات یخ زدگی را حذف یا به شدت کاهش داد . این کار را می توان با نصب فیلتر متخلخل (که شنی می باشد) یا وسیله عایق - پایین وجه ثابت و موقت یا خارج از وجه ثابت - انجام داد . شکل ۲۷-۵ نشان دهنده ی نمونه هایی از جزئیات پیشنهادی برای جلوگیری از یخ زدگی با استفاده از عایق استیروفوم (styro foam) می باشد . به علت اینکه یک صفحه عایق استیروفوم ضخامت ۲۵mm (۱ اینچ) معمولاً با ضخامت ۲۵ میلی متری (۱ اینچی) شن به یک اندازه می باشد می توان با استفاده از یک لایه ی نازک از این وسیله ، حفاظت مناسبی را در برابر یخ زدگی به وجود آورد .



شکل ۲۷-۵: حفاظت در برابر یخ زدگی

۳-۱۱-۵ بارهای خارجی

ممکن است بارهای خارجی در بالای دیوار میخ گذاری شده در خاک باشند و ممکن است از بارهای ناشی از ضمامم سبک بزرگ راهی (یا همان تکیه گاه های روشن کننده جاده ها) تا بارهای سنگین (برای مثال بارهایی که به علت ادغام یک ساختار نگه دارنده طره ای بزرگ بر بالای دیوار به وجود می آیند) متغیر باشند . برای شرایط باری نسبتاً سبک ، می توان از بارهای خارجی استفاده کرد تا نیروهای برشی بیشتر و گشتاورهای گسیختگی را در قسمت دیوار بالای اولین ردیف میخ ها -تعریف کرد . سپس این بارها به بارهای وجهی محاسبه شده ، برای تحلیل های بعدی ، اضافه می شوند . برای بارهای بیشتر (برای مثال بارهایی که توسط پل ها به وجود می آیند) ممکن است نیاز باشد تا یک تحلیل واکنشی کامل برای ساختار خاکی صورت بگیرد ؛ تا تعریف کند که چگونه وجه های اضافی و بارهای میخی در کل ساختار میخ های کارگذاری شده در خاک ، توزیع شده اند . مقدار و توزیع بار انتقال داده شده به دیوار ، بستگی به فاصله بار تا دیوار و نوع پایه ی باری دارد (این که عمیق باشد یا کم عمق) . اگر ساختار در معرض نیروهای لرزه ای باشد ، مقدار این بارها به شدت افزایش می یابد .

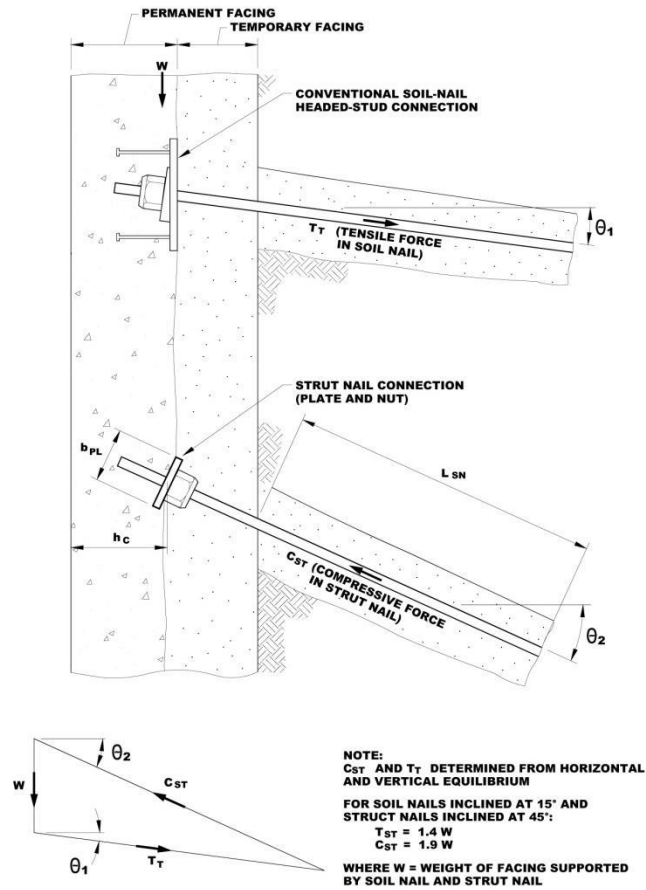
۴-۱۱-۵ طراحی تکیه گاه برای بار ساکن وجهی

وزن وجه موقت باید توسط میخ های نصب شده یا سایر وسایل مکمل دیگر ، تحمل شود ؛ تا زمانی که فشارهای متراکم کننده در سطح تماس وجه و میخ به وجود آیند. این مساله زمانی اهمیت بیشتری می یابد که وجه حفاری اولیه در هنگام حفاری بعدی ، بدون تکیه گاه باقی می ماند . برای وجه های ساختاری معمولی که حاوی شات کریت به ضخامت ۱۰۰ میلی متر (۴ اینچ) هستند ، تجربه نشان داده است که میخ های خاکی می توانند وزن وجه را بدون مشکل ، تحمل کنند . برای وجه های شات کریتی ضخیم تر ، تحمل وزن وجه شات کریتی - با توجه به ظرفیت برشی میخ ها و ظرفیت تحملی خاک زیر میخ ها - باید مورد ارزیابی قرار گیرد . حداکثر ضخامت وجه شات کریتی که بتوان آن را در این حالت تحمل کرد ، بستگی به مقاومت خاک دارد. در زمین مناسب ، وزن وجه شاتکریتی با ضخامت بیش از ۲۰۰ تا ۲۵۰ میلی متر (۸ تا ۱۰ اینچ) به طور موفقیت آمیزی تحمل شده است. اگر لازم باشد می توان با نصب عناصر مسلح کوتاه شده و شیب دار عمل کننده مانند تو حلقی های تراکمی ، وزن وجه شاتکریتی را تحمل کرد . شکل ۲۸-۵ نشان دهنده یک سیستم میخی / تو حلقی می باشد که وزن یک پانل وجهی (با وزن خودی W) را تحمل می کند . دیوار میخ گذاری شده در خاک یک ارتباط سری با وجه دارد . همانطور که نشان داده شده است ، میخ تو حلقی یک صفحه ظرفیتی و یک ارتباط دهنده ی واشری دارد . شکل ۲۸-۵ نشان دهنده روشی برای محاسبه بارها (به همراه حمایت وزنی وجه) هم در میخ خاکی و هم در میخ تو حلقی می باشد . توجه داشته باشید که از آغاز مقاومت برشی در راستای وجه و خاک ، چشم پوشی شده است .

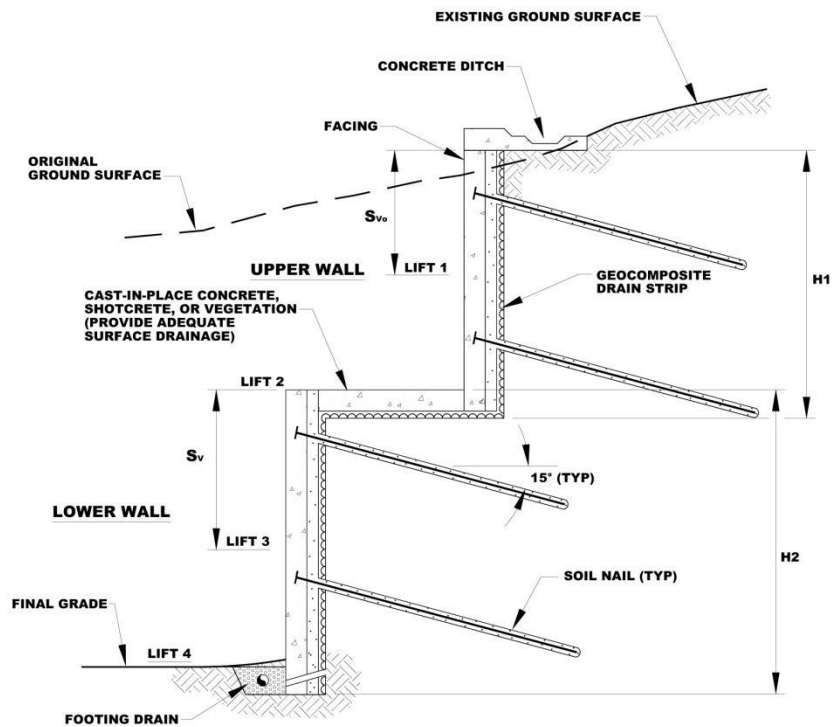
۱۲-۵ نکات مربوط به طراحی خاص

۱-۱۲-۵ ساختارهای پله ای

در برخی موارد می توان از وجه پله ای یا نیمکتی برای یک دیوار میخ گذاری شده در خاک استفاده کرد : به همراه قرار گرفتن موانع افقی بین بخش های دیواری مجزا (شکل ۲۹-۵) . زمانی که مانع افقی در مقایسه با ارتفاع نیمکت های مجزا کوچک باشد ، ساختار همانند یک دیوار وجهی خمیده عمل می کند . با استفاده از دستورالعمل های موجود در دیوارهای MSE ، این موقعیت زمانی به وجود می آید که مانع حدوداً از ۱/۲۰ ارتفاع ترکیبی دیوار پله ای کمتر باشد ؛ که در نهایت خمیدگی تا ۳ درجه را بوجود می آورد . زمانی که مانع افقی از ارتفاع دیوار پایینی بزرگ تر باشد (H_2) ، هر دیوار به صورت مجزا عمل کرده و هر دیوار را باید به صورت ساختار مستقل دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، طراحی و تحلیل کرد . اگر مانع افقی از ارتفاع دیوار پایینی ، کوچک تر باشد ، دیوار پایینی باید با توجه به دیوار بالایی - به عنوان بار اضافه - تحلیل شود .



شکل ۲۸-۵: مفهوم میخ تو حلقی

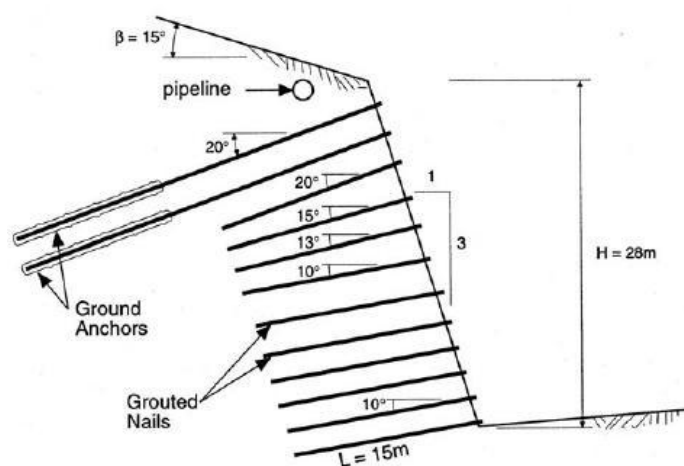


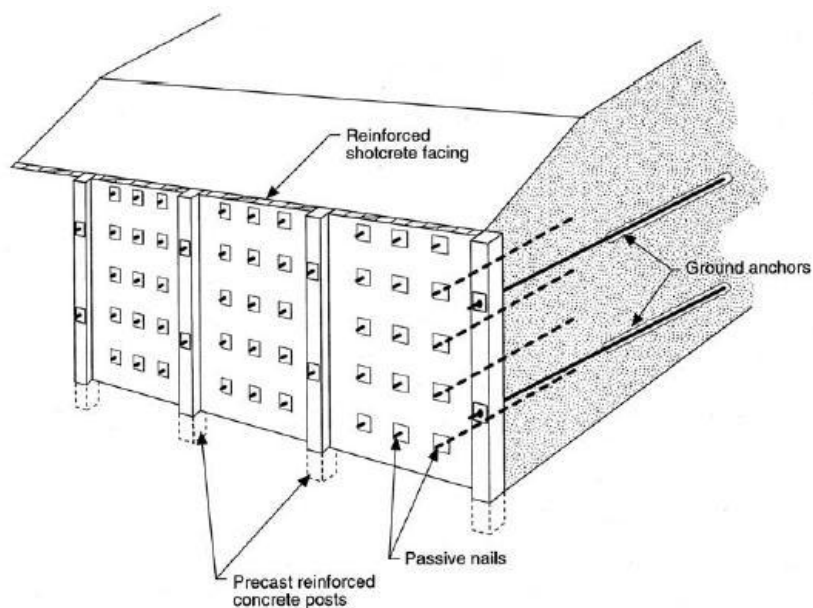
شکل ۲۹-۵: نمونه دیوار میخ گذاری شده در خاک به صورت پله ای

۲-۱۲-۵ ساختارهای ترکیبی

در این مقاله ، ساختارهای ترکیبی اشاره دارد به ترکیب دیوارهای میخ گذاری شده در خاک و تکنولوژی دیگری برای بهسازی زمین . برای مثال ممکن است یک سیستم ترکیبی از میخ های خاکی در رابطه با تکیه گاه های زمینی تشکیل شده باشد (شکل ۳۰-۵) . هم میخ ها و هم تکیه گاه های زمینی زمانی نصب می شوند که ، حفاری از بالا به پایین پیش رفته باشد . هدف اصلی استفاده از تکیه گاه های زمینی ، افزایش مقاومت کلی می باشد . علاوه بر این می توان تغییر شکل دیوارها را تا حد زیادی کاهش داد ؛ مخصوصاً اگر تکیه گاه های زمینی در قسمت بالای دیوار نصب شده باشند (شکل ۳۰a-۵) . همچنین می توان با استفاده از ستون های بتونی از پیش ساخته شده (شکل ۳۰b-۵) ، تکیه گاه های زمینی را در کل ارتفاع دیوار نصب کرد . دیوارهای بلند - بیش از ۲۵ متر (f ۸۲) - با سیستم های ترکیب ساخته شده اند . روش شناسی طرح بستگی به آرایش سیستم حمایتی تکیه گاهی دارد (مخصوصاً مشارکت نسبی و عملکرد خاص میخ ها و تکیه گاه های زمینی) . برای مثال ، برای سیستم نشان داده شده در شکل ۳۰a-۵ (که میخ های خاکی نسبت به تکیه گاه های زمینی ، برای سطح های گسیختگی کم عمق تر ، مقاومت نسبی بیشتری را به وجود می آورند ؛ در حالی که تکیه گاه های زمینی در برابر گسیختگی های عمیق ، مقاومت بیشتری را به وجود می آورند) روش طراحی پیشنهاد شده ، تحلیل دیوار به همراه میخ های خاکی می باشد ، به همراه محدود کردن سطوح لغزش - مورد بررسی در تحلیل - به سطح کم عمق (یعنی در فاصله پشت قسمت بالایی دیوار ، طول میخ پیشنهادی بیش از ۱/۵ نمی باشد) . سپس ناحیه ی میخ گذاری شده در خاک یک واحد محکم و سخت به حساب می آید . تکیه گاه های زمینی باید در برابر سطوح گسیختگی عمیق تر ، مقاومت ایجاد کنند . از این رو ، طول تکیه گاه های زمینی توسط مقتضیات مقاومتی واحد میخ گذاری شده در خاک ، مشخص می شود .

خواننده برای بدست آوردن جزئیات بیشتر در مورد طراحی تکیه گاه های زمینی می تواند به GEC شماره ۴ (ساباتینی و همکاران ۱۹۹۹) مراجعه کند .





شکل ۳۱-۵: ساختارهای دیواری ترکیبی

فصل ۶ - طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

۶-۱: مقدمه

هدف این فصل، معرفی یک روش کلی مرحله به مرحله برای طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک می باشد. هدف این است که خواننده برای طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، یک روش "تجویزی" (توصیه ای) را به دست آورد.

پنج مرحله اصلی به همراه مراحل فرعی آن ها در این روش، در جدول ۶-۱ آمده است. در بقیه این فصل به معرفی هر یک از این مراحل می پردازیم.

جدول ۱-۶: مراحل طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک
نکات اولیه مربوط به طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

مرحله ۱	A	طرح دیوار (یعنی ارتفاع دیوار ، طول دیوار ، خمیدگی وجه)
	B	فاصله افقی و عمودی میخ خاکی
	C	الگوی میخ خاکی بر وجه دیوار (برای مثال الگوهای بی قاعده ، مربعی و نا مشخص)
	D	تمایل (میل) میخ خاکی
	E	طول و توزیع میخ خاکی
	F	نوع ماده موجود در میخ خاکی (برای مثال انتخاب درجه فولاد)
	G	انتخاب ویژگی های زمینی مناسب برای طراحی (برای مثال ، مقاومت برشی خاک ؛ مکان تراز آب زیر زمینی و...)
	H	و سایر نکات اولیه دیگر
مرحله ۲	<p>طرح اولیه با استفاده از جداول ساده شده از این جداول برای ارزیابی اولیه طول میخ و نیروی حداکثر میخ استفاده می شود .</p>	
	طرح نهایی	
مرحله سوم	A	حالت های گسیختگی ۱- مقاومت کلی خارجی ۲- مقاومت لغزشی ۳- ظرفیت تحملی
	B	ملاحظات لرزه ای
	C	حالت های گسیختگی داخلی ۱- مقاومت خارجی میخ ۲- مقاومت کششی میخ
	D	طرح وجهی ۱- بار قسمت سری میخ ۲- نوع وجه دیوار و ضخامت آن ۳- مواد پوشش دهنده ۴- مقاومت خمش پذیری ۵- مقاومت برشی سوراخ کننده روکش ۶- مقاومت گل میخ وجه ۷- سایر نکات مربوط به طراحی وجه
مرحله ۴	<p>تخمین تغییر شکل های حداکثر دیوار</p>	
	سایر نکات مربوط به طراحی	
مرحله ۵	A	زهکشی
	B	محافظت در برابر یخ زدگی
	C	بارهای خارجی
	D	تکیه گاه برای بار ساکن وجهی (یا همان تکیه گاه پایه ای برای وجه دیوار از پیش قالب زده شده)

قبل از انجام مراحل ذکر شده در جدول ۱-۶، مهندس مسئول طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، باید به موارد زیر توجه داشته باشد:

- تعیین مقتضیات پروژه؛ از جمله محدودیت های ساخت و ساز (برای مثال توپوگرافی، دسترسی به مکان مورد نظر، ROW (حق تقدم)، تجهیزات و سازه های مجاور)
- ارزیابی مقتضیات زیبایی شناختی و معیار عملکردی (برای مثال، تغییر شکل، پایداری، دوام)

بعد از کامل کردن طرح، مهندس طراح می تواند ویژگی های دیوار میخ گذاری شده در خاک (مراجعه شود به فصل ۷) و توصیه های مربوط به نظارت بر ساخت و ساز را تهیه کند.

۲-۶ مرحله اول: نکات اولیه مربوط به طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک

A. طرح دیوار (چارچوب دیوار)

مشخص کردن طرح دیوار میخ گذاری شده در خاک، از جمله موارد: (۱) ارتفاع دیوار (۲) طول دیوار (۳) خمیدگی وجه دیوار (تمایل معمولاً از ۰ درجه تا ۱۰ درجه متغیر است). ارزیابی چارچوب دیوار، شامل به وجود آوردن پروفایل طولی دیوار، مکان یابی ضمام دیوار (موانع ترافیکی، تجهیزات و سیستم های زهکشی) و مشخص کردن محدودیت های ROW می شود. برای ارتقاء مقاومت وجه موقت می توان وجه دیواری که دارای خمیدگی (زاویه) باشد را انتخاب کرد؛ زیرا وجه خمیده نیروهای کوچکتری را بر روی دیوار اعمال می کند و از این رو به میخ های خاکی کوتاه تری نیاز خواهد بود. صرفه جویی در تجهیزات که ناشی از استفاده از میخ های کوتاه تر می باشد، ممکن است با قیمت زیاد حفاری خاک تحمیل شده برای بوجود آوردن خمیدگی - جبران شود. یک خمیدگی خفیف (یعنی کمتر از ۱۰ درجه) معمولاً برای دلایل زیبانشناختی به وجود می آید - مخصوصاً در اطراف منحنی های افقی و ممکن است برای تخمین پایداری وجه موقت کافی باشند. خمیدگی بیش از ۱۰ درجه، می تواند پایداری را افزایش دهد.

B. فاصله افقی و عمودی میخ موجود در خاک

نوعاً فاصله افقی میخ - S_H - با فاصله عمودی میخ - S_V - (شکل ۱-۶) یکسان می باشد. فاصله میخ ها برای خاک های حفاری و دوغابی شده بین ۱/۲۵ تا ۲ متر (۴ تا ۶ فوت) می باشد و ممکن است برای میخ رانده شده به عدد ۰/۵ متر (۱/۵ فوت) کاهش داشته باشد. این فاصله کاهش یافته برای میخ های رانده شده لازم است؛ زیرا میخ های خاکی رانده شده، مقاومت های پیوندی را به وجود می آورند که این مقاومت ها از مقاومت های لازم برای میخ های دوغابی - حفاری کمتر هستند. فاصله معمولی ۱/۵ (۵ فوت) برای خاک و میخ انتخاب می شود و

این فاصله ای است که برای میخ های حفاری و دوغابی ارجحیت دارد . ممکن است میخ خاکی تحت تاثیر وجود ساختارهای زیرزمینی قرار گیرد . فاصله میخ های خاکی در جهت افقی و عمودی ، باید به نحوی باشد که هر میخ ناحیه ی تاثیر $SH \times Sv \leq 4 m^2$ داشته باشد . مهندس طراح باید یک فاصله حداقل برای میخ خاکی - در حدود ۱/۰ متر (۳/۳ فوت) - مشخص کند . نیروهای طراحی شده ناشی از تحلیل مقاومت کلی و طراحی وجه ، تحت تاثیر فاصله میخ و خاک قرار می گیرند . به طور کلی هر چه قدر فاصله بیشتر باشد ، نیروهای طراحی شده هم بزرگ تر خواهند بود . هدف فاصله گذاری حداقل برای میخ ها ، تضمین این می باشد که اثرات گروهی بین میخ های خاکی مجاور به علت برخورد بالقوه میخ ها - ناشی از انحرافات در حفاری - کاهش یابد . تاثیرات گروهی باعث کاهش ظرفیت تحمل بار تک تک میخ های خاکی می شوند . فاصله حداکثر برای میخ های خاکی هم باید تعیین شود . هدف فاصله گذاری حداکثر (معمولاً در حدود ۲ متر ، ۶/۵ فوت) به وجود آوردن یک سیستم میخی می باشد ، که ساخت آن راحت بوده و این که بتواند به صورت موثری فشارهای جانبی زمین و بارهای اضافه تحمیل شده را تحمل کند .

C . الگوی میخ خاکی بر وجه

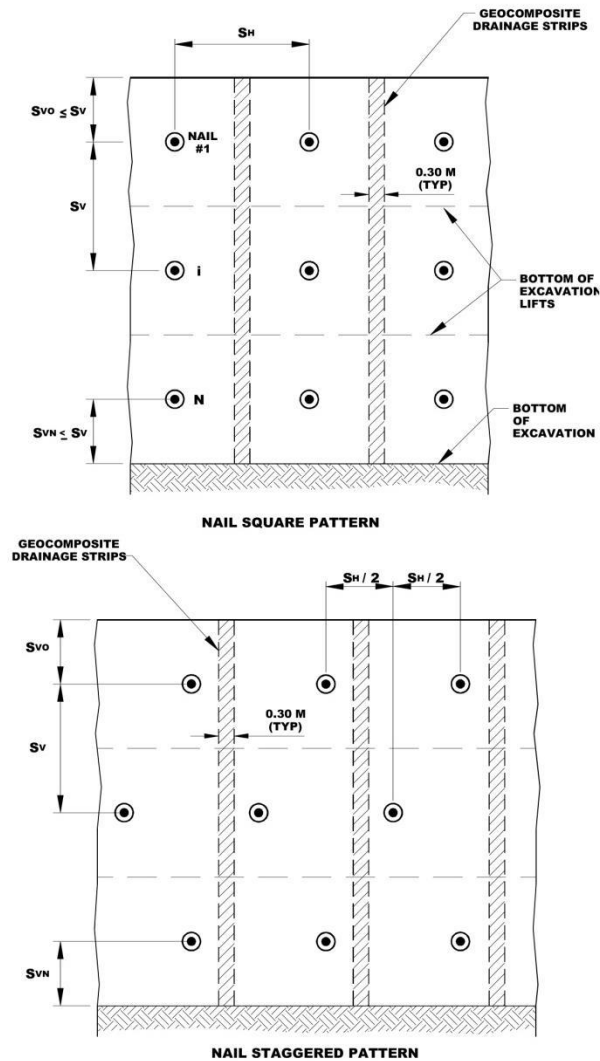
الگوی میخ خاکی به صورت یکی از موارد زیر می باشد :

۱- مربع (مستطیلی)

۲- غیر مشخص در یک الگوی مثلثی

۳- بی قاعده (در مکان های محدود)

الگوی مربعی باعث به وجود آوردن میخ های خاکی منظم شده و ساخت اتصالات عمودی در وجه شات کمریتی را تسهیل می کند (یا نصب آسان تر پانل های بتونی از پیش قالب زده شده) . همچنین الگوی مربعی می تواند نصب عمودی دائمی نوارهای زهابی ژئوکامپوزیتی - در پشت وجه - را تضمین کند . در عمل بیشتر از الگوی مربعی استفاده می شود .



شکل ۱-۶: الگوهای میخ خاکی بر وجه دیوار

الگوی بی نظم میخ های خاکی باعث بوجود آوردن توزیع یکپارچه تر فشارهای زمینی در توده خاکی می شود. این تاثیر سودمند می باشد، زیرا اثر خمیدگی (قوس) خاک را افزایش می دهد. این روش باید در مواردی مورد توجه قرار گیرد که خاک های کم مقاومت وجود داشته باشند، زیرا چنین خاک هایی حاشیه ی کمتری برای پخش دوباره بارها دارند. عیب اصلی استفاده از الگوی مثلثی این است که این الگو نصب نوارهای زهاب ژئوکامپوزیتی را مشکل تر می کند؛ به خصوص یک سیستم زهابی قائم در پایه ی زهاب را (مخصوصاً برای دیوارهای بلندتر). استفاده از فضاهای یکپارچه برای میخ ها سودمند می باشد، زیرا ساخت و ساز و کنترل کیفیت را تسهیل می کند. اگرچه به علت محدودیت های ژئومتریکی (جغرافیایی) وابسته به پروژه، ممکن است نیاز شود که فاصله میخ ها به صورت بی قاعده باشد (به همراه فضاهای کاهش یافته در برخی از مکان ها)؛ برای مثال در نواحی ای که انتهای حفاری یا بالای دیوار، افقی نباشد. در چنین مواردی بهتر است که یک یا دو ردیف میخی در موازات لبه ی غیر افقی به وجود آورد و سپس یک مکان انتقالی را به وجود آورد، مکانی که میخ ها فضای افقی نزدیک تری

داشته باشند تا زمانی یک ردیف افقی از میخ ها به دست آید (شکل a ۲-۶). همچنین می توان فضای افقی در لبه های عمودی دیوار را کاهش داد تا مناطق انتقالی را جا داد (شکل a ۲-۶).

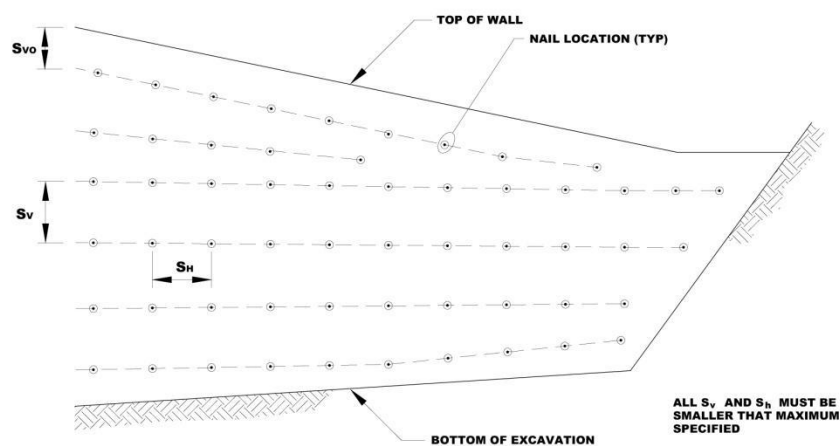
D. تمایل (شیب) میخ خاکی

میخ های خاکی معمولاً در شیب متغیر بین ۱۰ تا ۲۰ درجه افقی - با شیب معمولی ۱۵ درجه نصب می شوند . این گستره ی شیبی پیشنهاد شده برای میخ های خاکی ، تضمین می کند که دوغاب به سرعت از انتهای سوراخ به سمت بالای میخ برای گمانه معمولی و ابعاد میخ خاکی و مخلوط های دوغابی معمولی - حرکت خواهد کرد . اگر یک ناحیه ی خاکی قوی تری در عمق بیشتر قرار گرفته باشد و نیاز به یک تکیه گاه موثر در لایه ی سخت تر باشد ممکن است نیاز به شیب های بیشتری در میخ ها داشته باشیم (مخصوصاً برای ردیف بالای میخ ها) . چنین ارزیابی هایی را می توان به سرعت در فرآیند طراحی انجام داد . از شیب های کمتر از ۱۰ درجه برای میخ ها نباید استفاده کرد ، زیرا احتمال تشکیل فضاهای خالی در دوغاب به شدت افزایش می یابد . فضاهای خالی در دوغاب بر ظرفیت بار میخ ها اثر گذاشته و محافظت کلی در برابر خوردگی (فرسایش) ایجاد شده توسط دوغاب را کاهش می دهند . شرایط پروژه ای ممکن است ایجاب کند که از شیب های دیگری برای میخ ها استفاده گردد . برای مثال شکل ۲b-۶ نشان می دهد که تجهیزات یا سایر ساختارهای زیر زمینی در ناحیه ی پیشنهادی برای میخ های خاکی قرار دارند . در اکثر موارد ، این موقعیت تنها برای ردیف های بالایی دومی و اولی از میخ ها رخ می دهد . موقعیت دیگری که از شیب های متفاوت برای میخ ها می توان استفاده کرد ، در گوشه های خارجی دیوار می باشد. برای جلوگیری از برخورد میخ ها در پشت گوشه های خارجی دیوار ، می توان در یک گوشه شیب متفاوتی از شیب دیگر به وجود آورد . یک چارچوب جایگزین برای گوشه های خارجی ، دیوار می باشد . برای جلوگیری از برخورد میخ ها در پشت گوشه های خارجی دیوار ، می توان در یک گوشه شیب متفاوتی از شیب دیگر به وجود آورد . یک چارچوب جایگزین برای گوشه های خارجی ، دیوار می باشد . میخ ها بر یک سطح به صورت باز قرار داد (شکل c ۲-۶) . ممکن است برای داشتن شیب میخی کمتر از ۱۵ درجه ، نیاز به محدودیت های فضایی در قسمت بالا باشد . این موقعیت می تواند در مورد عریض کردن جاده در دیواره های پلی وجود داشته باشد . محدودیت های لجیستیکی به علت مکان تجهیزات میخ زنی (که در انتهای حفاری باریک عمل می کنند) ممکن است نیاز به شیب شدیدتری در میخ ها داشته باشند .

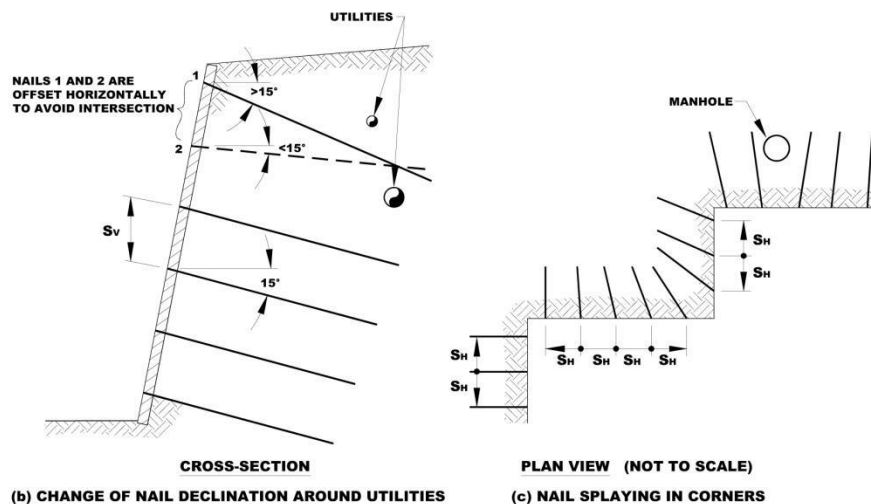
تاثیر شیب میخ باید در تحلیل های مقاومت کلی و منطقه ای دیوارهای میخ گذاری شده در خاک ، در نظر گرفته شود ؛ زیرا ضرایب اطمینان پایداری برای سیستم - مخصوصاً برای تحلیل های لغزشی وجهی در قسمت بالایی دیوار- می توانند با افزایش شیب میخ ها ، کاهش یابند .

E. طول میخ موجود در خاک و توزیع

توزیع طول میخ های خاکی در یک دیوار میخ گذاری شده ، هم می تواند به صورت واحد (یعنی تنها از یک طول میخ برای کل دیوار استفاده می شود) باشد و هم به صورت متغیر (جایی که طول های متفاوتی میخی برای سطوح میخی تک تک در مقطع عرضی دیوار استفاده شوند) . اطلاعات بیشتر در مورد توزیع میخ ها در قسمت ذیل آمده است .



(a) EXAMPLE OF NAIL ARRANGEMENT FOR NONHORIZONTAL GROUND



(b) CHANGE OF NAIL DECLINATION AROUND UTILITIES

(c) NAIL SPLAYING IN CORNERS

شکل ۲-۶ الگوهای متفاوت میخ ها

- طول واحد (یکسان) میخ : زمانی که پتانسیل برای تغییر شکل زیاد دیوار دغدغه ای محسوب نمی شود (برای مثال دیوارهای میخ گذاری شده در خاکی که در زمین مناسب یا در ناحیه ای بدون ساختمان های مجاور ساخته شده اند) ، بهتر است که توزیع طول یک پارچه را انتخاب کرد ، زیرا فرآیند ساخت و ساز و

کنترل کیفیت را راحت تر می کند. علاوه بر این، طول کلی و کوچکتر میخ ها با یک الگوی یک پارچه طول میخ به دست می آید. معمولاً این الگو یک ضریب اطمینان بالا و مقاوم در برابر لغزش، به وجود می آورد. از الگوی طول میخ یکسان، باید در اکثر پروژه ها استفاده کرد.

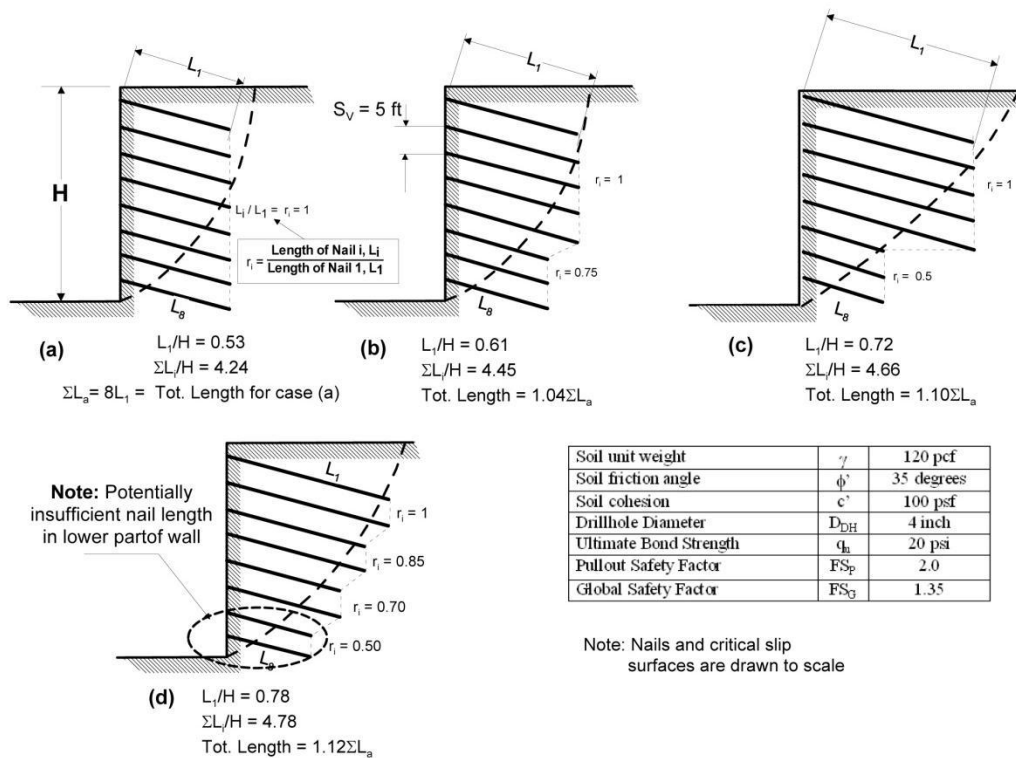
- طول های متغیر میخ: معمولاً، اگر نیاز به کنترل تغییر شکل ها در دیوار باشد، ممکن است از توزیع طول متغیر میخ ها استفاده کرد. موازنه ی کلی و الگوی تغییر شکل سیستمی که طول میخ هایش متفاوت است، با سیستمی که طول میخ هایش یکسان می باشد، متفاوت است. داده های مربوط به اندازه گیری های میدانی به دست آمده از دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، نشان می دهند که می توان جابه جایی های دیوار را تا حد زیادی کاهش داد، البته اگر طول میخ ها در دو سوم و چهار سوم بالای دیوار، بیشتر از طول میخ ها در قسمت پایینی باشند.

قراردادن استحکام بیشتر (که طول میخ موجود در خاک می باشد) در بالای دیوار باعث به وجود آوردن مقاومت بیشتر در برابر جابه جایی دیوار در مناطق مهم بالای دیوار می شود. از آن جایی که میخ های قسمت پایین تر در الگوهای طولی غیر واحد کوتاه تر هستند. این توزیع باعث به وجود آوردن یک ضریب اطمینان کم تر در برابر لغزش می شود.

شکل ۳-۶ نشان دهنده ی توزیع های طول متفاوت میخ ها برای ارتفاع یکسان دیوار می باشد و همچنین طول میخی لازم برای به دست آوردن ضریب اطمینان $1/35$. طول کلی محاسبه شده حداکثر (مطابق با شکل d ۳-۶) ۱۲ درصد بیشتر از طول لازم برای الگوی طولی یکسان می باشد (مورد پایه ای، شکل a ۳-۶). برای این گروه خاص از مثال ها، یک آرایش مخصوص - نسبت به سایر طرح های موجود در میخ ها - می تواند تغییر شکل کمتری را در دیوار به وجود آورد در حالی که هر دوی این الگوها ضریب اطمینان مشابهی دارند. علاوه بر این ممکن است برخی از توزیع های طول میخ ها، میخ های بسیار کوتاهی در قسمت پایینی دیوار داشته باشند؛ این شرایط نامطلوب می تواند مقاومت لغزشی ناکارآمدی را به وجود آورد. عملکرد دیوارهای میخ گذاری شده در خاک نشان داده است زمانی که میخ های بالایی بسیار کوتاه باشند، جابه جایی های بزرگتری دیده می شود. زمانی که میخ ها در بالای سازه بلندتر از میزان لازم مشخص شده توسط تحلیل مقاومتی باشند، تغییر شکل در دیوارهای میخ گذاری شده را می توان تا حد زیادی کاهش داد. به طور کلی هرچه قدر ضریب اطمینان کلی دیوار میخ گذاری شده در خاک بیشتر باشد، تغییر شکل های دیوار کوچک تر خواهد بود. از این رو - در صورتی که سایر متغیرها مساوی باشند - طرح میخ های نشان داده شده در شکل های c ۳-۶ و d ۳-۶ می تواند تغییر شکل های کمتری در دیوار ایجاد کنند (مخصوصاً در نزدیک قسمت بالایی دیوار). میخ ها با یک الگوی واحد طولی به صورت موفقیت آمیزی در دو سوم بالایی تا سه چهارم بالای دیوار نصب شدند و میخ های کوتاهتر با حداقل مقدار نه کوچکتر از $H/5$ (H ارتفاع دیوار می باشد) در انتهای دیوار در خاک های متراکم بدون چسبندگی - خاک هایی که مقاومت لغزشی تقریباً بزرگی را به وجود می آورند - نصب شدند. در عمل طول میخ در ردیف های

پایین تر نباید هرگز از $0.5H$ باشد. طول میخ های کمتر از $0.5H$ نمی تواند مقتضیات مقاومت در برابر لغزش را فراهم کند (برآورده کند). برای مثال توزیع میخ نشان داده شده در شکل ۳-۶ نمی تواند مقتضیات مقاومت لغزشی را برآورده کند. در تمام موارد و مخصوصاً جایی که کاهش طول میخ ها در قسمت های پایینی دیوار مد نظر است - تحلیل مقاومت لغزشی باید به عنوان بخشی از طرح جزئی، انجام شود. به طور کلی طول متغیر میخ ها منجر به یک نصب دشوار می شود و همچنین افزایش میخ های مورد نیاز. با این وجود، از انجایی که اکثر پروژه های میخی در خاک بر اساس معیار عملکردی مشخص می شوند، معماران ممکن است از میخ های بلندتر در ردیف های بالا استفاده کنند تا انحرافات را کاهش دهند. مشخصات پروژه باید موارد زیر را مشخص کند:

محدودیت های ROW (حق تقدم)، مکان تجهیزات و ساختارهای فرعی زیر زمینی (یا مقتضیاتی که معمار این موارد را مشخص می کند) و معیار تغییر شکل خاص (که همان انحراف حداکثر دیوار و مکان اندازه گیری این انحراف می باشد).



شکل ۳-۶: تاثیر الگوهای متفاوت طول میخی

بر اساس مبحث معرفی شده در این بخش، توصیه های زیر در مورد طول و توزیع میخ موجود در خاک آمده است.

- انتخاب الگوی طولی یکسان (برابر)، هر زمان که امکان داشته باشد.
- انتخاب میخ هایی که درازتر از حد لازم مشخص شده توسط ضریب اطمینان هدف باشند، به عنوان وسیله ای برای کاهش تغییر شکل های دیوار در قسمت های بالایی دیوار.

- اجتناب از استفاده از میخ های "کوتاه" در قسمت بالایی دیوار
- اجتناب از استفاده از "میخ های بسیار کوتاه" در قسمت پایینی دیوار . ارزیابی این مساله که آیا میخ های کوتاه تر در ردیف های انتهایی نصب شده در زمین مناسب ، مقتضیات مقاومت لغزشی را برآورده می کنند یا نه ، میخ های کوتاه تر در انتها ، نباید کوچکتر از $0.5H$ باشند .
- از الگوهای غیر یک پارچه طول میخ ها ممکن است زمانی استفاده شود که لایه های خاکی با شرایط بسیار غیر مشابه وجود داشته باشند .

برای ارزیابی های مکانی ، می توان در وهله ی اول فرض کرد که طول میخ های خاکی $0.7H$ باشد (در این جا ارتفاع دیوار می باشد) اگر انتظار بارهای اضافی بزرگ تر برود و اگر دیوار بسیار بلند باشد (بیش از ۱۰ متر (حدوداً ۳۰ فوت)) ، ممکن است طول لازم میخ ها بیشتر از $0.7H$ باشد . در مرحله ۲ روش طراحی معرفی شده در این قسمت (مراجعه شود به جدول ۱-۶) ، جدول های طراحی ساده شده را می توان برای انتخاب طول میخ ها به کار برد .

F. مواد میخ های خاکی

انتخاب گرید (درجه) مناسب فولاد برای میخ خاکی . اطلاعات مربوط به انتخاب گرید فولاد ، در فصل ۴ آمده است . اگر چه برای اکثر کاربردها از فولاد 42mpa Grade (Grade ۶۰) استفاده می شود .

G. ویژگی های خاک

فرآیندها و روش های مورد استفاده برای انتخاب ویژگی های خاک برای تحلیل و طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک در فصل ۳ آمده است . با استفاده از جدول ۳ ، می توان مقاومت پیوندی نهایی را برای سطح مشترک خاک - دوغاب انتخاب کرد .

H. سایر نکات اولیه

- ارزیابی پتانسیل خوردگی (فرسایش) (مراجعه شود به بخش ۹-۳ و ضمیمه ی C)
- ارزیابی روش های حفاری مورد استفاده توسط معمارین آینده برای پروژه. از این اطلاعات برای انتخاب مقدار نهایی مقاومت پیوندی استفاده می شود.
- ارزیابی قطر سوراخ حفاری، بر اساس تجربه های قبلی در زمین مشابه و محدودیت های قطری اعمال شده توسط تراز انتخاب شده برای محافظت در برابر فرسایش
- انتخاب ضرایب اطمینان (مراجعه شود به بخش ۵.۹) برای حالت های مختلف گسیختگی (یا همان ، مقاومت کلی ، لغزشی ، مقاومت کششی ، مقاومت خارجی)

- تعریف بارها

۶.۳ مرحله ۲: طرح اولیه با استفاده از جداول ساده شده

۶.۳.۱ مقدمه

طول میخ، قطر و فاصله از مواردی هستند که مقاومت داخلی و خارجی دیوار میخ گذاری شده در خاک را کنترل می کنند. از این رو، ممکن است این پارمترها در فرآیند طراحی تنظیم شوند، تا زمانی تمام مقتضیات مقاومت داخلی و خارجی بر آورده شود (ضرایب اطمینان محاسبه شده برای هر حالت گسیختگی، بزرگتر از مقادیر حداقل انتخاب شده برای طرح (جدول ۵.۳ هستند). گروهی از جداول در این مقاله مطرح شده اند، به عنوان کمک طرح برای به وجود آوردن طول اولیه میخ ها و نیروهای کششی حداکثر (مراجعه شود به ضمیمه B). جدول ها با استفاده از برنامه SNAIL به وجود آمدند؛ این برنامه از این نظر انتخاب شد که یک نرم افزار عمومی می باشد، به راحتی قابل دسترس بوده و رایگان هم می باشد. در تهیه این جدول ها فرضیات اصلی زیر در نظر گرفته شدند:

- خاک همگون
- هیچ نوع بار اضافه ای
- هیچ نیروی لرزه ای
- طول، فاصله و شیب واحد میخ ها؛ و
- هیچ نوع آب زیر زمینی ای

زمانی که شرایط تحلیلی جدید با فرضیات بالا هماهنگ نباشد، توصیه می شود که از درون یابی و برون یابی برای تخمین طول میخ ها - از این جدول ها استفاده شود. به صورت جایگزین، استفاده از طول اولیه میخی بین ۰/۷ تا ۱ برابر ارتفاع دیوار انجام می شود. گستره ی بالاتر طول میخ های خاکی برای شرایط نامساعد خاکی مورد استفاده قرار می گیرد؛ برای مثال زمانی که ارتفاع دیوار بیشتر از ۱۰m (۳۰ فوت) باشد و جایی که نیاز باشد، دیوار بارهای اضافی را تحمل کند. جدول ها برای مقادیر مختلف خمیدگی وجه α ، شیب عقبی β ، زاویه اصطکاک موثر ϕ' و مقاومت پیوند نهایی q_u تهیه شده اند. جدول ۶.۲؛ نشان دهنده مقادیر استفاده شده برای به وجود آوردن جدول ها طراحی شده، می باشد.

جدول ۶.۲؛ پارامترهای متغیر

پارامتر	واحدها	مقادیر
خمیدگی وجه	درجه	۰-۱۰
شیب عقبی	درجه	۰۳۰ و ۲۰ و ۱۰
زاویه موثر اصطکاک	درجه	۲۷ و ۳۱ و ۳۵ و ۳۹
مقاومت پیوند نهایی	KPa	۵۲ و ۱۰۴ و ۱۷۲ و ۲۷۶ و ۳۸۹

این مقادیر در برگیرنده گستره ی وسیعی از هندسه های دیوار میخ گذاری شده و شرایط زمینی می باشند . اگر مقادیر پارامتر میانی ، برای یک پروژه خاص مورد نیاز باشند ، آن موقع قابل قبول می باشد که مقادیر اولیه ی طول میخ و نیروی کششی حداکثر را با درون یابی بین مقادیر جدول به دست آورد . اولین نمونه این جدول ها به این دلیل طراحی شدند ، که طول میخ (شکل B.۱a تا B.۶a در ضمیمه B) برای ترکیب های a و b مورد ارزیابی قرار گیرد . با استفاده از این جدول ها ، طول لازم برای میخ L (عادی سازی شده باتوجه به ارتفاع دیوار ، H) - برای رسیدن به ضریب اطمینان کلی $FSG = 1.35$ - به عنوان تابعی برای مقاومت خارجی مجاز عادی شده (μ) ، به دست می آید . مقاومت خارجی مجاز عادی شده ، اینگونه تعریف می شود .

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{F_{SP} \gamma S_H S_V} \quad (\text{معادله ۶-۱})$$

در این جا F_{SP} ضریب اطمینان در برابر مقاومت خارجی می باشد (معمولاً برابر ۲/۰ می باشد) ؛ D_{DH} قطر سوراخ حفاری می باشد ؛ γ وزن کل خاک پشت دیوار می باشد ؛ و S_H و S_V به ترتیب فاصله افقی و عمودی میخ می باشند . طول های میخ در این جدول ها ، بر پایه ی سطح گسیختگی مهم (با توجه به گسیختگی های پایه و پنجه) برای هندسه انتخاب شده و ویژگی مواد انتخاب می شوند ؛ با این فرض که گسیختگی میخ (یا همان شکست کششی) یا گسیختگی وجه رخ نمی دهد . از این رو گسیختگی خارجی به صورت غیر مستقیم ، در نظر گرفته می شود .

معادله ۶-۱ بر پایه قطر سوراخ حفاری به اندازه 100 mm (۴ اینچ) قرار دارد . همچنین استفاده از معادله ۶-۱ فرض را بر این می گذارد که خاک مانع چسبندگی برابر با $c^* = c / \gamma H = 0.02$ را دارد . اگر قطر سوراخ حفاری یا مانع چسبندگی متفاوت از فرضیات ذکر شده در این قسمت باشد ، تنظیمات برای طول میخ محاسبه شده و نیروهای کششی حداکثر ، در مرحله پایانی صورت خواهد گرفت . این تنظیمات شرح داده خواهند شد . نوع دوم جدول ها (شکل های B/۱b تا B/۶b در ضمیمه B) نشان دهنده نیروی کششی حداکثر و عادی سازی شده برای میخ ها t_{max-s} به عنوان تابعی از U محاسبه شده برای ضریب اطمینان کلی ۱/۰ - هستند . نیروی کششی حداکثر و عادی سازی شده برای میخ ، این گونه تعریف می شود :

$$t_{\max-s} = \frac{T_{\max-s}}{\gamma H S_H S_V} \quad (\text{معادله ۶-۲})$$

با توجه به $t_{\max-s}$ از جدول ها ، نیروی کششی حداکثر میخ $T_{\max-s}$ را می توان با استفاده از معادله ۶-۲ به دست آورد . این جدول ها ، برای موارد طراحی شده اند که تمام میخ ها طول مشابهی داشته باشند این جدول ها در مورد توزیع بار کششی در میخ ها یا بار حداکثر در هر میخ خاص ، اطلاعاتی را فراهم نمی کنند . اگر از یک طرح نهایی و کامل با استفاده از برنامه های کامپیوتری استفاده شود ، طراحی اولیه توسط جدول ها دیگر ضروری نمی باشد . اگرچه زمانی که طراحی نهایی صورت گرفته باشد ، بازهم می توان از جدول ها برای به دست آوردن مقادیر اولیه استفاده کرد .

۶-۳-۲ فرآیندهای طراحی اولیه

فرآیند مرحله به مرحله برای طراحی اولیه - با استفاده از جدول های ضمیمه B- در این قسمت آمده است . نمونه ای از استفاده از جدول ها در بخش ۶-۷ آمده است.

۱- برای کاربرد یک پروژه خاص ، زاویه خمیدگی ، زاویه اصطکاک موثر (ϕ') ، زاویه شیب عقبی (β) و مقاومت پیوند نهایی (q_{II}) باید مورد ارزیابی قرار گیرند . با استفاده از معادله ۶-۱ ، می توان مقاومت خارجی عادی سازی شده (μ) را محاسبه کرد .

۲- به دست آوردن طول عادی سازی شده (L/H) از گروه اول جدول ها (شکل های B/۱a تا B/۶a در ضمیمه B)

۳- به دست آوردن نیروی عادی سازی شده ($t_{\max-s}$) از گروه دوم جدول ها (شکل B/۱b تا B/۶a)

۴- با استفاده از شکل B/۷ ، می توان ضریب اصلاحی برای موارد زیر را ارزیابی کرد : طول عادی سازی شده برای قطر سوراخ حفاری به غیر از ۱۰۰mm (۴ اینچ) (عام مطابق C_{1L}) (b) مقدار C به غیر از ۰/۰۲) ضریب اصلاحی C_{2L} و (C) ضریب کلی اطمینان به غیر از ۱/۳۵ (ضریب اصلاحی C_{3L}) .

۵- با استفاده از شکل B/۷ ، می توان عوامل اصلاحی برای نیروی حداکثر و عادی سازی شده میخ برای موارد زیر را ارزیابی : قطر سوراخ حفاری به غیر از ۱۰۰mm (۴ اینچ) (ضریب اصلاحی C_{1F}) (b) مقدار C به غیر از ۰/۰۲ (ضریب اصلاحی C_{2F})

۶- اعمال ضریب های اصلاحی به طول عادی سازی شده و یا نیروی عادی سازی شده . روش محاسبه در شکل B.۷ آمده است .

۷- ضرب طول عادی سازی شده در ارتفاع دیوار ، برای به دست آوردن طول میخ موجود در خاک .

۸- محاسبه بار حداکثر در میخ $T_{\max-s}$ با استفاده از مقدار $T_{\max-s}$ و معادله ۶-۲ .

۹- محاسبه مقطع عرضی لازم (A_t) میخ ، طبق :

$$A_t = \frac{T_{\max-s} F S_T}{f_y} \quad (\text{معادله ۶-۳})$$

در این جا f_y مقاومت تسلیمی فولاد و F_{ST} ضریب اطمینان برای مقاومت کششی میخ می باشد. (مراجعه شود به جدول ۳-۵)

۱۰- انتخاب یک قطعه با اندازه موجود توجه به جدول A.۱؛ این قطعه باید مقطع عرضی ای حداقل به اندازه آن مقطع محاسبه شده در مرحله قبلی داشته باشد.

۱۱- اطمینان از این که قطعه در سوراخ حفاری با کمترین ضخامت پوشش دوغابی 25mm (اینچ) - جا می شود.

۱۲- اگر طول و یا قطر میخ مورد نظر امکان پذیر نیستند، یک فاصله و یا قطر سوراخی دیگری را انتخاب کنید؛ می توانید مقاومت خارجی را دوباره محاسبه و فرآیند را از نو شروع کنید.

۴-۶ طراحی نهایی

ضروری است که طراحی نهایی را انجام داد، که در آن موارد زیر لحاظ می شوند: هندسه دیوار واقعی، استریت گرافی، بارها تغییر پارامترهای مهندسی (اگر وجود داشته باشند) و سایر شرایط ها. فرآیندهای طراحی اولیه - توصیف شده در بخش ۳-۶ نباید جایگزین یافته ها و نتایج به دست آمده از طراحی نهایی شود. مراحل طراحی نهایی، اینگونه مطرح می شوند:

A. حالت گسیختگی خارجی

حالت های گسیختگی خارجی زیر، برای طراحی نهایی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، لحاظ می شوند:

۱- مقاومت کلی (شکل ۳a-۵)

• انتخاب یک برنامه کامپیوتری مناسب برای طراحی دیوارهای میخ گذاری شده در خاک، که به موارد زیر بپردازد:

خاک های ناهمگون، آب زیر زمینی، شرایط باری کلی، نیروهای لرزه ای و ویژگی های متفاوت میخ ها. در این بخش برنامه کامپیوتری SNAIL (مراجعه شود به بخش ۲-۸-۵ و ضمیمه F برای توصیف توانایی های درونی و بیرونی SNAIL) انتخاب شده است.

• انتخاب ضریب اطمینان در برابر گسیختگی خارجی (F_{Sp}) از جدول ۳-۵ SNAIL ایجاب می کند که ضریب کاهش مقاومت پیوندی (BSRF) برابر $1/F_{Sp}$ باشد. یعنی برای $F_{Sp}=2$ ، BSRF برابر 0.5 خواهد بود.

• استفاده از قطر میخ محاسبه شده در طرح اولیه (اگر موجود باشد) به عنوان قطر سوراخ میخ درون داد SNAIL. اگر هیچ نوع طراحی اولیه ای برای انجام نشده باشد قطر یک میخ بلند ($>100\text{mm}$) را در نظر بگیرید، تا مطمئن شوید که گسیختگی خارجی، طرح را کنترل می کند. همچنین می توانید یک ظرفیت بالا برای گسیختگی برش سوراخ کننده روکش حداقل (220kip) (NK) $R_{FP} > 2/000$ انتخاب

کنید تا مطمئن شوید گسیختگی خارجی، طرح را کنترل می کند. لازم به ذکر است که مقاومت کششی و مکانیزم های گسیختگی سوراخ کننده، به صورت مشخصی در این بخش خواهند آمد.

- برای اولین تحلیل اسنیل، طول میخ برآورد شده در گام 1-E (یا محاسبه شده در طراحی ابتدایی) را استفاده کنید، و با به کار بردن اسنیل، تحلیل پایداری کلی را اجرا کنید.
- پس از گزینش یک طول میخ ابتدایی، با به کار بردن اسنیل، رویه ی تکرار شونده ی زیر را دنبال کنید: (۱) با به کار بردن طول میخ انتخاب شده، ضریب اطمینان کلی را حساب کنید؛ (۲) ضریب اطمینان کلی حساب شده را با حداقل ضریب اطمینان پیشنهاد شده، مقایسه کنید؛ و (۳) اگر ضریب اطمینان محاسبه شده کوچکتر یا بزرگتر از مقدار پیشنهاد شده (جدول ۳-۵) باشد، طول میخ را افزایش یا کاهش دهید و فرایند را دوباره آغاز کنید.
- اگر نیاز به کاهش طول میخ بدون کاهش ضریب اطمینان بود، قطر سوراخ میخ را افزایش دهید یا فاصله ی میخ ها را کم کنید.

۲) پایداری در برابر لغزش (شکل 5.3b)

پتانسیل لغزش را با استفاده از معادله ها و فرایندهای موجود در بخش ۵.۴.۳ ارزیابی کنید.

در ادامه خلاصه ای ارائه شده است :

- با استفاده از معادله ۵.۸ نیروی مقاوم افقی ($\sum R$) را محاسبه کنید (شکل ۵.۵ مشاهده شود).
- محاسبه ی نیروی محرک به شرح زیر است:
- اگر لازم است، زاویه ی معادل شیب زمین در بالای دیوار را محاسبه کنید (β_{eq} در شکل ۵.۵).
- ضریب فشار محرک (K_A) را با استفاده از معادلات ۵.۱۱ تا ۵.۱۳ در بخش ۵.۴.۳ یا با استفاده از نمودارهای ارائه شده در شکل ۵.۶ و ۵.۷ محاسبه کنید.
- با استفاده از معادلات ۵.۱۰ نیروی محرک جانبی (P_A) را محاسبه کنید.
- فرض کنید نیروی محرک جانبی (P_A) در فاصله ی $\frac{H_1}{3}$ از پایین دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall)، وارد می شود (شکل ۵.۵).
- نیروی محرک افقی را با استفاده از معادله ی ۵.۷ محاسبه کنید.
- با استفاده از معادله ی ۵.۷ ضریب اطمینان در برابر لغزش (FS_{SL}) را محاسبه کنید.
- اگر ضریب اطمینان در برابر لغزش کمتر از مینیموم مقدار مشخص باشد (جدول ۵.۳ مشاهده شود)، طول میخ های (nails) پایین را افزایش دهید و پایداری در برابر لغزش را دوباره ارزیابی کنید.

3) ظرفیت باربری (شکل 5.3c)

- اگر دیوار دوخته شده به خاک (دیوارهای میخ گذاری شده در خاک) (Soil Nail walls) در خاک سست ساخته شود، باید مقدار ظرفیت باربری با استفاده از معادلات موجود در بخش ۵.۴۴ محاسبه شود.
- مقدار ضریب اطمینان در ظرفیت باربری (FS_H) با استفاده از معادله ی ۵.۱۴ محاسبه شود.
- اگر ضریب اطمینان در ظرفیت باربری کمتر از مینیمم مقدار مشخص (جدول ۵.۳ مشاهده شود) باشد، ممکن است زمین برای ساخت دیوار مناسب نباشد.

B. ملاحظات لرزه ای

بارهای زلزله را در نظر بگیرید تا اطمینان حاصل شود که طول های محاسبه شده برای میخ ها (nails) در مرحله ی قبل تحت بار استاتیکی ، ضریب اطمینان مناسبی برای بارهای زلزله نیز دارد.

(۱) تعیین بارهای زلزله

a ناحیه ی لرزه خیزی در محل پروژه را تعیین کنید.

b از نقشه های ملی لرزه خیزی استفاده کنید (برای مثال نقشه های ملی لرزه ای سال ۱۹۸۸ با خطوط هم تراز که نشان دهنده ی ماکزیمم شتاب افقی است که در بخش I-A "طراحی لرزه ای " آیین نامه (۱۹۹۶) AASHTO موجود است). از منابع دیگر مانند (۱۹۹۷) NEHRP و (۲۰۰۰) IBC نیز می توانید استفاده

S	توضیحات	نوع خاک
۱.۰	<p>۱. سنگ با همه ی خصوصیات ، سنگهای رسی یا بلوری در طبیعت (در این موارد ممکن است به وسیله ی سرعت موج برشی بزرگ تر از 760 m/s (2500 ft/s) یا با دسته بندی های دیگر توصیف شوند) .</p> <p>۲. خاک های سفت در جایی که ارتفاع خاک کمتر از 60 m (200 ft) است و خاک های روی بستر سنگی رسوب پایداری از شن و ماسه و رس سفت هستند .</p>	I
۱.۲	<p>رس سخت یا خاک های بدون چسبندگی در عمق ، جایی که عمق خاک بیشتر از 60 m (200 ft) است و خاک های روی قسمت سنگی که رسوب پایداری از شن و ماسه و رس سفت هستند.</p>	II
۱.۵	<p>رس های نرم تا نیمه سفت و ماسه ها که ارتفاع رس نرم تا نیمه سفت حداقل 9 m (30 ft) است . لایه های ماسه ای یا انواع دیگر خاک های بدون چسبندگی می تواند در بین لایه ها باشند.</p>	III
۲.۰	<p>رس های نرم یا سیلت های با ارتفاع بیشتر از 12 m (40 ft) (این مواد ممکن است به وسیله ی سرعت موج برشی کوچکتر از 150 m/s (500 ft/s) توصیف شوند و ممکن است شامل رسوب های طبیعی خیلی سست یا مصنوعی باشند).</p>	IV

کنید.

c. از روی نقشه ، ماکزیمم ضریب شتاب زمین را ثبت کنید.

d. نقشه انواع خاک های موجود در محل را ایجاد کنید (این قسمت با استفاده از نتایج کاوش های صحرایی ایجاد می شود).

e. از جدول بالا، ضریب محل (S) را تعیین کنید.

f. با استفاده از رابطه ی زیر پتانسیل فزونسازی (amplification) خاک را با ضرب ضریب شتاب زمین پایه (A_I) مربوط به نوع ا خاک موجود در جدول ضریب محل (S) به دست آورید.

$$A = S \times A_I \quad \text{معادله ی ۶.۴}$$

g. با استفاده از جدول ۶.۳ ضریب محل (S) را به دست آورید.

h. ضریب شتاب طرح در مرکز جرم را با استفاده از رابطه ی زیر محاسبه کنید.

$$A_m = (1.45 - A)(A) \quad \text{معادله ی ۶.۵}$$

[بر اساس (۱۹۹۶) AASHTO]

۲) ضریب زلزله ی افقی (K_h) را محاسبه کنید.

برای ضریب زلزله ی افقی (K_h) مقداری بین $0.5 A_m$ تا $0.67 A_m$ انتخاب کنید .

مقدار پایین تر بستگی به سختی خاک دارد . برای مشاهده ی بحث های کامل تر بخش ۵.۴.۵.۲ را مشاهده کنید.

۳) آنالیز پایداری کلی را انجام دهید.

- تمام پارامتر های انتخابی در حالت استاتیکی را با در نظر گرفتن ضریب زلزله محاسبه کنید و آنالیز پایداری کلی را انجام دهید. این آنالیز می تواند توسط برنامه ی SNAIL انجام شود.
- ضریب اطمینان کلی (FS_G) را در حالت زلزله محاسبه کنید.

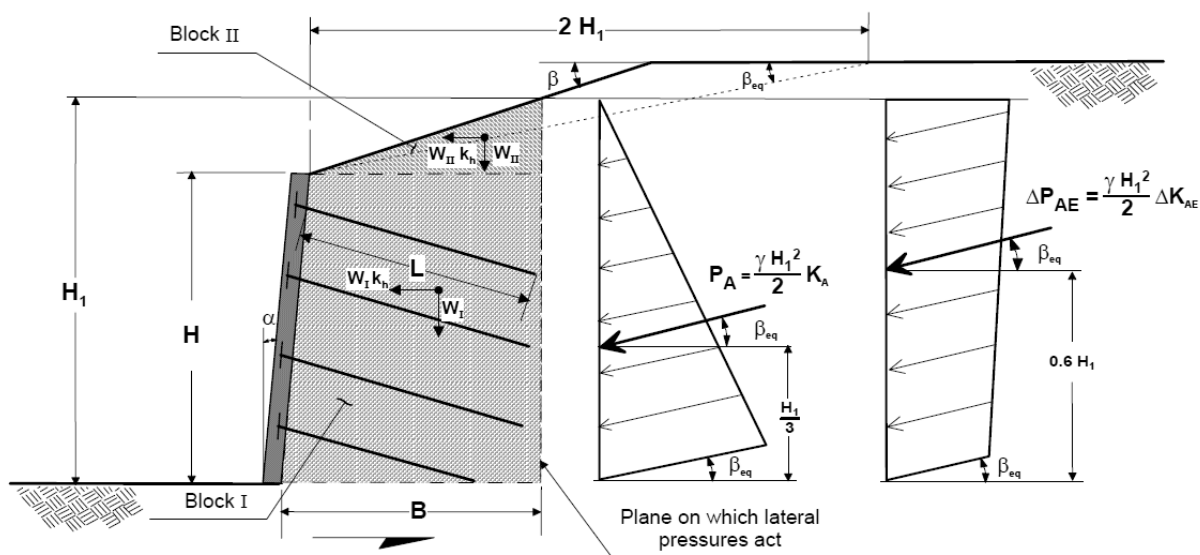
• اطمینان حاصل شود که FS_G محاسبه شده بزرگ تر مینیمم FS_G (جدول ۵.۳ مشاهده شود) برای حالت زلزله است .

• اگر به معیار مینیمم ضریب اطمینان دست پیدا نکنیم ، طول میخ (nail) را زیاد می کنیم و آنالیز را دوباره انجام می دهیم .

۴) با نیرو های لرزه ای، پایداری در برابر لغزش را ارزیابی کنید.

نیروی اینرسی لرزه ای در داخل بلوک خاک را محاسبه کنید و افزایش فشار محرک پشت دیوار را طبق مراحل زیر به دست آورید (شکل ۶.۴ را مشاهده کنید):

شکل ۶.۴



a. محاسبه ی نیرو های اینرسی

• برای محاسبه ی نیروی اینرسی ، بلوک خاک پشت دیوار طبق شکل ۶.۴ به ارتفاع H_1 و عرض B (فاصله ی انتهای میخ ها (nails) از دیوار) محدود می شود . H_1 و B طبق روابط زیر محاسبه می شود :

معادله ی ۶.۶

$$H_1 = \left[1 + \left(\frac{L}{H} \right) \tan \beta \right] H$$

$$B = \left[\left(\frac{L}{H} \right) + \tan \alpha \right] H \quad \text{معادله ی ۶.۷}$$

H : ارتفاع دیوار

L/H : نسبت طول میخ (nail) به ارتفاع دیوار (مینیمم این نسبت در معادلات بالا برابر یک است)

β : زاویه خاک پشت دیوار (back slope angle)

α : زاویه دیوار با خط قائم

- برای محاسبه نیروی اینرسی، خاک پشت دیوار را به دو قسمت با وزن های W_I و W_{II} طبق شکل ۶.۴ تقسیم کنید. نیروی اینرسی معادل را با استفاده از بلوک های I و II (نیروی F_I و F_{II}) به صورت زیر محاسبه کنید:

معادله ۶.۸

$$F_{im} = F_I + F_{II} = \frac{H^2 \gamma}{2} A_m \left[0.5 \tan \alpha + \left(\frac{L}{H} \right) + 0.5 \left(\frac{L}{H} \right)^2 \tan \beta \right]$$

نیروی اینرسی محاسبه شده در بالا با فرض $K_v = 0$ (ضریب زلزله عمودی) محاسبه شده است. در ضمن فرض شده است که ضریب زلزله ی افقی (K_h) برابر $\frac{1}{2}$ ضریب شتاب طراحی است یعنی

$K_h = 0.5 A_m$. ۵۰٪ کاهش در مقدار A_m بر اساس آنالیز تغییر شکل لرزه ای در گسیختگی انتقالی شیب (translational slope failure) بدست آمده است. این نتایج نشان میدهد که تغییر شکل لرزه ای دائمی تجمعی برای یک سیستم با ضریب شتاب تسلیم (ضریب شتابی که باعث میشود

$F S_G = 1.0$ شود)، معادل $\frac{1}{2}$ شتاب حداکثر زمین (PGA) برای تمام زلزله ها و برای تمام بزرگی ها، مقدار نسبتاً کوچکی است (کمتر از چند سانتیمتر).

b. محاسبه نیروهای محرکه لرزه ای

- افزایش نیروی محرک دینامیک به صورت زیر محاسبه میشود:
- ضریب فشار محرک کل (K_{AE}) را با استفاده از فرمول مونونوبه - اوکابه محاسبه کنید (معادله ۵.۲۲ در بخش ۵.۴.۵.۴).

- افزایش ضریب فشار محرک (ΔK_{AE}) را به صورت زیر محاسبه کنید: ($\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A$)
- K_A (ضریب فشار محرک) در گام 3A در قسمت قبل محاسبه شده است.
- افزایش فشار محرک دینامیک را از معادله زیر محاسبه کنید:

معادله 6.9

$$\Delta P_{AE} = \frac{\gamma H_1^2}{2} \Delta K_{AE}$$

- برای خاکریز افقی، فشار محرک دینامیک مستقیماً از رابطه زیر به دست می آید:

معادله 6.10

$$\Delta P_{AE} = 0.375 \frac{\gamma H_1^2}{2} A_m$$

افزایش ضریب فشار محرک در معادله بالا بر اساس روش ساده ی پیشنهادی

Seed & Whitman (1970) برای خاکریزهای افقی به صورت زیر است:

معادله 6.11

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} k_h$$

$$K_h = 0.5 A_m$$

در ضمن فرض شده است:

- فرض میشود که افزایش نیروی محرکه دینامیکی (ΔP_{AE}) موازی با زاویه شیب خاک پشت دیوار عمل (i.e., $\delta = \beta_{eq}$) می کند (شکل 6.4 مشاهده شود).

- فرض میشود نقطه اثر افزایش نیروی محرک در فاصله $0.6H_1$ از پایین دیوار است (شکل ۶.۴ مشاهده شود).

- نیروی محرک کل را با استفاده از رابطه زیر به دست آورید:

معادله ۶.۱۲

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

P_A (فشار محرک در حالت استاتیکی) در گام A ۳ در قسمت قبل محاسبه شده است.

C. پایداری در برابر لغزش در حالت لرزه ای

- پایداری در برابر لغزش با توجه به تمام نیروهای وارد بر دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) محاسبه کنید (برای مثال نیروهای اینرسی و نیروهای محرک).
- ضریب اطمینان در برابر لغزش را با استفاده از معادله ۵.۷ محاسبه کنید.
- اطمینان حاصل شود که FS_{SL} بزرگتر از مینیمم پیشنهاد شده در جدول ۵.۳ برای حالت لرزه ای است.
- اگر معیار حداقل بر آورده نشود باید طراحی دوباره انجام شود.

C. انواع گسیختگی داخلی

(۱) مقاومت بیرون کشیدگی میخ $[R_p]$

این فرآیند در گام 3.A.1 بیان شد و مشخص شد که با برآورده شدن پایداری کلی، این شرط به طور اتوماتیک برآورده می شود ($T_{max} \leq R_p / FS_p$). در قسمت آنالیز برنامه SNAIL، طول میخ (nail) محاسبه شده (مربوط به یک ضریب اطمینان قابل قبول برای یک سطح گسیختگی بحرانی) بر اساس مقادیر ظرفیت بیرون کشیدگی میخ (nail) است که با ضریب اطمینان در مقابل بیرون کشیدگی (FS_p) کاهش یافته است.

(۲) مقاومت کششی میخ $[R_T]$

- برنامه SNAIL در پایان کار وقتی خروجی می دهد میانگین نیروی کششی محاسبه شده برای حالت $FS_G = 1.0 (T_{avg-s})$ را ارائه می دهد.
- نیروی وارد بر میخ ها (nails) را از برنامه SNAIL دریافت کنید و با یکدیگر جمع کنید. عدد حاصل را بر تعداد میخ هایی که در آنالیز شرکت کرده اند تقسیم کنید. عدد بدست آمده میانگین نیروی وارد بر میخ (T_{avg}) است.
- برنامه SNAIL ماکزیمم نیروی کششی وارد میخ ها را محاسبه می کند (T_{max}).
- نیروی کششی ماکزیمم (T_{max-s}) وارد بر میخ از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$T_{\max-s} = \left(\frac{T_{\text{avg-s}}}{T_{\text{avg}}} \right) T_{\max} \quad \text{معادله ۶-۱۳}$$

- مقدار تنش تسلیم (f_y) میخ را انتخاب کنید.
- با استفاده از $T_{\max-s}$ ، f_y و ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی کششی (FS_T)، مقدار مورد نیاز مقطع میخ (A_t) را از رابطه زیر محاسبه کنید.

$$A_t \geq \frac{T_{\max-s} FS_T}{f_y} \quad \text{معادله ۶-۱۴}$$

- با استفاده از جدول A.1 نزدیک ترین اندازه میخ موجود در بازار به عدد محاسبه شده را انتخاب کنید.
- توجه شود که میخ باید به گونه ای در سوراخ قرار گیرد که با مینیمم ضخامت دوغاب سیمان یعنی 25mm(1in) و محافظ خوردگی هماهنگی داشته باشد.

D. طراحی وجه Facing Design

- نیروی کششی طراحی در بالای میخ (T_0) در وجه دیوار را به صورت زیر محاسبه کنید:

$$T_0 = T_{\max-s} [0.6 + 0.2 (S_v[m] - 1)] \quad \text{معادله ۶-۱۵}$$

- ضخامت وجه دیوار (wall facing) را انتخاب کنید:

[e.g., 100, 150, 200 mm (4, 6, 8 in.)]

ضخامت موقتی (h):

[e.g., 200 mm (8 in.)]

ضخامت دائمی (h):

- مصالح مورد نیاز برای ساخت دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) را انتخاب کنید.

فولاد تقویتی:

Grade (f_y): 420 MPa (Grade 60), 520 MPa (Grade 75).

WWM features (refer to Appendix A, Table A.2).

Rebar features (refer to Appendix A, Table A.3).

Concrete Strength (f'_c): 21 and 28 MPa (3,000 and 4,000 psi).

Select headed-stud characteristics (Table A.6).

Select bearing plate geometry: min. 200 × 200 mm (8 × 8 in.) and 19 mm (0.75 in.) thick

4 تعیین مقاومت خمشی وجه (facing) برای حالت موقتی و دائمی

a. مینیمم نسبت فولاد به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rho_{\min} [\%] = 20 \frac{\sqrt{f'_c} [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \quad \text{معادله ۶-۱۶}$$

ماکزیمم نسبت فولاد به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rho_{\max} [\%] = 0.5 \frac{f'_c [\text{MPa}]}{f_y [\text{MPa}]} \left(\frac{600}{600 + f_y [\text{MPa}]} \right) \quad \text{معادله ۶-۱۷}$$

b. مقدار مساحت فولاد بر واحد طول WWM برای وجه (facing) موقتی یا دائمی (جدول A.3) در بالای میخ

(a_n) و در وسط دهانه (a_m) (mid span) را در دو جهت عمودی و افقی تعیین کنید.

برای وجه (facing) موقتی، اگر علاوه بر WWM از میلگرد تقویتی در بالای میخ استفاده شود کل مساحت فولاد

در بالای میخ در جهت عمودی (معادله ۶-۱۸ مشاهده شود) و افقی (معادله ی ۶-۱۸ با دقت تغییر داده شود) باید

دوباره محاسبه شود.

معادله ۶-۱۸

$$a_n = a_m + \frac{A_{vw}}{S_H}$$

c. نسبت فولاد (ρ) در بالای میخ و در وسط دهانه (mid span) به صورت زیر محاسبه شود بخش 5.6.3.3
مشاهده شود):

معادله ۶-۱۹

$$\rho_n = \frac{a_n}{b h/2} 100$$

$$\rho_m = \frac{a_m}{b h/2} 100$$

معادله ۶-۲۰

d. اطمینان حاصل شود که نسبت فولاد در بالای میخ و وسط دهانه (mid span) در حالت موقتی و دائمی بزرگتر از مقدار مینیمم نسبت فولاد است ($\rho \geq \rho_{min}$). اگر این چنین نشد مقدار فولاد (a_n یا a_m) را افزایش دهید تا این معیار برآورده شود.

e. اطمینان حاصل شود که نسبت فولاد در بالای میخ و وسط دهانه (mid span) در حالت موقتی و دائمی کمتر از مقدار ماکزیمم نسبت فولاد است ($\rho_{max} \geq \rho$). اگر این چنین نشد مقدار فولاد (a_n یا a_m) را کاهش دهید تا این معیار برآورده شود.

f. با استفاده از جدول 5.1 فاکتور C_4 (معمولا برای وجه های (facing) دائمی 1 است) را انتخاب کنید و اگر فشار خاک پشت وجه (facing) یکنواخت نبود آن را اثر دهید.

g. مقاومت خمشی وجه به صورت زیر محاسبه می شود: (معادله ۶-۲۱)

$$R_{FF} [kN] = \text{minimum of} \left(\begin{array}{l} 1.6 \times C_F \times (a_{vn} + a_{vm}) [mm^2/m] \times h [m] \\ 1.6 \times C_F \times (a_{hn} + a_{hm}) [mm^2/m] \times h [m] \end{array} \right)$$

از طرف دیگر کل نسبت فولاد (ρ_{tot}) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rho_{tot} = \rho_n + \rho_m \quad \text{معادله ۶-۲۲}$$

از جدول 6.4a استفاده کنید (اگر نیاز است ρ_{tot} را با درونیایی بدست آورید) و مقدار R_{FF} را برای حالت موقتی و دائمی بدست آورید.

h. از ضریب اطمینانهای (FS_{FF}) پیشنهادی در جدول 5.3 برای خمش وجه (face) استفاده کنید. اطمینان حاصل شود که مقاومت خمشی وجه (face) در حالت موقت و دائمی، بیشتر از نیروی کششی در بالای میخ (T_0) است:

$$R_{FF} \geq FS_{FF} T_0 \quad \text{معادله ۶-۲۳}$$

i. اگر ظرفیت وجه (facing) در حالت موقتی یا دائمی نامناسب است، ضخامت وجه (face)، مقاومت فولاد یا مقاومت بتن را افزایش دهید و محاسبات را دوباره انجام دهید.

5) تعیین مقاومت وجه (face) در برابر برش سوراخ کننده (R_{FP})

a. وجه موقتی: با داشتن مقاومت بتن ($f'c$)، ضخامت وجه (h) و طول صفحه ی بار (L_{BP}) و با استفاده از جدول 6.4b می توان مقاومت در برابر برش سوراخ کننده (R_{FP}) را برای وجه (face) موقتی بدست آورد.

b. وجه دائمی: با داشتن مقاومت بتن ($f'c$) و خصوصیات هندسی بیرون زدگی میخ از وجه (headed stud) و فاصله ی آنها و با استفاده از 6.4c می توان مقاومت در برابر برش سوراخ کننده (R_{FP}) را برای وجه (face) دائمی بدست آورد.

از طرف دیگر، با استفاده از معادلات ارائه شده در بخش 5.6.4.2 می توان مقاومت در برابر برش سوراخ کننده (R_{FP}) را برای وجه (face) موقتی و دائمی را بدست آورد.

c. از ضریب اطمینان (FS_{FP}) پیشنهادی در جدول 5.3 برای برش سوراخ کننده استفاده کنید. اطمینان حاصل شود که مقاومت در برابر برش سوراخ در حالت موقت و دائمی بیشتر از نیروی کششی در بالای میخ (T_0) است:

$$R_{FP} > FS_{FP} T_0 \quad \text{معادله ۶-۲۴}$$

d. اگر مقاومت در برابر برش سوراخ کننده در وجه در حالت موقت و دائمی مناسب نباشد، از المان های اضافی یا مصالح با مقاومت بالاتر استفاده کنید و محاسبات را دوباره انجام دهید.

6 تعیین مقاومت (F_{FH}) قسمت بیرون زده میخ از سطح (Headed stud) در حالت دائمی

a. با استفاده از جدول 6.4d یا رابطه زیر ماکزیمم مقاومت کششی قسمت بیرون زده میخ از سطح (Headed stud) را محاسبه کنید.

$$R_{FH} = N_H A_S f_y \quad \text{معادله ۶-۲۵}$$

b. اطمینان حاصل شود که مقدار بدست آمده بزرگتر از نیروی کششی وارد بر بالای میخ است.

معادله ۶-۲۶

$$R_{FH} > F_{SHT} T_o$$

c. اطمینان حاصل شود که فشار روی بتن در قسمت عقب بیرون زده میخ از سطح (Head stud) در محدوده ی قابل قبول است با این فرض که:

معادله ۶-۲۷

$$A_H \geq 2.5 A_S$$

$$t_H \geq 0.5 (D_H - D_S)$$

معادله ۶-۲۸

A_H = مساحت مقطع بالازدگی (stud head)

A_S = مساحت مقطع میله (stud shaft)

t_H = ضخامت سر (head)

D_H = قطر مقطع بالا زدگی (stud head)

D_s = قطر مقطع میله (stud shaft)

d. مهاربندی مناسب برای اتصالات قسمت بیرون زده ی میخ (head stud) فراهم شود و مهارها حداقل تا وسط وجه یا پشت مش تقویتی در وجه نهایی ادامه پیدا کند.

e. به صورت مینیمم 50mm(2in) پوشش بالای قسمت بیرون زده ی میخ (headed stud) لحاظ شود.

f. اگر ظرفیت کافی نیست، از المان های بلندتر یا با مقاومت بیشتر استفاده کنید.

TABLE 6.4: FACING RESISTANCE FOR VARIOUS FAILURE MODES (SI UNITS).**(a) FACING RESISTANCE FOR FLEXURE, R_{FF}
(TEMPORARY FACING)**

$h^{(1)}$ (mm/in.)	Nail Spacing Ratio ⁽²⁾ [-]	$\rho_{tot} (%)^{(4)}$		
		0.5	1.0	2.0
R_{FF} in kN (kip)				
100/4	0.67	50 (12)	105 (24)	210 (48)
	1	75 (18)	155 (36)	315 (71)
150/6	0.67	90 (20)	175 (40)	355 (81)
	1	130 (30)	265 (60)	535 (120)
200/8	0.67	105 (24)	210 (48)	425 (95)
	1	155 (36)	315 (71)	635 (143)

Based on a reinforcement yield strength, f_y , of 420 MPa (Grade 60). For $f_y = 520$ MPa (Grade 75), multiply the values in the table by 1.24. For permanent facing, for $h = 100$ mm (4 in.), divide R_{FF} by 2; for $h = 150$ mm (6 in.), divide R_{FF} by 1.5; for $h = 200$ mm (8 in.), use same R_{FF} .

**(b) FACING RESISTANCE FOR SHEAR
PUNCHING, R_{FP}
(TEMPORARY FACING)**

$h^{(1)}$ (mm/in.)	$f'_c^{(3)}$ (MPa)	Bearing Plate Length, L_{BP} (mm/in.)		
		200/8	225/9	250/10
R_{FP} in kN (kip)				
100/4	21	140 (32)	150 (35)	165 (37)
	28	165 (37)	175 (40)	190 (43)
150/6	21	245 (56)	265 (60)	285 (64)
	28	288 (65)	305 (69)	325 (74)
200/6	21	380 (85)	400 (91)	425 (96)
	28	435 (99)	465 (105)	495 (111)

**(c) FACING RESISTANCE FOR SHEAR
PUNCHING, R_{FP}
(PERMANENT FACING)**

$h_c^{(5)}$ (mm/in.)	$f'_c^{(3)}$ (MPa)	Headed-Stud Spacing, S_{HS} (mm/in.)		
		100/4	125/5	150/6
R_{FP} in kN (kip)				
100/4	21	95 (21)	95 (21)	95 (21)
	28	110 (25)	110 (25)	110 (25)
125/5	21	130 (30)	145 (33)	145 (33)
	28	150 (35)	170 (39)	170 (39)
150/6	21	175 (40)	195 (44)	210 (48)
	28	205 (46)	225 (51)	245 (55)

**(d) FACING RESISTANCE FOR HEADED STUD,
TENSILE FAILURE, R_{FH}
(PERMANENT FACING)**

Headed-Stud Shaft Diameter, D_s		R_{FH} kN (kip)
mm	in.	
9.7	3/8	120 (28)
12.7	1/2	210 (48)
15.9	5/8	330 (75)
19.1	3/4	480 (108)
22.2	7/8	650 (146)

Based on 4 headed-studs and a yield strength, f_y , of 420 MPa (Grade 60). For $f_y = 520$ MPa (Grade 75), multiply the values in the table by 1.24

Notes:

- (1) h is the facing thickness.
- (2) Nail space ratio is the lowest of either S_V/S_H or S_H/S_V , resulting in a value less than or equal to 1.
- (3) f'_c is the concrete nominal compressive strength.
- (4) ρ_{tot} is the total reinforcement ratio calculated as $\rho_{tot} = \rho_n + \rho_m$, where ρ_n and ρ_m are the nail head and mid-span reinforcement ratios, respectively. $\rho_i = a_{ij}/0.5h$, where a_{ij} = cross sectional area of reinforcement per unit width in "i" direction (vertical or horizontal) and at location "j" (nail head or midspan).
- (5) $h_c = L_s - t_H + t_P$ where: L_s is the effective headed-stud length (Table A.6); t_P is the bearing plate thickness [typically 19 mm (0.75 in.)]; t_H is the headed-stud head thickness (Table A.6).

(7) ملاحظات دیگر طراحی در وجه (face)

برای کاهش احتمال گسیختگی در بالای میخ (بخش 5.6.5 مشاهده شود)، استفاده از المان هایی با سختی های زیر پیشنهاد می شود. اطلاعات اضافی در بخش 5.6.5 موجود است.

- صفحات باربر (Bearing Plates): صفحات باربر باید دارای تنش تسلیم (f_y) حداقل معادل 250Mpa باشند (ASTM A-36/A36M)

- مهره ها: مهره ها باید مقاوم، شش گوشه با سیستم محافظت در برابر خوردگی باشند.

(اگر از میله هایی با پوشش اپوکسی استفاده می شود مهره های بزرگتر قابل کاربرد است)

- واشرها: واشرها باید از جنس فولاد یا فولاد گالوانیزه باشند. اگر صفحات و المان های مورد استفاده از نظرسختی در محدوده ی فوق نیستند، یک محاسبه معمول باید روی ظرفیت ها انجام شود. توجه شود که بعضی سیستم های خاص از مهره های تکیه گاهی کروی استفاده می کنند که به واشر نیاز ندارد.

6.5 گام 4: تخمین میزان تغییر شکل

(1) از شکل 5.23 کمک بگیرید و مقدار تخمینی جابجایی قائم و افقی را بدست آورید.

(2) ارتفاع دیوار (H) و زاویه دیوار با خط قائم (α) را مشخص کنید. (در شکل 5.23 نوع متغیرها مشخص شده است).

(3) نوع زمین را مشخص کنید. (برای مثال: سنگ هوازده یا خاک سخت خاک ماسه ای، خاک رسی)

(4) جابجایی افقی (δ_h) و قائم (δ_v) در بالای دیوار را تعیین کنید.

متغیر	سنگ هوازده یا خاک سخت	خاک ماسه ای	خاک رسی
δ_h/H and δ_v/H	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{333}$
C	1.25	0.8	0.7

5 ناحیه تایید (D_{DEF}) جایی که تغییر شکل زمین اتفاق می افتد را محاسبه کنید:

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C (1 - \tan \alpha) \quad \text{معادله 6.29}$$

6 جابجایی تخمینی را بامعیار ماکزیمم جابجایی مقایسه کنید.

7 در مناطقی با احتمال زلزله ی زیاد نیاز است جابجایی با استفاده از تحلیل لرزه ای محاسبه شود (مثل آنالیز نیومارک). در محل هایی با خاک نرم و محل هایی که پتانسیل بزرگنمایی سایت (site amplification) در آن جا وجود دارد می توان از این نوع تحلیل استفاده کرد (Kramer 1996).

6.6 گام 5: ملاحظات دیگر در طراحی

A. زهکشی

- سطح آب زیرزمینی در محل را ارزیابی کنید.
- برای عملکرد مناسب در بلندمدت و جلوگیری از وقوع مشکلات برای سازه ممکن است نیاز شود تجهیزات کنترل آب سطحی (مانند کانال) و تجهیزات کنترل آب زیرزمینی (مانند زهکش ژئوکامپوزیت و لوله های زهکش) نصب شود.
- در پروژه هایی که زهکش ها نصب می شوند ولی امکان بازرسی و نگهداری مناسب از آن ها نیست، آنالیز عملکرد بلندمدت خاکهای دوخته شده به خاک (soil nail walls) با فرض سطح بالایی از آب زیرزمینی انجام میشود.

B. عمق نفوذ یخبندان

- عمق نفوذ یخبندان را ارزیابی کنید.
- آمادگی خاک برای یخ زدن به شرح زیر کنترل کنید:
- ضریب یکنواخت خاک (C_v) را از روی منحنی دانه بندی خاک مشخص کنید.

- کسر خاک (fraction of soil) را کوچکتر از 2mm در نظر بگیرید.
- اگر کسر خاک (fraction of soil) بزرگتر از 3 درصد برای خاک های غیریکنواخت ($C_u > 5$) و بزرگتر از ۱۰ درصد برای خاک های یکنواخت ($C_u \leq 5$) باشد خاک آمادگی یخ زدن دارد.
- اگر خاک آمادگی برای یخ زدن دارد، یک لایه ای بزرگتر از عمق نفوذ یخبندان مشخص کنید. از عایق کننده ها برای کاهش عمق یخبندان استفاده کنید. (شکل 5.27 و بخش 5.11.2 برای جزئیات بیشتر مشاهده شود)

C. بارهای خارجی

- حالت های دقیق بارها، شامل دائمی بودن بارها (مثل وزن سازه ی پی) و انتقالی بودن بار (مثل بار ترافیک را شناسایی کنید).
- به بارترافیک بار اضافی (75psf) 12 kpa را اضافه کنید تا اثر تجهیزات سازه ای سنگین لحاظ شود. همچنین اضافه بار به میزان 15 kpa (100psf) برای حالت دائمی در نظر بگیرید.

D. تحمل بار مرده ی وجه (face)

- برای وجه های (face) موقتی با ضخامت کمتر از 100mm(4in) توانایی میخ ها برای تحمل وزن وجه موقتی از طریق برش و اصطکاک باید مورد ارزیابی قرار گیرد.
- اگر میخ ها نتوانند این بار را به طور مناسب تحمل کنند میلگردهای تقویتی شیب دار و کوتاه اضافی استفاده می شود تا به عنوان یک پایه ی فشاری عمل کنند (شکل 5.28 مشاهده شود).

مثال: در ادامه مثالی آمده است که قدم به قدم و با استفاده از فرایندهای گفته شده طی این فصل و با استفاده از ضمیمه ی B طراحی شده است. یک مثال کامل با شرح بیشتر در ضمیمه موجود است.

ملاحظات اولیه ی طراحی

1) محدودیت های سازه ای

- a.** در جلو یا پشت دیوار شیبی وجود ندارد ($\beta=0$)
- b.** دسترسی به محل آسان است.
- c.** محدودیتی در تعداد ردیف ها وجود ندارد.
- d.** خاک بدون دستخوردگی است.
- e.** سازه ی مجاور وجود ندارد. ادامه ی ناحیه ی تغییر شکل یافته در پشت دیوار مدنظر نیست.
- f.** محدودیتی برای ارتفاع دیوار وجود ندارد.

- **Other Requirements**

- 1) Project design life: wall is for a temporary excavation expected to be open a few months. Assume temporary structure.
- 2) Aesthetics requirements: none.
- 3) Performance criteria: conventional.
- 4) Deformation performance: conventional

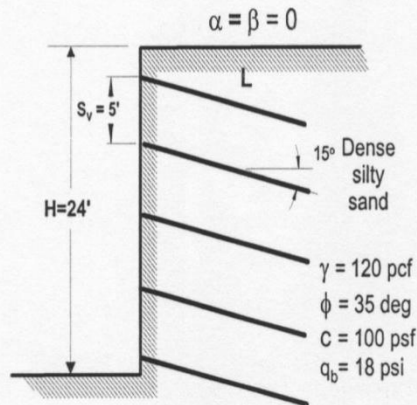


Figure 6.6: Example.

STEP 1: INITIAL CONSIDERATIONS AND PARAMETERS

- Wall layout: Height, $H = 8$ m (24 ft); wall length $\gg H$; face batter: $\alpha = 0$; slope: $\beta = 0$;
- Soil nail spacing: $S_H = S_V = 1.5$ m (5 ft)
- Soil nail pattern on wall face: uniform
- Soil nail inclination: $i = 15$ degrees
- Soil nail length distribution: uniform
- Soil nail materials: Nail bar: Grade 420, $f_y = 420$ MPa (60 ksi)
- Soil properties

From site investigations, dense to very dense silty sands with the following properties were encountered:

$\phi' = 35$ degrees, $c' = 5$ kPa (100 psf), $\gamma = 18.9$ kN/m³ (120 pcf)

Ultimate bond strength is selected as:

$q_u = 125$ kPa = 18 psi

Select $D_{DH} = 150$ mm (6 in.) in step H below.

Select $FS_P = 2.0$ in step H below.

Calculate normalized bond strength:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{FS_P \gamma S_H S_V} = \frac{18 \text{ psi} \times (144 \text{ in.}^2/\text{ft}^2) \times 6 \text{ in.} \times (1 \text{ ft}/12 \text{ in.})}{2 \times 120 \text{ pcf} \times 5 \text{ ft} \times 5 \text{ ft}} = 0.22$$

H. Other design considerations

- 1) Drilling method: For the existing ground conditions, conventional rotary drilling is possible (Chapter 3).
- 2) Drill hole diameter: Select a minimum diameter compatible with these conditions: $D_{DH} = 150 \text{ mm}$ (6 in.)
- 3) Corrosion Potential: The ground corrosion potential is unknown. Per Appendix C guidelines, for temporary structures and ground with unknown aggressivity, provide Class II corrosion protection as a minimum. Provide a minimum grout thickness of 25 mm (1 in.) over nail bars.
- 4) Minimum Factors of Safety: For the following conditions: Temporary structure, static loads only, non-critical structure, use:

Failure Mode	Resisting Component	Symbol	Minimum Recommended Factors of Safety
External Stability	Global Stability	FS_G	1.35
	Global Stability	FS_G	1.2-1.3
	Sliding	FS_{SL}	1.3
	Bearing Capacity	FS_H	2.5
Internal Stability	Pullout Resistance	FS_P	2.0
	Nail Bar Tensile Strength	FS_T	1.5
Facing Strength	Facing Flexure	FS_{FF}	1.35
	Facing Punching Shear	FS_{FP}	1.35
	Headed-Stud Tensile (A307 Bolt)	FS_{HT}	1.8

• Loading Conditions

- 1) From Table 5.5:
 - a. Dead load (self-weight is the only dead load)
 - b. Live Load (minimal during construction, and neglected beyond construction)
 - c. No wind
 - d. No impact
 - e. No seismic load

STEP 2: PRELIMINARY DESIGN

Nail Length and Diameter using simplified charts

For $\alpha = 0, \beta = 0$, use Figure B.1. With $\phi' = 35$ degrees and $\mu = 0.22$

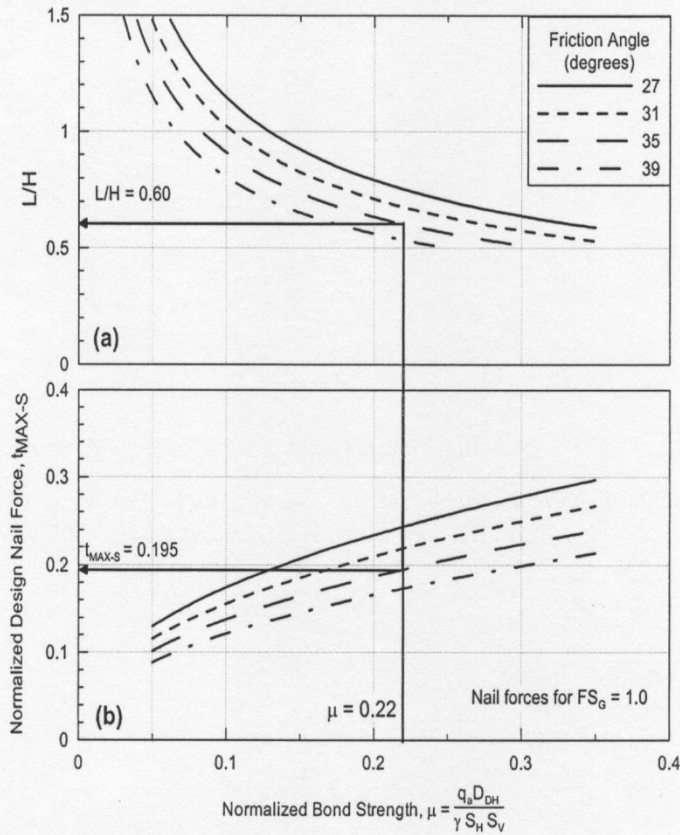
$$L/H = 0.60$$

$$t_{\max-s} = 0.195$$

Nail Length

Correction for drillhole diameter, $C_{1L} = 0.83$ (from Figure B.7)

$L = 0.60 \times 24 \text{ ft} \times 0.83 = 12.0 \text{ ft}$. Check: $12.0/24 = 0.50$. This value is on the low side. Adopt $L = 16 \text{ ft}$ ($L/H = 0.67$) to reduce potential wall deformations.



Calculate Design Nail Tensile Load

Correction for drillhole diameter, $C_{1F} = 1.48$

$$T_{\max-s} = t_{\max-s} \gamma S_H S_V H C_{1F} = 0.195 \times 120 \times 5 \times 5 \times 24 \times 1.48 / 1,000 = 20.8 \text{ kip}$$

Required cross sectional area of steel

$$A_t = \frac{T_{\max-s} FS_T}{f_y} = \frac{20.8 \times 1.5}{60} = 0.52 \text{ in}^2$$

Select a No. 25 (No. 8) threaded bar with cross sectional area $A = 510 \text{ mm}^2$ (0.79 in²) and diameter = 25 mm (1.12 in.) (see Table A.1).

Bar installation: This bar can be installed with no difficulty in the drillhole. Available cover is at least $(6 - 1.12) / 2 = 2.44 \text{ in.} = 62 \text{ mm} > \text{minimum cover} = 25 \text{ mm.}$

STEP 3: FINAL DESIGN

A. External Failure Modes

Only the preliminary design developed in Step 2 is considered in this example.

B. Seismic Considerations

No seismic considerations are necessary in this example.

C. Internal Failure Modes

Only the preliminary design developed in Step 2 is considered in this example.

D. Facing Design

- 1) Maximum design tensile force at the face:

$$\begin{aligned} T_o &= T_{\max-s} [0.6 + 0.057 (S_{\max} [\text{ft}] - 3)] = \\ &= 20.8 [0.6 + 0.057 (5 - 3)] = 19.5 \times 0.71 = 14.9 \text{ kip} \end{aligned}$$

- 2) Facing Features

- a) Wall facing type:

Temporary: Shotcrete + WWM

Permanent: Cast-in-Place Reinforced Concrete

- b) Facing geometry

Temporary facing thickness, $h = 100 \text{ mm}$ (4 in.)

Permanent facing thickness, $h = 200 \text{ mm}$ (8 in.)

Steel reinforcement

$$f_y = 420 \text{ MPa (60 ksi)}$$

Temporary facing reinforcement: Select WWM: 4x4 – W2.9 x W2.9

Select Rebar: horizontal and vertical waler bars: 2 × No. 3, Grade 60

$A_s = 2 \times 0.11 = 0.22 \text{ in.}^2$ in both directions)

Permanent facing reinforcement: No. 5 @ 12 in., each way

Concrete Strength, $f_c' = 21 \text{ MPa}$ (3,000 psi)

Select headed-stud characteristics:

4 H-Studs: $1/2 \times 4^{1/8}$, Grade 60, $L_s = 100$ mm (4 in.), $D_H = 25$ mm (1 in.),
 $D_S = 13$ mm (0.5 in.), $t_H = 8$ mm (0.3 in.), $S_S = 150$ mm (6 in.), headed-
stud spacing, $S_{HS} = 150$ mm.

Select bearing plate geometry

Bearing Plate, Grade 36, Length: $L_{BP} = 225$ mm (9 in.), thickness: $t_P = 25$
mm (1 in.).

3) Facing Reinforcement

Temporary Facing

a) Reinforcement in vertical and horizontal directions in midspan

Area per unit length (WWM for temporary facing) (Table A.2)

$$a_{vm} = a_{hm} = 0.087 \text{ in.}^2/\text{ft for WWM } 4 \times 4 - \text{W}2.9 \times \text{W}2.9.$$

b) Reinforcement in vertical and horizontal directions around soil nail head

$$a_{vn} = a_{hn} = a_{vm} + \frac{A_{vw}}{S_H} = 0.087 + \frac{0.22}{5} = 0.13 \text{ in.}^2/\text{ft}$$

c) $C_F = 2.0$ (Table 5.1)

$$d) \rho_n = a_{vn} / 0.5 h = (0.13 \text{ in.}^2/\text{ft}/12) / (0.5 \times 4 \text{ in.}) \times 100 = 0.54 \%$$

$$e) \rho_m = a_{vm} / 0.5 h = (0.087 \text{ in.}^2/\text{ft}/12) / (0.5 \times 4 \text{ in.}) \times 100 = 0.36 \%$$

$$f) \rho_{\min} [\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c [\text{psi}]}}{f_y [\text{ksi}]} = 0.24 \frac{\sqrt{3,000}}{60} = 0.22 \%$$

$$g) \rho_{\max} [\%] = 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right) = 0.05 \frac{3,000}{60} \left(\frac{90}{90 + 60} \right) = 1.5 \%$$

$$h) \rho_m = 0.36 \% > \rho_{\min} = 0.22 \% \checkmark$$

$$\rho_m = 0.36 \% < \rho_{\max} = 1.5 \% \checkmark$$

$$i) \rho_n = 0.54 \% > \rho_{\min} = 0.22 \% \checkmark$$

$$\rho_n = 0.54 \% < \rho_{\max} = 1.5 \% \checkmark; \rho_n / \rho_m = 1.5 < 2.5 \checkmark$$

$$j) \rho_{\text{tot}} = \rho_n + \rho_m = 0.54 \% + 0.36 \% = 0.90 \%$$

Permanent Facing

a) Area per unit length for No. 5 @ 12 in., each way (Table A.3)

$$a_{vn} = a_{vm} = 0.31 \text{ in.}^2/\text{ft}.$$

b) Total reinforcement in vertical direction (no waler bars)

$$a_{vn} = a_{vm} = 0.31 \text{ in.}^2/\text{ft}$$

c) $C_F = 1.0$ (Table 5.1)

d) $\rho_{\min} [\%] \geq 0.24 \frac{\sqrt{f'_c [\text{psi}]}}{f_y [\text{ksi}]} = 0.24 \frac{\sqrt{3,000}}{60} = 0.22 \%$

e) $\rho_{\max} [\%] \geq 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right) = 0.05 \frac{3,000}{60} \left(\frac{90}{90 + 60} \right) = 1.5\%$

f) $\rho_n = \rho_m = 0.31/12/(0.5 \times 8) \times 100 = 0.64\%$ (satisfies both ρ_{\min} and ρ_{\max})

g) $\rho_{\text{tot}} = 1.29\%$

4) Facing Tensile flexural Resistance (R_{FF}) - Temporary and Permanent Facing

a) Facing flexural resistance (R_{FF})

Temporary: From Table 6.4a, $R_{FF} = 140 \text{ kN}$ (32 kip)

Permanent: From Table 6.4a, $R_{FF} = 412.8 \text{ kN}$ (93 kip)

b) Verify: $FS_{FF} T_o < R_{FF}$

Temporary: $1.35 \times 14.9 = 20.1 \text{ kip} < 32 \text{ kip} \checkmark$

Permanent: $1.5 \times 14.9 = 22.4 \text{ kip} < 93 \text{ kip} \checkmark$

5) Facing Punching Shear Resistance (R_{FP}) – Temporary and Permanent Facing

a) Facing flexural resistance (R_{FP})

Temporary: From Table 6.4b, $R_{FP} = 150 \text{ kN}$ (35 kip)

Permanent: $h_c = 4 \text{ in.} - 0.3 \text{ in.} + 1 \text{ in.} = 4.7 \text{ in.}$ (120 mm)

From Table 6.4c, with $S_{HS} = 150 \text{ mm}$ (6 in.)

$R_{FP} = 145 \text{ kN}$ (32 kip)

b) Verify: $FS_{FP} T_o < R_{FP}$

Temporary: $1.35 \times 14.9 = 20.1 \text{ kip} < 35 \text{ kip} \checkmark$

Permanent: $1.5 \times 14.9 = 22.4 \text{ kip} < 32 \text{ kip} \checkmark$

6) Facing Head Stud Resistance (R_{HT}) – Permanent Facing

a) Maximum tensile resistance (headed-stud tensile failure) (R_{HT})

$R_{HT} = N_H A_{SH} f_y = 4 \times 0.196 \text{ in.}^2 \times 60 \text{ ksi} = 47 \text{ kip}$

b) Verify: $FS_{FP} T_o = 1.8 \times 14.9 = 26.7 < 47 \text{ kip} \checkmark$

فصل ۷: ویژگی ها و اهداف قرارداد

۷-۱ مقدمه

دو نوع از روش های قرارداد بستن برای توسعه ی ویژگی های قرارداد برای سیستم دیوار های میخ گذاری شده در خاک موقت و دائمی استفاده شده است. بعضی از نمایندگان یک دیدگاه را به دیگری ترجیح میدهند یا ترکیبی از اهداف را برای سیستم دیوارهای خاکی که بر اساس اهمیت و پیچیدگی یک پروژه ی خاص هستند را انتخاب می کنند . همینطور بر اساس تجربه های مالک و مشاورین مهندسی است و دسترسی به ویژگی ها و تخصص پیمانکاران . انتخاب روش های قرارداد بستن ممکن است همچنین بستگی داشته باشد به تجربه ی کارگذار در فن آوری دیوارهای خاکی با کوبیدن میخ ها. هر دو اهداف قرارداد بستن معتبر هستند اگر به طرز مناسبی اجرا شود، هر کدام از این فن آوری ها دارای مزیت ها و ضرر های می باشد. روش های طرفین قرارداد شامل:

اهداف روش یا مرحله به مرحله : تمام جزئیات طرح ، مصالح ساختمان و روش ها در جزئیات قرارداد مشخص شده است. تنوع در این روش به طرفین قرارداد این اجازه را می دهد تا روش های نصب میخ را انتخاب کند که مورد نیاز است تا به ظرفیت های تعیین شده ی میخ برسد. در حالی که نیاز های تعیین شده برای قطر میخ ، طول و حفاظت از خوردگی نیاز است.

هدف نتیجه ی نهایی و طرز کار : خطوط و درجه ها با معیار های طراحی خاص و نیاز های اجرایی و روش ها در مفاد قرارداد ارایه شده است . با این هدف ، بازبینی پروژه ی تعیین شده و جزئیات طرح پیشنهاد شده در رابطه با نقشه های در حال اجرا ، رخ می دهد. به خاطر اینکه پیمانکاران متخصص اغلب ، ابداع و نوآوری، راه حل های رقابتی در هزینه را معرفی می کند که پیشنهاد شده است که اسناد مربوط به قرارداد برای پروژه ی میخ های خاکی طوری سازمان بندی کند تا به پیمانکاران متخصص این اجازه را بدهد تا از قابل دسترس ترین تکنیک های ساخت استفاده کند . بنابراین ، اسناد قرارداد که بر اساس اجرای طرح هستند ، با توجه به روش های دوغاب ریزی سیمان و دریل توصیه شده است. هر دو روش و اهداف اجرای کار ، این انعطاف پذیری را امکان پذیر می کند. در این قسمت ، مراحل قرارداد و اطلاعات مربوط به خطوط هدایت و راهنمایی به طور خلاصه بیان شده است. ویژگی ها در ضمیمه ی **E** فراهم شده است برای هر دو هدف و اهدافی که بر اساس اجرا است. این ویژگی ها می توانند به آسانی تغییر کند برای یک پروژه خاص و می تواند در صورت امکان ارجاع داده شود به ویژگی های استاندارد کارگزار. برای آسان کردن خطوط راهنمای تعیین شده به پروژه های خاص ارجاع داده شود. در سراسر ضمیمه **E** نتایج اضافه شده است .

۷-۲ شرایط قبلی پیمانکاران: رویه هایی برای ساخت SOIL NAIL باید به دقت دنبال شود تا محصولاتی با کیفیت بالا را فراهم آورد و از شرایط ساخت که دلخواه نیستند خودداری کند که می تواند یکی بودن ساختار را به خطر بیندازد و باعث ایجاد صدمه به کارگران شود. نصب رضایتمند میخ ها در خاک زمانی افزایش می یابد که یک پیمانکار این حرفه که باتجربه است و صلاحیت کافی دارد انتخاب شود تا دیوار را بسازد. موفقیت زمانی بیشتر می شود که رویه کیفیت ساخت تضمین شود و بوسیله ی صاحب یا نماینده بازرسی تقویت و رشد یابد. کارگزاران یا مالکان بدون تجربه SOIL NAILING باید به دنبال فراهم کننده شخص سوم شایسته باشند.

مدارک موجود برای ساخت پروژه باید موارد زیر را کاملاً مشخص کند:

(۱) مهارت های لازم برای پیمانکار

(۲) توصیف فرآیندهای ساخت

(۳) وسایلی که پیمانکار باید برای ساخت پروژه از آنها استفاده کند

با رجوع به قسمت های خاص از رهبری در طرح های دستی نمایندگان (مواد ، ساختار ، هیدرولیکی و فن های هندسی) ، ویژگی های ساخت ، شرایط خاص و معیار های اجرا برای دیوار های خاکی ، کارگزار ممکن است قسمتی از شرایط خاص را تخصیص دهد که روش های قابل قبول از طرح ها را دارد بوسیله ی ارجاع به یک یا چندین روش که طرح کلی آن در GEC مشخص شده است یا تعریف کردن روش هایی که پیمانکار به عنوان قسمتی از فرآیند شرایط قبل استفاده می کند .

استفاده از تعیین روش تنها پیشنهاد شده است برای کارگزارانی که تخصص کافی و رشد یافته ای دارند و طراحی SOIL NAIL WALL و کنترل ساخت را در نظر می گیرد به عنوان روش های استاندارد و مرسوم برای حفظ زمین

۷-۴ ویژگی های اجرا : این اهداف اغلب خط و درجه طرح های مفهومی یا طرح های از پیش ساخته شده ، نامیده می شود . تحت این هدف ، نماینده :

۱- نقشه هایی را ارائه می دهد که نیاز های هندسی و مربوط به زیبایی را تعریف می کند برای ویژگی های

ساخت و مواد برای مولفه ها

۲- تعریف نیاز های مربوط به اجرا که شامل عوامل مربوط به ایمنی است .

۳- نشان دادن دامنه ای از ساخت قابل قبول و روش های طرح

این اهداف ، وقتی با ویژگی های قابل ملاحظه و شرایط پیمانکاران همراه می شود ، چندین مزیت را پیشنهاد می دهد . طرح های ساختار اجرا می شود بوسیله ی کارکنان با تجربه و آموزش دیده و می تواند از تجهیزات تخصصی پیمانکاران و روش های همراه با مولفه های مواد که به طور موفقیت آمیزی در گذشته استفاده شده است ، بهره برد . هم چنین اهداف تخصصی اجرا ، هزینه های مهندسی را کاهش داده و نیازهای نیروی کارگری برای نماینده را کاهش می دهد و برخی از هزینه های مربوط به طرح پروژه را تغییر می دهد . ضررهای این طرح این است که مهندسین کارگزار باید تخصص کافی در میخ کوبی در خاک داشته باشند . برای اجرای بازبینی طرح ، موافقت با تغییرات ساخت و همراهی با یک مشاور با کارآیی اعلام شده در این تکنولوژی . هم چنین خاطر نشان شده است که محدودیت ها از قبل با در نظر گرفتن اهداف روش ، تعریف شده است برای پیمانکاران و نمایندگان عمومی خاص که برای شرایط قبلی با دیدگاههای اجرایی قرار دارد . کمیت های پیشنهاد شده از محدودیت های پرداخت تعیین شده هستند که در نقشه های خط و درجه علامت گذاری شده است و می تواند به طور یکجا یا بر اساس قیمت واحد در هر متر مربع از دیوار مزایده می شود . پایه و مبنا برای طرح های جزئی بعد از ارائه قرارداد ، پیشنهاد می شود که به عنوان شرایط خاص به طور کامل بیان شده است .

به عنوان نیاز های کنترل شده و کنترل ساخت ، شرایط خاص باید به طور واضح پیشنهادات مورد نیاز را بیان کند ، هم چنین طرح هایی برای ارائه و طرح هایی برای بازبینی و موافقت این پیشنهادات

موارد شامل شده در شرایط خاص پیشنهاداتی هستند از

۱- محاسبات

۲- نقشه های فنی که به کارخانه داده می شود .

۳- اطلاعات محصول

طرح های تهیه شده به وسیله ی مالک به عنوان بخشی از اسناد قرارداد باید شامل اطلاعات هندسی ، فن های هندسی ، و طرح ها و اطلاعات خاص که در زیر فهرست شده است باشند :

- طرح و ارتقاء نواحی باقیمانده ، شامل آغاز و پایان ایستگاه ، بالای دیوار و ته آن و خط ابتدایی زمین ، سطوح متقاطع و محدودیت های حفاری است .
- نمای هر ساختار نشان دهنده خط ابتدایی زمین ، حداقل سطح پی ریزی ، درجه اتمام یافته در سطح زمین و بالای دیوار یا خط شیب است

- محل تاسیسات ، علائم ، و هرگونه ساختار دیگر و بارهای تحمیل شده توسط هرکدام از این وسایل در صورت وجود .
 - محدودیت های ساخت شامل ساخت مرحله به مرحله ، ردیف و راحتی در ساخت است .
 - نتایج همه ی بررسی های فنی مربوط به زمین در سایت
 - ارائه نقشه ها و روش های ساخت
 - ضرایب اطمینان و ویژگی های مواد
 - سطح حفاظت مورد نیاز از خوردگی
 - قدرت تحمل امتداد دیوار و حرکات مجاز افقی
 - درصد میخ هایی که باید تست شود ، مراحل آزمایش و معیارهای قابل قبول
 - نیازهای مربوط به نظارت ساخت دیوار
 - نیاز های مربوط به مراحل آخر یعنی زیباسازی
- ویژگی های اجرا برای کارگزارانی پیشنهاد شده است که تجربه محدودی در این تکنولوژی دارند و یا پروژه های پیچیده که در آن پیمانکاران متخصص و دانش بومی به حداکثر رسیده است .

فصل هشتم:

بازرسی سازه ای و نظارت اجرایی

۸-۱- مقدمه

هدف این فصل ارائه راهکارهایی برای بازرسی سازه ای و نظارت اجرای دیوارهای دوخته شده به خاک (soil nail walls) است. بازرسی، بخش اصلی برای اطمینان از اجرای دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) طبق مشخصات طرح است. نظارت اجرایی بلندمدت و کوتاه مدت به سمت ارزیابی عملکرد دیوار دوخته شده به خاک (Soil nail wall) هدایت می شود. کارفرما، پیمانکار یا ترکیب آنها می تواند کار بازرسی سازه ای را بر اساس قرارداد پیمانکار انجام دهد (برای مثال در روش نظارت یا اجرای نظارت). نظارت اجرایی معمولاً توسط کارفرما هدایت می شود. برای بازرسی و نظارت دائمی دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) از خصوصیات اجرایی گفته شده در این فصل استفاده می کنیم. عملیات بازرسی، اگر به درستی هدایت شود نقش حیاتی در تولید یک دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) بازی می کند زیرا نتیجه تطابق اجرا با طرح ها و خصوصیات پروژه، سرویس دادن دیوار به اندازه زمان مورد انتظار است. نظارت شاید شامل ارزیابی موارد زیر باشد:

۱- تطابق عناصر سیستم با خصوصیات مواد

۲- تطابق روش ساخت با خصوصیات اجرایی

۳- تطابق نتایج عملکرد کوتاه مدت (برای مثال آزمایش بارگذاری) با نظارت بلندمدت اگر پیمانکار به آن ها نیاز داشته باشد.

یک منبع با اطلاعات ارزشمند در زمینه بازرسی عملی ساختمان یک خاک میخ شده (soil nail) کتاب **"Nailing Field Inspector's Manual – Porterfield 1994"** است.

عملیات نظارت ممکن است شامل اندازه گیری های کوتاه مدت و درازمدت در خصوص عملکرد دیوار دوخته شده باشد. نظارت کوتاه مدت معمولاً به اندازه گیری عملکرد دیوار حین آزمایش بارگذاری محدود می شود (مثل آزمایش خزش). در برخی موارد نظارت بلندمدت شامل ارزیابی حرکت های جانبی دیوار و نشست سطح زمین است. در بسیاری موارد نیازهای اجرایی باعث چنین نظارت هایی می شود. نظارت بلندمدت دیوار دوخته شده به خاک معمولاً شامل نظارت های کوتاه مدت مستمر است.

۸-۲- وظایف قسمت بازرسی

برای یک دیوار دوخته شده به خاک بر اساس روشی که در قرارداد ذکر شده است، عملیات بازرسی بر مبنای اصولی فراگیر و با استفاده از فرآیندهای مورد نیاز و با توجه به خصوصیات طرح، توسط کارفرما اجرا می شود. مسئولیت پیمان کار پیروی از نقشه ها و مشخصات پروژه است. وظایف قسمت بازرسی اطمینان دادن از برآورده شدن کامل عناصر و خصوصیات طرح می باشد. قبل از ساخت دیوار دوخته شده به خاک، شخص مسئول برای کنترل و نظارت بر ساخت دیوار باید با موارد زیر آشنا باشد:

- نقشه ها، خصوصیات فنی و آزمایش های مورد نیاز
- وضعیت زمینی که پروژه قرار است در آن جا اجرا شود
- مصالح مورد نیاز و مقاومت مجاز آن ها
- ترتیب مراحل ساخت
- مهارت های مورد نیاز برای شغل های تخصصی و داشتن اطلاعات لازم برای برآورده کردن این شغل ها

مواردی که برای اطمینان از کیفیت، در حین ساخت باید مورد توجه واقع شوند:

- سازه بر طبق نقشه و خصوصیات آن ساخته شده است.
- ارتفاع حفاری مجاز افزایش پیدا نکرده است (میزان حفاری به مقدار مجاز باشد).
- سوراخ حفر شده برای میخ ها (nails) حین جای گذاری میخ ایجاد نشده است.
- میل گرد مورد استفاده برای دوختن از نظر اندازه و نوع میل گرد صحیح باشد (مثل طول میل گرد، قطر میل گرد)
- سیستم های حفاظت در برابر خوردگی باید در هماهنگی کامل با یکدیگر باشند.
- تزریق دوغاب سیمان، قرار دادن میل گرد و میس و شاتکریت بر طبق مصالح و روشها خواسته شده باشد.
- آزمایش بیرون کشیدگی میل گرد، مقادیر مورد نیاز برای طراحی را تایید می کند.
- زهکش مورد نیاز به طور صحیح نصب شود.

۱-۳-۸- مصالح سازه ای

کیفیت تمام مواد مورد استفاده در پروژه، در محل پروژه و به وسیله ی ترکیبی از فرایندهای زیر کنترل می شود.

- آزمون های چشمی برای درک نقص های احتمالی ناشی از مهارت ضعیف، آلودگی یا آسیب هنگام حمل کردن
 - کنترل گواهینامه ی صادره از طرف تولید کننده یا تهیه کننده مصالح مبنی بر این که مصالح، نیازهای پروژه را برآورده می سازد.
 - انجام آزمون های آزمایشگاهی بر روی بعضی از نمونه های گرفته شده از مصالح آورده شده به پروژه یا انبار
- عناصر فولادی، متمرکز کننده ها (centralizers)، عناصر تزریق، پوشش اپوکسی، تخته کوبی یا سپرکوبی (sheathing)، سیمان، افزودنی ها، مصالح زهکش ژئوکامپوزیت و لوله ها بر طبق گواهینامه کارخانه قبول می شود.
- دوغاب سیمان و شاتکریت ابتدا براساس طرح اختلاط مهندسان آماده می شود، سپس آزمایش فشار برای تایید آنها اجرا می شود.

۲-۳-۸- انبار

میل گردها، سیمان و مصالح زهکش باید در مکان محافظت شده و خشک نگهداری شوند.

توجه شود میل گردها باید بر تکیه گاه هایی قرار داده شوند تا از تماس مستقیم با سطح زمین دور نگه داشته شوند.

۳-۳-۸- بازرسی از سیستم محافظت از خوردگی

معمول ترین روش های محافظت میخ ها از خوردگی عبارت است از: در کپسول قرار دادن (encapsulation)، پوشش اپوکسی، حفاظت با دوغاب سیمان یا ترکیب چند روش میله های محافظت شده به روش کپسولی (encapsulation bars) معمولاً به صورت کامل و آماده به پروژه تحویل داده می شود. چند عدد از میله های حفاظت شده به روش کپسولی، باید برای حفره های موجود در دوغاب سیمان بین میخ و لوله محافظت شیاردار آزمایش شود. این آزمایش به این صورت اجرا می شود که با یک میله فولادی، یک ضربه سبک و آرام به کپسول زده می شود و به صدای پوکی که نشان دهنده وجود حفره است گوش داده می شود.

پوشش اپوکسی برای خرابی های احتمالی به صورت چشمی آزمایش می شود. حفاظت در برابر خوردگی برای میخ های دائمی عنصر بسیار مهمی است. میخ هایی که پوشش حفاظتی آنها در برابر خوردگی آسیب دیده است، باید تعمیر یا تعویض شوند. هر گونه تعمیر باید طبق نظرات کارخانه سازنده باشد.

۴-۸- بازرسی فعالیت های سازه ای

۴-۸-۱- مقدمه

همانطور که در گذشته شرح داده شد دیوارهای دوخته شده به خاک (soil nail walls) به صورت ردیفی و از بالا به پایین ساخته می شوند و بعد از ساخت یک ردیف و قبل از شروع به ساخت ردیف بعدی، تمام آزمایش های لازم مثل آزمایش روی شاتکریت روی آن ردیف انجام می شود. این مسئولیت بر عهده بازرسان است که اطمینان حاصل کنند تمام فعالیت های سازه ای و آزمایش ها در هر ردیف طبق جزئیات قرارداد و نقشه ها، به طور کامل انجام شده است. بازرسی و فعالیت های کنترل کیفیت به شرح زیر است:

- بازرسی میله ی میخ ها (nail bars) برای آسیب دیدگی، رعایت طول مورد نیاز و کنترل گواهی آزمایشات کارخانه برای تضمین محافظت در برابر خوردگی
- اطمینان از این که پایداری فضای حفاری شده در تمام مراحل ساخت حفظ می شود. اگر پایداری در عمق اولیه از حفاری حفظ نشود، در ادامه حفاری، عمق طبقات بعدی باید کم شود یا پایداری با شاتکریت حفظ شود.
- اطمینان از این که میخ ها در موقعیت فضایی درست، با فاصله مناسب، با اندازه و طول مناسب قرار داده شده اند. در حفاری سوراخ، پیمانکار باید یک سوراخ را با استفاده از غلاف (casing) باز نگهدارد باید از نشست خاک بالای محل سوراخ یا جابجایی حجم زیادی از خاک با پیشرفت کم مته یا بدون پیشرفت مته، جلوگیری شود. گل حفاری نباید استفاده شود زیرا بنتونیت بیرون آمده در محیط سوراخ هنگام حفاری احتمالاً از ظرفیت میخ بکاهد.
- اطمینان از این که متمرکز کننده ها (centralizers) برای تعیین دقیق قرارگیری میخ ها در سوراخ استفاده می شوند. قرار دادن میله (bar) یا قبل یا بعد از ریختن دوغاب سیمان از قیف (tremie) انجام می شود. متمرکز کننده ها باید در راستای طول میخ قرار داده شوند به طوری که از جریان پیدا کردن دوغاب سیمان (grout) در سوراخ جلوگیری نکند.

- عدم توانایی در دستیابی به طول مورد نیاز میخ در سوراخ های بدون غلاف معمولاً نشانه انحنای سوراخ است و ممکن است احتیاج به سوراخ کردن مجدد باشد.
 - اطمینان از این که دوغاب سیمان مناسب درون سوراخ و اطراف میخ استفاده شود. عملکرد دوغاب به این صورت است که دوغاب سیمان به قسمت پایین سوراخ وارد می شود تا سوراخ به طور یکنواخت با از بین رفتن حباب های هوا پر شود (به طور مثال استفاده از قیف (tremie) برای انتقال دوغاب سیمان).
 - اطمینان از این که شاتکریت با ضخامت لازم و طبق استاندارد اجرا شده است و میل گردهای مهاری طبق نقشه ها قرار داده شده است.
 - اطمینان از قرارگیری درست صفحه باربر (bearing plate) و اطمینان از این که انحراف عمودی بین صفحه (plate) و میخ (nail) به وسیله واشرهای مخروطی در زیر مهره تنظیم می شود.
 - اطمینان از قرارگیری درست لوله های زهکش، سوراخ های زهکش و زهکش های پیش ساخته. اگر یک زهکش عمودی به صورت پیوسته و مرحله ای (طول زهکش زیاد باشد) ساخته شود لازم است پیوستگی هیدرولیکی آن کنترل شود.
 - اطمینان از این که نمونه هایی از دوغاب سیمان و شاتکریت برای انجام آزمایش مقاومت گرفته شده است.
- با توجه به خصوصیات دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) (به ضمیمه E نگاه کنید)، نیاز است پیمانکار روش نصب و قطر سوراخ را انتخاب کند تا به اتصالات مقاوم که در سطح دیوار بوده است برسد. زیرا فقط چند درصد از میخ ها آزمایش خواهند شد و مهم است که برای تمام میخ ها روش های یکنواخت و مشابهی اجرا شود. بنابراین بازرسی باید حالت ها و روش های نصب را برای هر میخ مانند آزمایش های انجام شده روی میخ ها، مشاهده و ثبت کند.
- کارکنان بخش بازرسی باید از ناحیه مجاور دیوار دوخته شده به خاک بازرسی کنند و هر گونه شکستی در آن ناحیه ثبت شود. ترک های کششی اغلب در سطح زمین واقع در پشت و بالای دیوار حفاری شده سریعاً پدیدار می شود. این ترک باید مورد توجه قرار گیرند و اگر تغییر مکان زیاد شود یا عرض ترک ها به سرعت افزایش یابد باید، به پیمانکار و مهندس طراح اطلاع داده شود. باید از ورود آب به ترک های کششی جلوگیری کرد.
- برای بعضی پروژه ها وسایل نظارت بر ساخت و ابزارگذاری مانند ابزار سنجش مقدار شیب، تعیین نقاط برداشت در سطح زمین (نقشه برداری)، ابزار سنجش مقدار تنش یا کرنش سنج ممکن است نیاز شود. روش های نصب با خصوصیات آن باید در نقشه ها بیان شود و مسئولیت پیمانکار نگهداشتن این ابزارها حین ساخت پروژه است.

توجه شود که "Porterfield 1994" جزئیات بیشتری در رابطه با روش های بازرسی، آزمایش های مربوط به میخ ها، شکل بازرسی و کنترل شرایط مختلف زمین حین ساخت ارائه کرده است.

۲-۴-۸- حفاری

۲-۴-۸- به طور کلی ۲ نوع حفاری حین ساخت دیوار دوخته شده به خاک انجام می شود:

- حفاری حجیم (با حجم زیاد) که شرایط را برای قرار دادن تجهیزات و بررسی زمین فراهم می کند.
- حفاری های مورد نیاز برای ساخت سازه دیوار دوخته شده به خاک، برای مثال حفاری طبق نقشه برای جای گذاری میخ ها

حین حفاری حجیم، کارکنان بخش بازرسی باید اطمینان حاصل کنند که حفاری حتی به مقدار جزئی از دیوار دوخته شده به خاک که ساخت آن تمام شده است، تجاوز نکند زیرا حفاری خارج از کنترل نزدیک دیوار می تواند روی پایدار دیوار تاثیرگذار باشد. پیمانکار مسئول تکمیل حفاری خط لبه دیوار است و بازرس باید از تطابق آن اطمینان حاصل کند. پیمانکار باید حالت هایی مانند خاکبرداری اضافه بر نیمرخ را همانند قلوه سنگ ها و سنگ های ساییده شده جلو آمده در خط حفاری، مشخص کند. خاکبرداری اضافه بر نیمرخ که به صورت محدود ایجاد شده است معمولاً با شاتکریت پر می شود.

۳-۴-۸- حفاری سوراخ برای اجزای خاک مهار شده (soil nail)

سوراخهای ایجاد شده در خاک مهار شده (خاک میخ شده) (soil nail) باید در همان جایی قرار داده شوند که در نقشه معین شده و داخل ناحیه ای درصد خطای مشخص قرار گیرند. قاعدتاً زاویه میله حفار (که با استفاده از زاویه سنج مغناطیسی اندازه گیری شده است) برای اندازه گیری زاویه سوراخ استفاده می شود.

اکثر میخهایی که در خاکهای مهار شده (soil nails) برای کاربرد دائمی نصب می شوند با استفاده از تجهیزات حفاری کوچک هیدرولیکی که به صورت خطی (track – mounted) روی هم سوار شده اند اجرا می شود. این تجهیزات اکثراً از نوع چرخشی - ضربه ای هستند که با استفاده از مته های قطعه ای و یا میله های حفاری کار می کنند. برای حفاری های عمیق تر که نیاز به طول میخ بیشتری دارند، قطعه های هیدرولیکی درازتری که به صورت خطی روی هم سوارند با اوگر پره بلند می تواند استفاده شوند. نحوه حفاری مورد استفاده از طرف پیمانکار

مخصوص بستگی به شرایط زمین و محل کار و ابزار در دسترس دارد. با این حال رایج ترین شیوه مورد استفاده حفاری با مته توپر است.

رایج ترین روش دوغاب ریزی هنگام حفاری با مته ی توپر استفاده از قیف (tremie) با فشار کم است. وقتی شرایط زمین برای حفاری سخت باشد، حین حفاری، سوراخ را غلاف گذاری (casing) می کنیم. سوراخهای حفاری شده در خاک باید تنها به مدت کوتاهی باز نگه داشته شوند. هر چه مدت بیشتری سوراخ باز نگه داشته شود معادل افزایش ریسک ریزش سوراخ و کاهش تنش است.

قبل از نصب میخ آئینه یا نوری با شدت بالا لازم است تا میزان تمیزی درون سوراخ بررسی شود. اگر مقداری از خاکهای درون سوراخ ریزش کرده باشد باید مجدداً سوراخ حفاری شود و یا با استفاده از ابزار تمیز کننده سوراخ، درون آن تمیز شود.

۴-۴-۸- نصب میخ (nail)

کارکنان بخش بازرسی باید هر میخ را بررسی کنند تا اطمینان حاصل شود که طول، قطر، نوع فولاد، متمرکز کننده ها (centralizers) و محافظت در برابر خوردگی بر طبق نقشه ها و مشخصات فنی اجرا شده است. میخ باید با کمترین طول مورد نیاز در سوراخ قرار داده شود. عدم توانایی در انجام چنین کاری، مشخص کننده یک حالت غیرقابل قبول در سوراخ است که ممکن است ناشی از ریزش سوراخ یا عدم حفاری طول مناسب باشد. میخ ها باید با دقت حمل شوند تا از آسیب دیدگی مصون بمانند. فقط میخ هایی اجازه دارند که از یک نقطه حمل شوند که کوتاه باشند و در این حالت خم نشوند. میخ های با طول زیاد یا میخ های محافظت شده در کپسول (encapsulated nails) باید از دو تا سه نقطه روی آن ها حمل شود. متمرکز کننده ها (centralizers) باید به اندازه کافی سخت و بلند باشند تا فضای لازم برای کمترین مقدار پوشش دوغاب سیمان را فراهم کنند. متمرکز کننده ها باید به اندازه ی کافی به یکدیگر نزدیک باشند تا از خم شدن میخ ها و تماس آنها با بدنه سوراخ جلوگیری کنند اما نباید از جریان پیدا کردن دوغاب سیمان در سوراخ جلوگیری کنند.

وقتی از اوگر توخالی همراه با تثبیت کننده جداره از نوع گروت با اسلامپ کمتر از ۲۰۰ mm (8 in) استفاده می شود ممکن است نیازی به استفاده از متمرکز کننده ها نباشد. میخ های که با فشار، بیشتر از طول سوراخ به داخل رانده می شوند نباید مورد قبول واقع شود.

۵-۴-۸- دوغاب سیمان Grouting

بخش بازرسی در این قسمت باید اطمینان حاصل کند که تمام طول میخ بدون هیچگونه حفره ای با دوغاب سیمان پوشش داده شده است و میخ کاملاً در دوغاب سیمان نفوذ کرده است. راه کاهش احتمال انحراف سوراخ از حالت مستقیم و منحنی شدن آن، تزریق دوغاب سیمان بلافاصله بعد از حفر سوراخ است. دوغاب سیمان باید به وسیله لوله قرار داده شده در پایین سوراخ تزریق شود تا اطمینان حاصل شود که سوراخ از پایین به بالا (سطح زمین) به طور کامل و بدون هیچ حفره ای پر شده است. قبل از این که لوله جدا شود باید دوغاب سیمان به طور پیوسته در آن جریان داشته باشد. جدا کردن لوله باید کنترل شده باشد و در پایان کار، همیشه قسمت پایانی لوله پایین تر از سطح دوغاب سیمان باشد. حجم دوغاب سیمان مورد استفاده در سوراخ باید ثبت شود. وقتی اوگر توخالی استفاده می شود دیگر نیازی نیست برای خارج کردن اوگر آن را در جهت عکس چرخاند. این عمل به خاک نیرو وارد می کند تا با دوغاب سیمان مخلوط شود در نتیجه از مقاومت اتصالات بین خاک و دوغاب سیمان کاسته می شود. فقط در مواردی که از دوغاب سیمان به مقدار جزئی استفاده می شود می توان مقاومت اتصالات را با آزمایش روی میخ ها به دست آورد. برای آزمایش روی میخ ها باید داخل سوراخ به مقدار جزئی دوغاب ریزی شود تا طول متصل و غیرمتصل ایجاد شود.

روش های معمول برای ایجاد قسمت بالایی طول متصل در آزمایش به این صورت است که یک متمرکز کننده (centralizer) یا میل گرد جدا کننده در نقطه مورد نظر که دوغاب ریزی پایان می یابد (بالای ناحیه متصل) قرار می دهند، البته قبل از این که میخ داخل سوراخ نصب شود. وقتی یک بار آزمایش روی میخ کامل می شود طول واقعی متصل می تواند با نشانه تعیین شود.

برای آزمایش های بعدی و برای این که نتایج آن ها مورد قبول واقع شود طول غیر متصل همه میخ ها باید با دوغاب پر می شود.

۶-۴-۸- نوارهای زهکش

وقتی خط حفاری نهایی دیوار و نصب میخ ها در هر ردیف کامل می شود، معمولاً نوارهای زهکش ژئوکامپوزیت به صورت افقی در بازه های مشخص قرار داده می شود. نوارهای زهکش باید به صورت پیوسته از بالا تا پایین دیوار وجود داشته باشند. بازرسی باید اطمینان حاصل کند وصله ها با همپوشانی حداقل (12 in) ۳۰۰ mm (یا بر طبق پیشنهاد تولید کننده یا مشخصات فنی) ساخته شده اند تا از جریان آب جلوگیری نکنند. اگر ژئوتکستایل مورد استفاده برای زهکش پاره یا سوراخ شود، قسمت آسیب دیده یا باید به طور کاملاً تعویض شود یا با یک تکه سالم به صورت سرتاسری تعمیر شود. نگهداشتن ظرفیت و پیوستگی زهکشی در دیوار به مقدار مورد نیاز برای پایداری سراسری دیوار مهم است. در پایین دیوار دوخته شده به خاک زهکش ها به یک پایه ی زهکش در زیر قسمت تمام

شده یا به لوله هایی در داخل دیوار متصل می شوند. لوله ها باید طبق نقشه جای گذاری شود و با مکان زهکش ها منطبق باشند معمولا یک فیلتر پارچه ای روی لوله قرار داده می شود تا از بسته شدن سوراخ ها جلوگیری شود. اگر مصالح دانه ای زهکش استفاده شود باید فیلتر پارچه ای از آن ها محافظ کرد. پایه های زهکش شامل یک لوله سوراخ دار مدفون در شن زهکش است. لوله ها باید نسبت به دیوار دارای شیب باشند که باید طبق نقشه اجرا شوند.

۷-۴-۸- نمای حفاری wall facing

بعد از این که نوارهای زهکش ژئوکامپوزیت نصب شدند فولاد تقویتی و شاتکریت اجرا می شود. WWM یا فولاد تقویتی باید با ابعاد مناسب و با همپوشانی مشخص در مکان مورد نظر نصب شود. با توجه به شرایط زمین (برای مثال زمان پایداری کم وجه حفاری شده) ممکن است شاتکریت قبل از سوراخ کردن و نصب میخ ها اجرا شود.

حین اجرای شاتکریت، تجهیزات ساخت که باعث لرزش سطح زمین می شوند نباید در مجاورت محل اجرا شاتکریت کار کنند زیرا باعث کاهش اثر شاتکریت مانند اسلامپ آن می شود. سطحی که قرار است روی آن شاتکریت کار شود باید قبل از اجرا تمیز شود. روش های قابل قبول تمیز کردن این سطح عبارت اند از: شستشو با ترکیبی از هوا و آب تحت فشار، استفاده از هوای تحت فشار، شن زنی (پاشیدن شن با فشار زیاد روی سطح). باید توجه شود که از فرسایش سطح هنگام شستشو جلوگیری شود.

مهمترین فاکتور برای اطمینان از کیفیت شاتکریت مربوط به اپراتوری است که با نازل، شاتکریت را اجرا می کند قبل از شروع کار با توجه به مشخصات فنی باید از اپراتوری که قرار است شاتکریت را اجرا کند، تست مهارت گرفته شود.

چند پیشنهاد اساسی برای اجرای شاتکریت در ادامه آمده است:

- نازل نسبت به سطح حفاری شده به صورت عمودی نگه داشته شود مگر در مواردی که اجرای شاتکریت در مجاورت میلگردهای تقویتی باشد.
- فاصله بهینه نازل از سطح حفاری ۰/۶m تا ۱/۵m (۲ft تا ۵ft) برای مخلوط تر (wet-mix) و ۱m تا ۲m (۳ft تا ۶ft) برای مخلوط خشک (dry-mix)
- اجرا شاتکریت از پایین شروع شود.
- از تشکیل حباب پشت میلگردها، صفحه ها و مش ها جلوگیری شود.

- در جایی که به لبه تیز و خطوط دقیق نیاز است از تخته، سیم های راهنما یا فاصله گیر عمقی (depth spacer) استفاده می شود.

شاتکریت موقتی در سطح معمولاً دارای ضخامت ۱۰۰mm همراه با میلگرد تقریبی از نوع wwm است که با پیشرفت حفاری در طبقات مختلف مستقیماً روی دیوار اجرا می شود. صفحه فولادی برابر هنگامی که شاتکریت مرطوب است، در محل خود جایگذاری می شود. انحراف عمودی با استفاده از واشر که زیر مهره قرار داده می شود تنظیم می شود. هنگامی که حفاری به پایان رسید دیوار دائمی ساخته می شود.

۵-۸- آزمایش بارگذاری

۱-۵-۸- مقدمه

خاک مهار بندی شده (soil nail) در محل مورد آزمایش، بارگذاری قرار می گیرد تا اطمینان حاصل شود که بار طراحی بدون جابجایی اضافی و با ضریب اطمینان مناسب توسط خاک حمل می شود. همچنین این آزمایش برای اطمینان از دقت پیمانکار در حفاری، نصب کردن و اجرای دوغاب سیمان حین ساخت دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) انجام می شود.

اگر شرایط زمین یا فرآیند نصب تغییر کند، آزمایش های اضافی برای ارزیابی تاثیر این تغییرات روی عملکرد دیوار نیاز است. معمولاً است که آزمایش های مورد نیاز روی دیوار هنگام اتمام هر ردیف و قبل از شروع حفاری ردیف بعد، به طور کامل انجام می شود. این آزمایش ها در ردیف های بالایی برای دیوارهایی با طول زیاد باید با آرامش انجام شود. اگر نتایج آزمایشها، نشان دهنده نقص اجرایی یا کمبود ظرفیت خاک مهار شده از مقدار مورد نیاز باشد، ممکن است نیاز باشد روش های نصب و ساخت تغییر کند. فرآیند موجود در آزمایش ها و معیارهای تایید میخ ها باید طبق مشخصات فنی باشد. آزمایش بازگذاری می توانید شامل موارد زیر باشد:

آزمایش های بارگذاری تطبیقی یا نهایی Verification or Ultimate load tests

آزمایش های بارگذاری تطبیقی یا نهایی برای اطمینان از انطباق ظرفیت بیرون کشیدگی و مقاومت اتصال (قدرت پیوند) مورد استفاده در طراحی، با نتایج بدست آمده از اجرای پیمانکار، انجام می شود. آزمایشهای بارگذاری تطبیقی که حداقل شامل بررسی مقاومت های اتصال در طراحی و تعیین ضریب اطمینان در برابر بیرون کشیدگی

است، باید تا مرز گسیختگی پیش رود. تعداد آزمایش های بارگذاری تطبیقی متفاوت خواهد بود و به ابعاد پروژه و تغییرات در نوع خاکی که میخ ها در آن جا نصب می شود بستگی دارد. به عنوان یک حداقل دو آزمایش بارگذاری تطبیقی باید در هر لایه ی خاک که حین حفاری با آن مواجه می شویم اجرا شود. آزمایش های تطبیقی روی میخ هایی قربانی (sacrificial nails) اجرا می شود که به طور دائمی در کار استفاده نمی شود.

آزمایش های اثبات Proof Tests

آزمایش های اثبات، حین ساخت روی درصد مشخصی (معمولا ۵ درصد) از کل میخ های نصب شده اجرا می شود. آزمایش های اثبات در نظر گرفته می شوند تا اطمینان حاصل شود که فرآیند ساخت توسط پیمانکار به طور ثابت باقیمانده است و میخ ها در ناحیه هایی که تست های تطبیقی در آن جا اجرا نشده است نصب نشده اند. خاک های مهار شده (soil nails) در حین آزمایش اثبات معمولا معادل ۱۵۰ درصد بار طراحی، بارگذاری می شود.

آزمایشهای خزش

آزمایش های خزش به عنوان بخشی از آزمایش های نهایی، تطبیقی و اثبات اجرا می شود. آزمایش خزش شامل اندازه گیری حرکت خاک مهار شده (soil nail) تحت بار ثابت طی یک دوره زمانی مشخص است. این آزمایش اجرا می شود تا اطمینان حاصل شود که بار طراحی میخ ها می تواند طی عمر سازه با ایمنی کافی حمل شود.

۲-۵-۸- تجهیزات مورد نیاز برای انجام آزمایش

یک جک هیدرولیکی به همراه پمپ آن برای اعمال نیرو به میخ استفاده می شود. آکس جک و آکس میخ باید در یک راستا باشند تا از اعمال یکنواخت نیرو به میخ اطمینان حاصل شود. معمولا صفحات فولادی بین سطح حفاری شده یا شاتکریت شده و جک قرار داده می شود. قاب جک هیدرولیکی در طی آزمایش نباید به طور مستقیم نسبت به ستون دوغاب سیمان در میخ عکس العمل نشان دهد. وقتی برای اولین بار جک هیدرولیکی در مرکز و امتداد آکس میخ قرار می گیرد مقداری بار به جک اعمال می شود تا لقی اجزای جک هنگام نصب به حداقل ممکن برسد. این مقدار نیروی اولیه نباید از ۱۰ درصد ماکزیمم نیروی آزمایش بیشتر شود. شکل ۱-۸ تجهیزات آزمایش روی خاک مهار شده (soil nail) را نشان می دهد.

تغییر مکان سر میخ حداقل توسط یک گیج عقربه ای (بهتر است ۲ گیج استفاده شود) نصب شده روی ۳ پایه یا قاب جک، اندازه گیری می شود. استفاده از ۲ گیج عقربه ای دارای مزایای زیر است:

(۱) میانگین گیج ها به عنوان نتیجه ثبت می شود که باعث افزایش دقت آزمایش و کاهش خطای آزمایش ناشی از مقداری برون محوری جک می شود.

(۲) اگر یکی از گیج ها خراب شود می توان عدد را از گیج دیگر ثبت کرد.

گیج های عقربه ای باید در امتداد ۵ درجه نسبت آکس میخ قرار گیرند. بعد از قرارگیری گیج ها در جای درست و بعد از اعمال بار مقدار گیج ها باید صفر شود. گیج باید حداقل دارای دقتی به اندازه 0.2mm (0.001 in) باشد. گیج عقربه ای باید توانایی اندازه گیری تغییر شکل ها، حداقل به اندازه مقدار تغییر شکل الاستیک میخ (nail) حین آزمایش در حالت اعمال ماکزیمم بار به علاوه 25mm (1 in) و 50mm (2 in) را داشته باشد.

هنگام استفاده از جک هیدرولیکی، گیج فشار مقدار نیروی اعمالی حین آزمایش را اندازه گیری می کند ممکن است یک سلول بار به جک هایی که آزمایش خزش را انجام می دهند اضافه شود. برای زمان های طولانی اعمال بار، سلول های بار استفاده می شوند تا مقدار بار ثابت اعمالی، هنگامی که بار به صورت پله ای وارد می شود را مشاهده کنند. اگر بار طولانی تر از حد معمول اعمال شود، مقدار بار اعمالی با دقت کافی در گیج فشار نشان داده نمی شود. قبل از شروع آزمایش باید جک، گیج فشار و سلول بار کالیبره شوند. شکل ۲-۸، شکل کلی جک هیدرولیکی معمول مورد استفاده در خاک مهار شده (soil nail) را نشان می دهد.

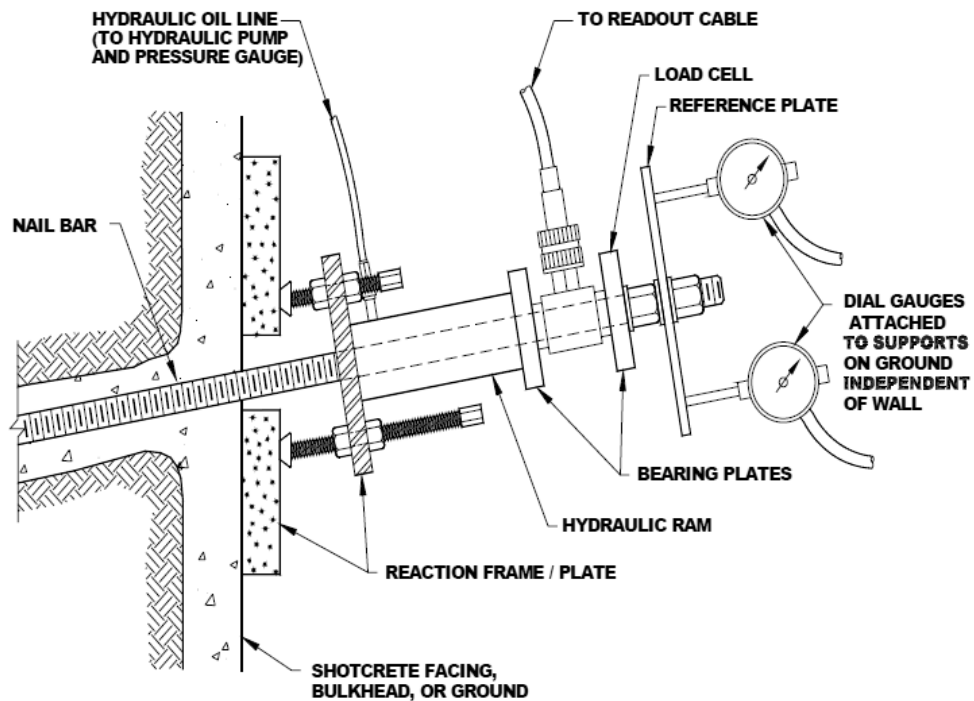
میخ نباید بیشتر از ۸۰ درصد مینیمم مقاومت کششی نهایی برای فولاد 525mpa و ۹۰ درصد مینیمم تنش تسلیم برای فولاد 420mpa بار گذاری شود.



شکل ۱-۸: دستگاه آزمایش بار میخ

آزمایش های تطبیقی قبل از ساخت دیوار، روی میخ های قربانی (sacrificial nails) اجرا می شود. به علاوه آزمایش های تطبیقی ممکن است حین ساخت نیاز شود تا از ظرفیت کافی میخ ها در موقعیت های مختلف پروژه یا روش متفاوت نصب اطمینان حاصل شود. حالت بهینه در آزمایش های تطبیقی رسیدن به نقطه گسیختگی کششی است که ممکن است در بعضی از حالات امکان پذیر نباشد. از آزمایش های تطبیقی اطلاعات زیر بدست می آید:

- تعیین مقاومت نهایی اتصال (اگر بار تا گسیختگی کششی اعمال شود)
- اطمینان از ضریب اطمینان طراحی
- تعیین مقدار نیرویی در میخ ها که طی اعمال آن، خزش اضافی رخ می دهد.



Source Porterfield et al. (1994).

Figure 8.2: Hydraulic Jack Used for Soil Nail Load Testing.

به عنوان یک حداقل، آزمایش تطبیقی باید تحت یک بار مشخص انجام شود که این بار از ضرب ضریب اطمینان کششی در ظرفیت مجاز کششی طراحی بدست می آید. اگر ضریب اطمینان کششی ۲ باشد، بار آزمایش باید ۲ برابر ظرفیت مجاز کششی طراحی باشد. بار آزمایش، اضافه بر این مقدار حداقل، ترجیحا تا مقدار بار شکست، پیشنهاد می شود، اگر باعث کسب اطلاعات مهم و یا تعیین روش اقتصادی در نصب شود.

معیارهای قابل قبول بودن آزمایش به شرح زیر است:

- هیچ گسیختگی کششی در باری به میزان ۲ برابر بار طراحی رخ ندهد. این بار به صورت پله ای اعمال می شود و باعث تغییر شکل پیوسته کششی می شود.
- تغییر شکل کلی (ΔL) در آزمایش، تحت باری به میزان ۲ برابر بار طراحی باید بیشتر از ۸۰ درصد تغییر شکل الاستیک در حالت تئوری در حالت طول غیر متصل (UL) باشد. این معیار به صورت $\Delta L \geq \Delta L_{min}$ بیان می شود که ΔL_{min} برابر مینیمم تغییر شکل قابل قبول است که به صورت زیر تعریف می شود:

معادله ۸-۱:

$$\Delta L_{min} = 0.8 \frac{P UL}{E A}$$

P: ماکزیمم بار اعمالی در آزمایش

UL: طول غیر متصل (از پشت صفحه مبنا [reference

plate] تا بالای طول دوغاب کاری شده)

A: مساحت مقطع میخ (nail)

E: مدول الاستیسیته فولاد (معمولا 2×10^5 Mpa است)

این معیار اطمینان حاصل می کند که بار وارده از میخ به خاک فقط از قسمت طول متصل و نه از قسمت غیرمتصل انتقال می یابد. توالی بارگذاری و معیارهای قابل قبول این بارها در مشخصات فنی ثبت می شود (به ضمیمه E نگاه کنید). در شکل ۳-۸ یک جدول ثبت اطلاعات که برای آزمایش بارگذاری استفاده می شود نشان داده شده است.

شکل ۴-۸ یک مثال از جمع آوری اطلاعات در آزمایش بارگذاری در خاک مهار شده (soil nail) برای محاسبه تغییر شکل الاستیک است.

۴-۵-۸- آزمایش اثبات Proof Test

آزمایش اثبات روی تعداد مشخصی از کل میخ های (معمولا بیشتر از ۵ درصد) نصب شده در خاک مهار شده (soil nail) انجام می شود. این آزمایش یک آزمایش چرخشی است که در آن بار اعمالی به صورت پله ای تا مقدار ماکزیمم (معمولا ۱۵۰ درصد ظرفیت باربری طراحی) افزایش می یابد. آزمایش های اثبات اجرا می شوند تا اطمینان حاصل شود که روش های ساخت و حالت های خاک بدون تغییر باقی مانده است و خاک مهار شده می تواند به صورت ایمن و بدون تغییر شکل اضافی یا خزش در طول عمر سازه نیروها را تحمل کند.

آزمایش اثبات روی میخ ها شامل طول متصل و طول غیرمتصل (موقتی) است. طبق مشخصات فنی (به ضمیمه E نگاه کنید) طول غیرمتصل موقت در آزمایش میخ ها باید حداقل برابر 1m (3ft) باشد. ماکزیمم طول متصل بر اساس نوع میخ، اندازه آن و نیروی مجاز کششی تعیین می شود و در طول آزمایش زیاد نمی شود. مینیمم معمول طول متصل برابر 3m (10ft) است. میخ هایی با طول کمتر از 4m (12ft) می توانند با طول متصل مینیمم کمتر از 4m آزمایش شوند. معیار قابل قبول بودن آزمایش این است که هیچ گونه گسیختگی کششی رخ ندهد و جابجایی کل در مقدار ماکزیمم بار (150% درصد نیروی طراحی) باید بیشتر از 80% درصد جابجایی الاستیک تئوری قسمت غیرمتصل باشد. در ضمن $\Delta L \geq \Delta L_{\min}$ که ΔL_{\min} در معادله ۱-۸ بیان شده است.

۵-۵-۸- آزمایش خزش Creep Test

آزمایش خزش معمولا به عنوان بخشی از آزمایش تطبیقی یا آزمایش اثبات اجرا می شود. آزمایش خزش تحت یک بار ثابت در یک بازه زمانی معین با ثبت تغییر مکان ها اجرا می شود. منحنی تغییر شکل نسبت به لگاریتم زمان روی یک دستگاه مختصات نیمه لگاریتمی رسم می شود و با معیار ارائه شده در مشخصات فنی مقایسه می شود.

معمولا معیار قابل قبول بودن آزمایش این است تغییر مکان ناشی از خزش در بازه زمانی 1min تا 10min در مقدار ماکزیمم بار آزمایش باید کمتر 1mm ($0/04\text{in}$) و در بازه زمانی 6min تا 60min باید کمتر از 2mm ($0/08\text{in}$) در مقدار ماکزیمم بار آزمایش باشد. معیار آزمایش خزش بر پایه آزمایش و کارهای اجرایی در مسلح کردن خاک به دست آمده است. این معیارها به وجود آمده اند تا اطمینان حاصل شود سازه بار طراحی میخ ها را در طول عمر مفید خود با ایمنی می تواند تحمل کند.

شکل ۵-۸ یک مثال از اطلاعات مربوط به آزمایش بارگذاری یک میخ است که به وسیله این اطلاعات تغییر شکل ناشی از خزش در بازه زمانی 1min تا 10min محاسبه می شود.

SOIL NAIL TEST DATA SHEET

Project: SR14-WALL #10 Station: 20+00 Nail No.: R1-5
 Project No.: SR14 V10 Length: 21' (TENDON)
 Date: 2-23-93 Bonded Length: 15' Hole Dia.: 6 in.
 Field Inspector: J. SMITH Unbonded Length: 6'
 Type Test: Verification _____ Ultimate: _____ Proof: X

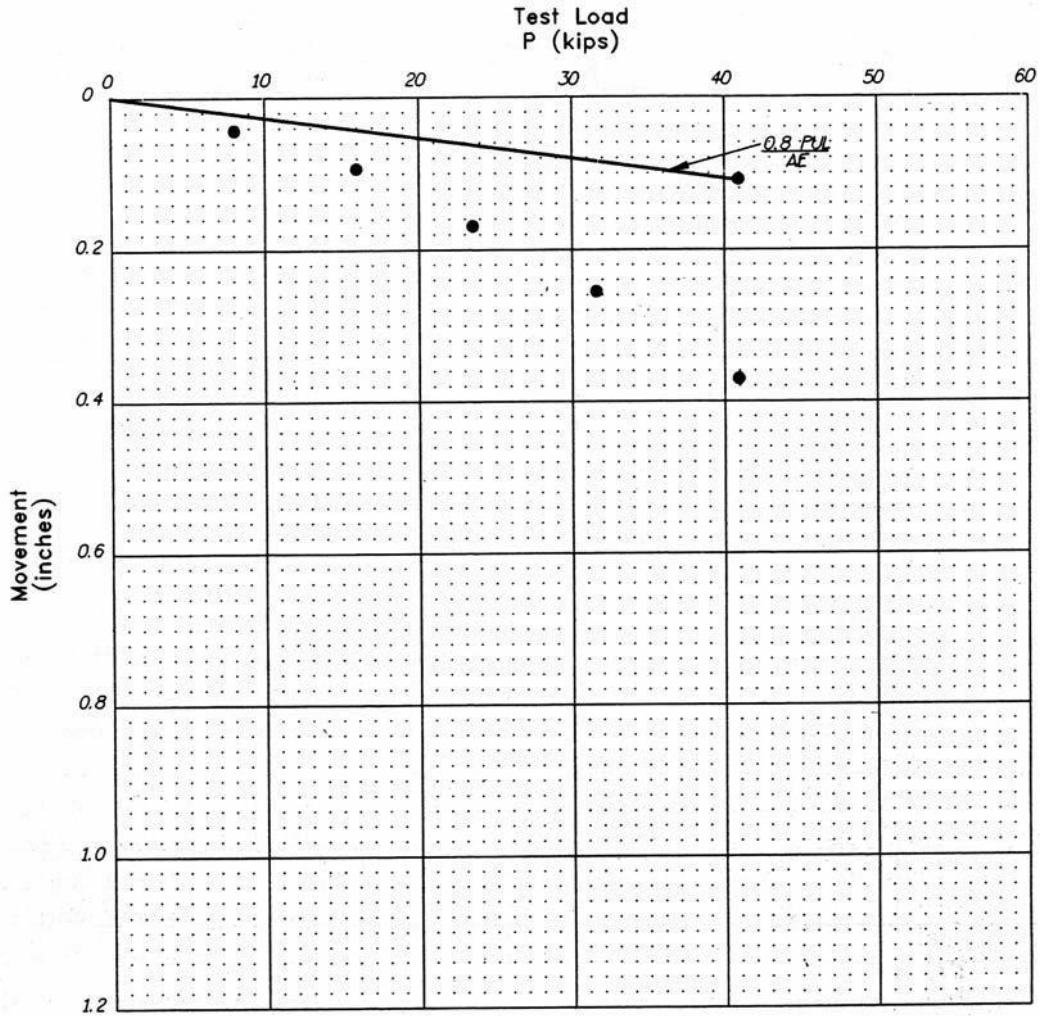
Time	Load			Movement (in.)			Tendon Dia.	Tendon Grade
	Load Increments (%)	Load Increments (Kips)	Pressure Gauge (psi)	Dial Gage 1	Dial Gage 2	Avg. Dial Gage	1.0 in.	#8 (GR 60)
10:00 AM	-	-	200	0.000	0.000	0.000	Comments	
10:00	25	7.9	500	0.036	0.038	0.037	ALIGNMENT LOAD	
10:02	25	7.9	500	0.038	0.040	0.039		
10:03	50	15.8	1000	0.995	0.996	0.996		
10:05	50	15.8	1000	0.998	0.999	0.999		
10:06	75	23.6	1500	0.165	0.168	0.167		
10:08	75	23.6	1500	0.170	0.172	0.171		
10:09	100	31.5	2000	0.234	0.237	0.236		
10:14	100	31.5	2000	0.240	0.242	0.241		
10:15	130	41.0	2600	0.360	0.361	0.361	Creep test	
10:15:30 (.5)	130	41.0	2600	0.364	0.365	0.365	1 to 10-minute hold	
10:16 (1)	130	41.0	2600	0.367	0.368	0.368	(load cell = 400)	
10:17 (2)	130	41.0	2600	0.369	0.370	0.370	1 to 10-minute	
10:18 (3)	130	41.0	2600	0.370	0.371	0.371	creep movement	
10:20 (5)	130	41.0	2600	0.371	0.372	0.372	= 0.372 - 0.368	
10:21 (6)	130	41.0	2600	0.371	0.372	0.372	= 0.004 in. < 0.04 in.	
10:25 (10)	130	41.0	2600	0.371	0.372	0.372	therefore creep movement passes acceptance criteria	

Source Porterfield et al. (1994).

Figure 8.3: Typical Data Sheet for Soil Nail Load Testing.

ELASTIC MOVEMENT

Project: SR14-WALL #10 Soil Nail No.: R1-5
 Project No.: SR14 W10 Bonded Length: 15'
 Date: 2-23-93 Unbonded Length: 6'
 Bar Size: #8 (GR 60) Bar Dia.: 1.0 (in.) Cross-sectional Area: 0.79 (sq.in.)



Test Acceptance Criteria:

$$\text{Meas. Movement} > \frac{0.8 \times P \times UL \times 12}{A \times E} \quad ?$$

$$\frac{(0.8)(41)(6)(12)}{(0.79)(29,000)} = 0.103$$

Meas. movement at max P of
 41 Kips = 0.372 in. > 0.103 in.
 Therefore Test Nail Passes Elastic Criteria

Where:

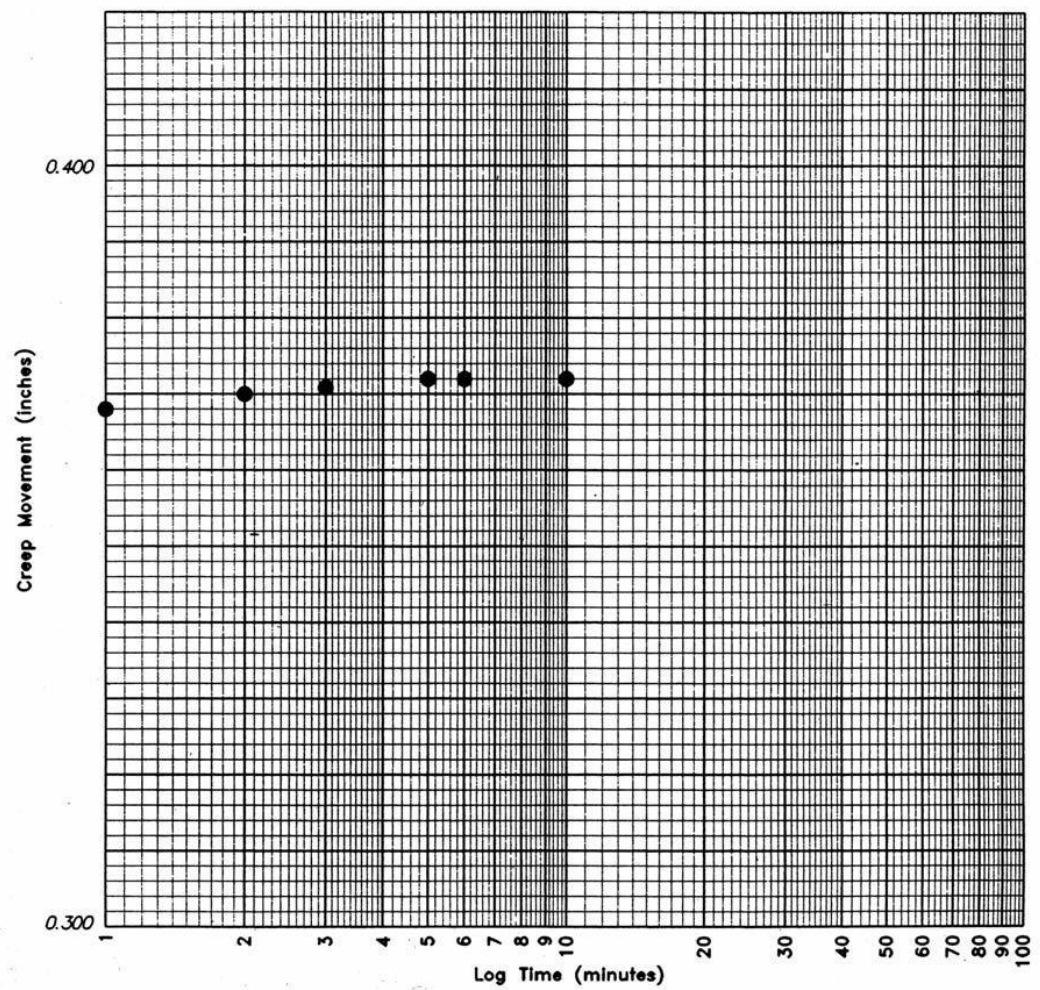
- A = area of tendon (sq.in.)
- UL = unbonded length (ft.)
- P = test load (Kips)
- E = 29,000 Ksi

Source Porterfield et al. (1994).

Figure 8.4: Example of Data Reduction from Soil Nail Load Testing.

TEST NAIL CREEP MOVEMENT

Project: SR14-WALL #10 Soil Nail No.: R1-5
Project No.: SR14 W10 Date: 2-23-93



Source Porterfield et al. (1994).

Figure 8.5: Example of Data Reduction from Soil Nail Creep Testing.

تاکنون هزاران سازه خاک مهار شده (soil nail) در سراسر جهان ساخته شده است اما تعداد محدودی از آنها ابزارگذاری شده اند تا اطلاعات عملکرد سازه را برای انطباق بر پارامترهای طراحی، تهیه کنند تا اطمینان حاصل شود که عملکرد سازه مطلوب است. این قسمت شامل نقشه های لازم برای طراحی و اجرای برنامه های نظارتی محدود و مستمر برای سازه خاک مهار شده است.

نظارت در عملکرد باید برای دیوارهای دوخته شده به خاک (soil nail wall) مهم یا غیرمعمول مورد توجه قرار گیرد. برای مثال دیوارهایی با ارتفاع بیشتر از ۱۰m (۳۰ft)، دیوارهای پروژه های تعریض جاده در زیر پل های موجود و دیوارهای با سربار خارجی زیاد از جمله سازه های مهم یا غیرمعمول هستند. به علاوه پیشنهاد می شود که نظارت بر عملکرد برای دیوار دوخته شده به خاک دائمی که برای بار اول در هر مکانی نصب می شود اجرا شود.

ابزار گذاری برای نظارت بر عملکرد چنین دیوارهایی باید شامل موارد زیر باشد: شیب سنج ها، تعیین نقاط برداشت در بالای دیوار (نقشه برداری) و کرنش سنج ها. شیب سنج ها و نقاط برداشت برای اندازه گیری جابجایی دیوار حین ساخت و بعد از ساخت دیوار استفاده می شوند. سلول های بار روی میخ های نصب شده ی منتخب بر روی دیوار کار گذاشته می شوند تا مقدار نیروی موجود در میخ ها را اندازه گیری کنند. با نصب کرنش سنج ها در بعضی میخ ها، توزیع و افزایش نیروها در میخ ها اندازه گیری می شود و از این اطلاعات برای بهبود طراحی های آینده استفاده می شود. اجرای نظارت برای یک دوره به طول حداقل ۲ سال بعد از ساخت، پیشنهاد می شود تا از افزایش تغییر شکل و تنش در میخ ها و دیوار اطلاع پیدا کنیم. این تغییرات تابعی از مقدار بار، زمان و تغییرات شرایط محیطی مانند چرخه یخبندان در زمستان است.

۸-۶-۲- پارامترهایی که باید تحت نظارت قرار گیرند

مهمترین فاکتور در تعیین عملکرد دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall)، اندازه گیری مقدار تغییر شکل دیوار و تشخیص مقدار شیب، حین ساخت و بعد از ساخت دیوار است. قرار دادن شیب سنج ها در راستای دیوار و با فاصله های مختلف نسبت به یکدیگر، اطلاعات جامعی درباره تغییر شکل زمین در اختیار ما می گذارد.

در ادامه موارد مهمی ذکر می شود که حین طراحی یک برنامه سیستماتیک برای نظارت بر عملکرد دیوار با تجهیزات ژئوتکنیکی باید مورد توجه قرار گیرند.

- حرکت عمودی و افقی وجه دیوار (wall face)

- حرکت موضعی یا فروپاشی بعضی از قسمت وجه دیوار (wall face)
- زهکشی زمین
- عملکرد تمام سازه های که با خاک مسلح پشتیبانی می شوند مانند جاده ها، پل ها و شیب های بالای دیوار
- توزیع بار در میخ ها هنگام اعمال اضافه سربار
- تغییرات در مقدار نیرو در میخ ها به عنوان تابعی از زمان
- نیرو در میخ ها با توجه خاص به محل و ماکزیمم مقدار نیرو
- نیروهای موجود در میخ ها در وجه دیوار
- دما (ممکن باعث تغییر در دیگر پارامترها و همچنین باعث تاثیر در ابزارهای ثبت اطلاعات شود).
- بارندگی (اغلب باعث تغییرات در دیگر پارامترها می شود)

۳-۶-۸- طرح نظارت بر عملکرد دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall)

نظارت حین ساخت انجام می شود تا اطلاعات راجع به عملکرد دیوار جمع آوری شود.

به عنوان یک حداقل، طرح نظارت بر عملکرد معمولا باید شامل امکاناتی باشد که نیازهای زیر را برآورده کند:

- ثبت جابجایی افقی وجه دیوار با استفاده از نشانه ها (markers) روی وجه دیوار و با استفاده از روش برداشت (surveying) (نقشه برداری). غلاف های شیب سنج ها در یک فاصله کوتاه (معمولا ۳ft) (۱m) پشت دیوار نصب شوند.
- ثبت جابجایی عمودی و افقی بالای وجه دیوار (wall face) و سطح زمین در پشت وجه شاکریت شده با استفاده از روش های برداشت نوری (optical surveying)
- شکست زمین و نشانه های دستخوردگی قسمت بالا و پشت دیوار حین بازرسی های روزانه در زمان ساخت ثبت شود و اگر نیاز شود یک گِیج شکست دو طرف قسمت شکسته شده قرار می دهند.
- جابجایی موضعی یا فروپاشی بخشی از وجه دیوار با استفاده از بازرسی چشمی یا تجهیزات ثبت شود.

- بررسی رفتار زهکشی سازه به ویژه هنگامی که سطح آب زیرزمینی در حین ساخت قابل مشاهده است. زهکشی می تواند به صورت چشمی با مشاهده نقطه جاری شدن آب یا با استفاده از پیژومتر نصب شده در پشت وجه دیوار (wall face) بررسی شود.

از طرف دیگر طرح نظارت بر عملکرد دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) می تواند جامع تر و در یک بازه زمانی طولانی تر ادامه یابد تا به اهداف زیر برسیم.

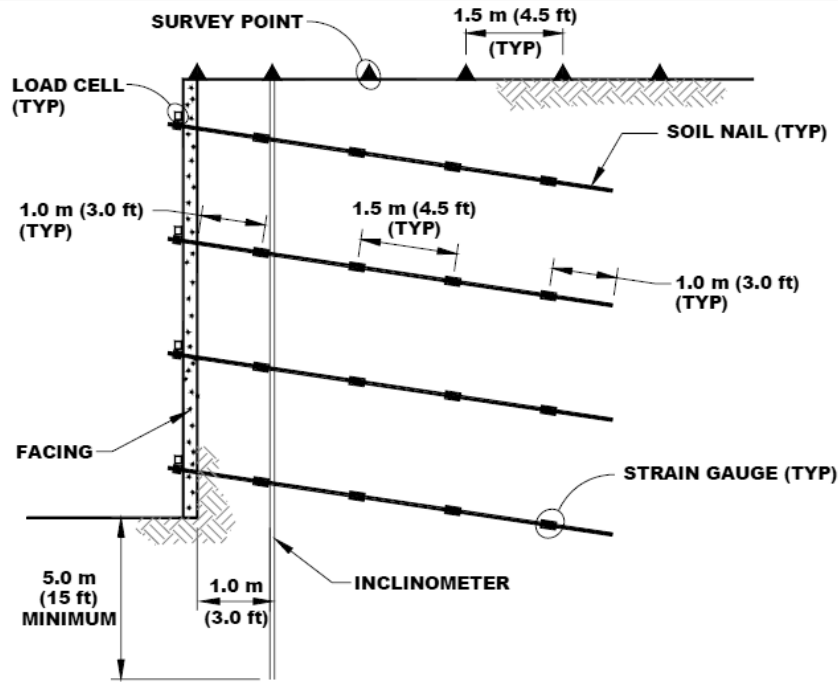
- تایید تنش های طراحی و نظارت بر ایمنی سازه حین ساخت
 - اصلاح فرآیند ساخت برای دستیابی به ایمنی یا پروژه بهینه از نظر اقتصادی
 - کنترل سرعت ساخت سازه
 - ارتقا بخشیدن اطلاعات راجع به رفتار سازه ی خاک مهار شده (soil nail) برای تهیه مبنای برای طراحی های آینده و بهبود فرآیند طراحی و کاهش قیمت ها
- یک طرح جامع تر نظارتی ممکن است شامل موارد زیر باشد:

- نصب کرنش سنج در راستای طول میخ ها تا مقدار و مکان نیروی ماکزیمم در میخ ها مشخص شود. به طور ایده ال، کرنش سنج ها به صورت جفتی به میخ متصل می شوند و از بالا به پایین در فواصل (ft) $1/5m(4/5)$ و به صورت قطری و در خلاف جهت تأثیرات خمش نصب می شوند. انتهای میله باید نشانه گذاری شود تا موقعیت فضایی و نهایی کرنش سنج بتواند تایید شود.

- استفاده از سلول های بار تا مقدار نیرو در بالای میخ ها اندازه گیری شود. اطلاعات راجع به مقدار نیرو در نزدیکی قسمت بالای میخ، عموماً با کیفیت بالایی توسط سلول های بار جمع آوری می شود.

- استفاده از شیب سنج ها برای اندازه گیری حرکات افقی سازه. شیب سنج ها باید در پشت وجه دیوار (wall face) از سطح زمین در فواصل مختلف افقی نصب شوند. یک نمای معمول از ابزارگذاری برای یک طرح نظارتی جامع در شکل ۶-۸ نشان داده شده است.

یک طرح سیستماتیک باید برای تمام برنامه های نظارتی چه محدود و چه جامع، قابل کاربرد باشد. اولین قدم، تعیین هدف از اندازه گیری ها است. تمام ابزارها در پروژه باید انتخاب و نصب شوند تا به ما کمک کنند جواب سوال های خود را بگیریم. اگر سوالی نباشد نیازی به ابزارگذاری نیست.



Source Byrne et al. (1998).

Figure 8.6: Typical Instrumentation.

۴-۶-۸- ابزارهای مورد نیاز برای نظارت بر عملکرد دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall)

ابزارهای مورد نیاز برای نظارت بر عملکرد دیوار دوخته شده به خاک باید بر اساس پارامترهای مورد نیاز برای اندازه گیری، میزان دقت و راحتی کار با آن ها و سازگاری با ابزارهای ثبت اطلاعات انتخاب شوند. در ادامه یک توضیح کوتاه درباره ابزارهای مختلف مورد استفاده در نظارت بر عملکرد دیوار ارائه شده است:

Inclinometers انحراف سنج

انحراف سنج ها بهتر است در فاصله ۱m (۳ft) پشت دیوار دوخته شده به خاک نصب شوند تا بیشترین اطلاعات مورد نیاز را تهیه کنند. انحراف سنج ها دارای تکنولوژی بالایی هستند و تولید کنندگان مختلف آن را ساخته اند.

Survey Points نقاط برداشت

تغییر شکل وجه دیوار (wall face) می تواند به طور مستقیم توسط روش های برداشت (surveying methods) یا به طور غیرمستقیم توسط فاصله سنج الکترونیکی (electric distance measuring=EDM) اندازه گیری شود. همچنین حرکات زمین پشت دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) می تواند ارزیابی شود توسط مجموعه نقاطی که با الگویی مشخص پشت وجه دیوار (wall face) ایجاد شده اند و در یک طول افقی به مقدار حداقل برابر ارتفاع دیوار گسترش یافته اند (شکل ۶-۸ مشاهده شود). به علاوه یک منشور منعکس کننده (reflector prism) به میخ های (nails) منتخب وصل می

شود تا اندازه گیری الکترونیکی تغییر شکل ها در هر نقطه به صورت مجزا روی دیوار دوخته شده به خاک (soil nail wall) انجام شود. سیستم برداشت (survey) معمولا توانایی دارد تا تغییر شکل افقی و قائم را با دقت 3mm ($0/12\text{in}$) یا بیشتر اندازه گیری کند.

کرنش سنج ها Strain Gauges

خاک های مهار شده (soil nail) که با کرنش سنج ابزار گذاری می شوند به ما اجازه می دهند توزیع بار در خاک مهار شده (soil nail) را حین پیشرفت حفاری و بعد از تکمیل آن بررسی کنیم. کرنش سنج های سنتی بار تحمل شده توسط دوغاب و میخ (nail) را اندازه گیری می کنند و به این علت به خصوصیات تغییر شکل دوغاب و اندرکنش بین دوغاب سیمان و سوراخ موجود در دیوار وابسته هستند که بررسی هر دو مورد سخت است.

این روش می تواند مشکل توصیف اطلاعات مرتبط با اندرکنش دوغاب سیمان و میخ را برطرف کند. پیشنهاد می شود یک دستگاه مکانیکی در محل هر کرنش سنج نصب شود تا دوغاب سیمانی ستونی را بشکند و اطمینان حاصل شود که تمام بارها در این نقطه به میخ منتقل می شود زیرا وقتی کرنش در دوغاب سیمان و میخ خوانده می شود تبدیل این اطلاعات برای تعیین مقدار بار در میخ سخت است و با دقت پایین انجام می شود.

سلولهای بار در بالای میخ Load Cells at the Nail Head

سلولهای بار در بالای میخ نصب می شود تا مقدار واقعی نیرو را با دقت اندازه گیری کنند.

فصل نهم : منابع

AASHTO (1986). "Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part I, Specifications, 14th ed.," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO (1988). "Manual on Subsurface Investigations," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO (1992). "Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part II, Tests." 15th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO (1994). "LRFD Bridge Design Specifications," 1st edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO (1996). "Standard Specifications for Highway Bridges," 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ACI (1994). "Guide For The Evaluation of Shotcrete," Publication No. ACI 506.4R-94. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI (1995a). "Guide to Shotcrete," Publication No. ACI 506R-90, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI (1995b). "Specification for Materials, Proportioning, and Application of Shotcrete," Publication No. ACI 506.2-95, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI (1998). "Code requirements for nuclear safety-related concrete structures (ACI 349-97) and commentary," Publication No. ACI 349R-97, ACI Committee 349, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, p. 129.

Arman, A., Samtani, N., Castelli, R., and Munfakh, G. (1997). "Subsurface Investigations Participants Manual." Report FHWA-HI-97-021, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

ASTM (2002). "Annual Book of ASTM Standards," American Society for Testing and Materials, Pennsylvania.

Banerjee, S., Finney, A., Wentworth, T., and Bahiradhan, M. (1988). "Evaluation of Design Methodologies for Soil-Nailed Walls," Vol. 1: "General," Vol. 2: "Distribution of Axial Forces in Soil Nails Based on Interpretation of Measured Strains; Evaluation of Design Methodologies for Soil "Nailed Walls," Vol. 3: "An Evaluation of Soil Nailing Analysis Packages." Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.

- Bang, S. (1991). "Contribution to Summary of Design Methods Comparison for Nailed Retaining Walls," Demonstration Project 82, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Bieniawski, Z.T. (1989). "Engineering rock mass classifications," Wiley, New York.
- Blondeau, F., Christiansen, M., Guilloux, A., and Schlosser, F. (1984). "TALREN: Méthode de Calcul des Ouvrages en Terre Renforcée," In Proceedings of the International Conference of In Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, France, pp. 219-224.
- Briaud, J.-L. (1989). "The Pressuremeter Test for Highway Application," Report FHWA-IP-89-008, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Briaud, J.-L. (1992). "The Cone Penetrometer Test," Report FHWA-SA-91-043, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Briaud, J.-L. and Lim, Y. (1997). "Soil-Nailed Wall under Piled Bridge Abutment: Simulation and Guidelines," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, No. 11, pp. 1043-1050.
- Briaud, J.-L., and J. Miran (1992). "The Flat Dilatometer Test," Report FHWA-SA-91-044, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Brown, E.T. (Ed.), (1981). "Rock Characterization, Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods," Pergamon, Oxford, UK.
- Bruce, D.A. and R.A. Jewell (1987). "Soil Nailing: Application and Practice – 2 Parts," Ground Engineering, Vol. 20, No. 1, Jan., pp. 21-28.
- Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. (1998). "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls," Report FHWA-SA-96-69R, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- CALTRANS (1991). "A User's Manual for the SNAIL Program, Version 2.02 – Updated PC Version," California Department of Transportation, Division of New Technology, Material and Research, Office of Geotechnical Engineering, Sacramento, California.
- Caquot, A.I., and Kerisel, J. (1948). "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations." Librairie du Bureau des Longitudes, de L'ecole Polytechnique, Gauthier-villars, Paris, France, 120p.
- Casagrande, A. (1931). Discussion on "A New Theory of Frost Heaving," by Benkelman and Olmstead, Proceedings Highway Research Board 11, Part 1, pp. 168-172.

Chandler, R.J. (1988). "The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane." Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM Publication No. STP 1014, pp. 13-44.

Chassie, R.G. (1994). "FHWA Ground Nailing Demonstration Project, Guideline Manual and Workshop," Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Cheney, R.S. (1988). "Permanent Ground Anchors," Report FHWA-DP-68-1R, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Christopher, B.R., Gill, S.A., Juran, I., and Mitchell, J.K., (1990). "Reinforced Soil Structures, Volume 1, Design and Construction Guidelines," Report No. FHWA-RD-89/043, Federal Highway Administration, Washington, D.C., November.

CLOUTERRE (1993). "Recommandations CLOUTERRE 1991 - Soil Nailing Recommendations 1991," English Translation, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Deere, D.U. and Deere, D.W. (1988). "The rock quality designation (RQD) index in practice," In Rock classification systems for engineering purposes, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. American Society of Testing Materials, Philadelphia, Pennsylvania.

Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J. (1967). "Design of surface and near surface construction in rock," In Failure and breakage of rock, Proc. 8th U.S. Symposium Rock Mechanics, (ed. C. Fairhurst), New York, Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, pp. 237-302.

Ebeling, R.M. and Morrison, E.E., Jr. (1992). "The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures," Technical Report ITL-92-11, U.S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Elias, V. (1995). "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Walls and Reinforced Soil Slopes." Publication No. FHWA-SA-96-072, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Elias, V. (1995). "Durability/Corrosion of Soil Reinforced Structures," Report FHWA RD 89-186, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Elias, V. (2000). "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes," Federal Highway Administration, Publication FHWA-NHI-00-044, Washington, D.C.

Elias, V. and Christopher, B.R. (1997). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines," Federal Highway Administration, Publication FHWA-SA- 96-071, Washington, D.C., 371 pp.

Elias, V. and Juran, I. (1991). "Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations," Publication FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Elias, V., Christopher, B.R., and Berg, R. (2001). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines," Federal Highway Administration, Publication FHWA-NHI-00-043, Washington, D.C., 394 pp.

Elias, V., Welsh, J., Warren, J., Lukas, R. (2001). "Ground Improvement Technical Summaries," Federal Highway Administration, Demonstration Project 116, Publication FHWA-SA-98-086R, Washington, D.C.

Felio, G.Y., Vucetic, M., Hudson, M., Barar, O., and Chapman, R. (1990). "Performance of Soil Nailed Walls during the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake," *In Proceedings*, 43rd Canadian Geotechnical Conference, Quebec, pp. 165-173.

Felio, G.Y.; et al. (1990). "Performance of soil nailed walls during the October 17, 1989 Loma Prieta earthquake," Canadian Geotechnical Conference, Oct. 10-12, 1990, Quebec, Canada, pp. 165-173.

FHWA (1993a). "FHWA International Scanning Tour for Geotechnology, September–October 1992, Soil Nailing Summary Report," Publication FHWA-PL-93-020, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

FHWA (1993b). "French National Research Project Clouterre, 1991-Recomandations Clouterre 1991," (English Translation) Soil Nailing Recommendations, Publication FHWA-SA-93-026, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Gässler, G. and Gudehus, G., (1981). "Soil Nailing-Some Aspects of a New Technique," *In Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3., Session 12, Stockholm, Sweden, pp. 665–670.

Golder (1993). "GOLDNAIL Soil Nailing Design Program," Golder Associates, Seattle, Washington.

Hoek E. and Brown E.T. (1980). "Underground Excavations in Rock," Institution of Mining and Metallurgy, London, England.

Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses," 23rd. Rankine Lecture, *Géotechnique*, Vol. 33, No. 3, pp. 187-223.

Hoek, E. (1994). "Strength of rock and rock masses," *ISRM News Journal*, Vol. 2, No. 2, pp. 4-16.

Hynes, M.E. and Franklin, A.G. (1984). "Rationalizing the Seismic Coefficient Method." Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 34 p.

IBC (2000). "International Building Code," International Code Council, Inc., Building Officials and Code Administrators International, Inc., Country Club Hills, IL; International Conference of Building Officials, Whittier, California; and Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, Alabama.

Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germaine, J.T, and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, August 12-16, Vol. 1, pp. 57-153.

Juran, I. and Elias, V. (1991). "Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures," in Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, (Ed.: Fang), pp. 868-905.

Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V. (1990). "Kinematical limit analysis for design of nailed structures," Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 116, No. 1, pp. 54-72.

Kavazanjian, E. Jr., Matasović, N., Hadj-Hamou, T., and Sabatini, P.J. (1997). "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume I, Design Principles," Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report FHWA-SA-97-076, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Kingsbury, D.W., Sandford, T.C., and Humphrey, D.N. (2002). "Soil Nail Forces Caused by Frost," In Proceedings of the Transportation Research Board, Annual Meeting, Washington, D.C.

Kramer, S.L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering," Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Kulhaway, F.H., and Mayne, F. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design," Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

Lam, I.P. and Martin, G.R. (1986). "Seismic Design of Highway Bridge Foundations - Vol. II, Design Procedures and Guidelines." Report FHWA-RD-86-102, Federal Highway Administration, McLean, Virginia.

Lang, T.A., (1972). "Rock Reinforcement," Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol. IX, No. 3, pp 215-239.

Long, J.H., Chow, E., Cording, E.T., and Siczkowski, W.J. (1990). "Stability Analysis for Soil Nailed Walls," Geotechnical Special Publication No. 25, American Society of Civil Engineers, pp. 676-691.

Mesri, G. (1988). "A Reevaluation of $S_{u(mob)}=0.22\sigma_p$ ' using Laboratory Shear Tests." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, pp. 162-164.

Meyerhof, G.G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 82, No. SM1, pp 1-19.

Mitchell, J.K. (1993). "Fundamentals of Soil Behavior," Second Edition, Wiley, New York.

Mononobe, N. (1929). "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams." In *Proceedings of the World Engineering Conference*, Vol. 9.

NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) (1997). "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," Publication FEMA-273, National Earthquake Hazard Reduction Program, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Newmark, N. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments," *Geotéchnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160.

Nicholson, P.J. (1986). "In Situ Earth Reinforcement at Cumberland Gap, U.S. 25E," In *American Society of Civil Engineers and Pennsylvania Department of Transportation Joint Conference*, April, Harrisburg, Pennsylvania, 21 pp.

Okabe, S. (1926). "General Theory of Earth Pressure." *Journal of Japan Society of Civil Engineering*, Vol. 12, No. 1.

Oral, T. and Sheahan, T.C. (1998). "The Use of Soil Nails in Soft Clays," *Geotechnical Special Publication No. 83, Design and Construction of Earth Retaining Systems* (Finno et al., eds.), American Society of Civil Engineers, pp. 26-40.

Peck, R., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H. (1974). "Foundation Engineering," Wiley.

Peck, R.B. (1969). "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of Art Report." In *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Mexico, pp. 225-290.

Plumelle, C. Schlosser, F., Oclage, P., and Knochenmus, G. (1990). "French National Research Project on Soil Nailing: CLOUTERRE," *Geotechnical Special Publication No. 25*, American Society of Civil Engineers, pp. 660-675.

Pockoski, M. and Duncan, J.M. (2000). "Comparison of Computer Programs for Analysis of Reinforced Slopes," *Center for Geotechnical Practice and Research, Via Department of Civil and Environmental Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia*.

Porterfield, J. A., Cotton, D.M., and Byrne, R.J. (1994). "Soil Nailing Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103," Publication No. FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

PTI (1996). "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors," 3rd ed. Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona.

Rabcewicz, L.V. (1964a). "The New Austrian Tunneling Method," Part 1, Water Power, London, Vol. 16, November, pp 453-457.

Rabcewicz, L.V. (1964b). "The New Austrian Tunneling Method," Part 2, Water Power, London, Vol. 16, December, pp 511-515.

Rabcewicz, L.V. (1965). "The New Austrian Tunneling Method," Part 3, Water Power, London, Vol. 17, January, pp 19-24.

Rabejac, S. and Toudic, P. (1974). "Construction d'un mur de soutènement entre Versailles-Chantiers et Versailles-Matelots," Trans.: Construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers and Versailles-Matelots, Revue générale des chemins de fer, Vol. 93, pp. 232-237.

Sabatini, P.J. et al. (1999). "Ground Anchors and Anchored Systems," Geotechnical Engineering Circular No. 4, Publication FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Sabatini, P.J. et al. (2002). "Soil and Rock Properties," Geotechnical Engineering Circular No. 5, Publication FHWA No.: TBD, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Sabatini, P.J., Elias, V., Schmertmann, G.R., Bonaparte, R. (1997). "Geotechnical Engineering Circular No. 2, Earth Retaining Systems." Publication FHWA-SA-96-038, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Schlosser, F. (1982). "Behavior and Design of Soil Nailing," in Proceedings of the Symposium of Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, pp. 319-413.

Schlosser, F. (1983). "Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols," (Trad.: Similarities and differences in the behavior and design of retaining structures of reinforced earth and soil nailing). Annales de L'Institut Technique de Batiment et des Travaux Publics, No. 418, Series: Sols et Fondations, Paris, France.

Schlosser, F., and Unterreiner, P. (1991). "Soil Nailing in France: Research and Practice," In Proceedings of the Transportation Research Board, Annual Meeting, Washington, D.C.

Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of In-Situ Strength," In Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, American Society of Civil Engineers, pp 55-138.

Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamic loads," State of the Art Papers presented at 1970 Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, American Society of Civil Engineers.

Seible, F. (1996). "Structural Response Assessment of Soil Nail Wall Facings," Report No. SSRP-96/01, Division of Structural Engineering, University of California, San Diego.

Sheahan, T.C., T. Oral, and C.L. Ho (2002). "A Simplified Trial Wedge Method for Soil Nailed Wall Analysis," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 128, No.:TBD.

Shen, C.K., Bang, S., Romstad, J.M., Kulchin, L., and Denatale, J.S. (1981b). "Field measurements of an earth support system," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT-12.

Shen, C.K., Herrmann, L.R., Romstand, K.M., Bang, S., Kim, Y.S., and Denatale, J.S. (1981a). "In situ Earth Reinforcement Lateral Support System," Report No. 81-03, Department of Civil Engineering, University of California, Davis, California.

Shields, D.R., Schnabel, H., Weatherby, A.M. (1978). "Load transfer in pressure injected anchors," Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, GT 9, September, pp. 1183-1196.

Skempton, A.W. (1957). Discussion of "Planning and Design of New Hong Kong Airport," Institution of Civil Engineers, Vol. 7, June, pp. 305-307.

Stocker, M.F., Korber, G.W., Gässler, G., and Gudehus, G. (1979). "Soil Nailing," in International Conference on Soil Reinforcement I, Paris, France, Vol. 2, pp. 469-474.

Tatsuoka, F., Koseki, J., and Tateyama, M. (1997). "Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake," Special Lecture, in Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu '96), Balkema, Vol. 2, pp. 973-1008.

Terzaghi, K., Peck, R., and Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice," 3rd Ed., J. Wiley & Sons, Inc.

Thompson, S.R. and I.R. Miller (1990). "Design, Construction and Performance of a Soil Nailed Wall in Seattle, Washington," Design and Performance of Earth Retaining Structures (P.C. Lambe and L.A. Hansen, Eds.), Geotechnical Special Publication No. 25, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 629-643.

Tufenkjian, M.R. (2002). "Performance of Soil Nailed Retaining Structures During the 2001 Nisqually, Earthquake," Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25, Boston.

Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M. (2000). "Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 126, No. 3, pp. 227-235.

U.S. Department of the Navy (1982). "Foundations and Earth Structures," NAVFAC DM-7.2, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Virginia.

Vucetic, M., Iskandar, V.E., Doroudian, M., and Luccioni, L. (1996). "Dynamic Failure of Soil-Nailed Excavation in Centrifuge," *Earth Reinforcement*, Balkema, pp. 829-834.

Vucetic, M., Tufenkjian, M., and Doroudian, M. (1993). "Dynamic Centrifuge Testing of Soil-Nailed Excavations," *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 16, No. 2 pp. 172-187.

Weatherby, D.E. (1982). "Tiebacks," Report No. FHWA-RD-82-047, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Williamson, D.A. (1984). "Unified Rock Classification System," *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, Vol. 21, No. 3, p. 345-354.

Wire Reinforcement Institute (2001). "Manual of Standard Practice-Structural Welded Wire Reinforcement," 6th Edition, Hartford, Connecticut.

Wright, S.G., and Duncan, J.M. (1992). "Limit Equilibrium Stability for Soil-Reinforced Slopes," *Transportation Research Record 1330*, National Research Council, Washington, D.C., pp. 40-46.

Wroth, C.P. and Houlsby, G.T. (1985). "Soil Mechanics – Property Characterization and Analysis Procedures," Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, August 12-16, Vol. 1, pp. 1-55.

Zarrabi-Kashani, K. (1979). "Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface," S.M. Thesis, Dept. Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

ضمیمه A

ویژگی های تسلیح

TABLE A.1
 THREADED BAR PROPERTIES [ASTM A615, GRADES 420 and 525 MPa (60 and 75 ksi)]

Nominal Bar Designation		Cross-Sectional Area		Nominal Unit Weight		Max. Diameter w/Threads		ASTM Grade	Yield Strength		Max. Axial Load	
English	mm	in. ²	mm ²	lbs/ft	kg/m	in.	mm	English	ksi	MPa	kips	kN
#6	19	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	60	414	26.4	118
								75	75	517	33.0	147
#7	22	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	60	414	36.0	160
								75	75	517	45.0	200
#8	25	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	60	414	47.4	211
								75	75	517	59.3	264
#9	29	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32.0	60	60	414	60.0	267
								75	75	517	75.0	334
#10	32	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	60	414	76.2	339
								75	75	517	95.3	424
#11	36	1.56	1,006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	60	414	93.6	417
								75	75	517	117.0	520
#14	43	2.25	1,452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	60	414	135.0	601
								75	75	517	168.8	751

Source: Byrne et al. (1998).

**TABLE A.2
WELDED WIRE MESH DIMENSIONS
METRIC AND ENGLISH UNITS**

Mesh Designation ^{(1),(2)}		Wire Cross-Sectional Area per Unit Length ⁽³⁾		Weight per Unit Area	
Metric	English	Metric	English	Metric	English
(mm x mm –mm ² x mm ²)	(in. x in.-in ² /100 x in. ² /100)	(mm ² /m)	(in. ² /ft)	(kg/m ²)	(lbs/ft ²)
102x102 - MW9xMW9	4x4 - W1.4xW1.4	88.9	0.042	1.51	3.1
102x102 - MW13xMW13	4x4 - W2.0xW2.0	127.0	0.060	2.15	4.4
102x102 - MW19xMW19	4x4 - W2.9xW2.9	184.2	0.087	3.03	6.2
102x102 - MW26xMW26	4x4 - W4.0xW4.0	254.0	0.120	4.30	8.8
152x152 - MW9xMW9	6x6 - W1.4xW1.4	59.3	0.028	1.03	2.1
152x152 - MW13xMW13	6x6 - W2.0xW2.0	84.7	0.040	1.46	3.0
152x152 - MW19xMW19	6x6 - W2.9xW2.9	122.8	0.058	2.05	4.2
152x152 - MW26xMW26	6x6 - W4.0xW4.0	169.4	0.080	2.83	5.8

Source: WRI (2001).

Notes:

- (1) The first two numbers indicate the mesh opening size, whereas the second pair of numbers following the prefixes indicates the wire cross-sectional area.
- (2) Prefix M indicates metric units. Prefix W indicates plain wire. If wires are pre-deformed, the prefix D is used instead of W.
- (3) This value is obtained by dividing the wire cross-sectional area by the mesh opening size.

**TABLE A.3
REINFORCING BAR DIMENSIONS (ENGLISH AND METRIC)**

Bar Designation		Nominal Diameter		Nominal Area	
English	Metric	in.	mm	in. ²	mm ²
3	10	0.375	9.6	0.11	71
4	13	0.500	12.7	0.20	129
5	16	0.625	15.9	0.31	199
6	19	0.750	19.1	0.44	284
7	22	0.875	22.2	0.60	387
8	25	1.000	25.4	0.79	510
9	29	1.128	28.7	1.00	645
10	32	1.270	32.3	1.27	819
11	36	1.410	35.8	1.56	1,006
14	43	1.693	43.0	2.25	1,452
18	57	2.257	57.3	4.00	2,581

Source: Byrne et al. (1998).

**TABLE A.4: SELF-DRILLING HOLLOW CORE BAR PROPERTIES
(MAI BAR TYPE)**

Bar Description	Nominal Outer Diameter		Cross-Sectional Area		Yield Load		Ultimate Load		Weight	
	mm	in.	mm ²	in. ²	kN	kips	kN	kips	kg/m	lbs/ft
R25N	25	1	303	0.47	151	34	200	45	2.61	1.75
R32N	32	1 ¼	432	0.67	231	52	280	63	3.61	2.42
R32S	32	1 ¼	503	0.78	280	63	360	81	4.21	2.82
R38N	38	1 ½	748	1.16	401	90	498	112	5.97	4
R51L	51	2	903	1.4	449	101	498	112	7.47	5
R51N	51	2	1052	1.63	632	142	801	180	8.06	5.4

Source: <http://www.dywidag-systems.com>

**TABLE A.5: PROPERTIES OF SELF-DRILLING HOLLOW CORE BAR PROPERTIES
(CTS/TITAN BAR TYPE)**

Bar Description	Effective Outer Diameter		Cross-Sectional Area		Yield Load		Ultimate Load		Weight	
	mm	in.	mm ²	in. ²	kN	kips	kN	kips	kg/m	lbs/ft
30/16	26	1.00	382	0.59	180	40.5	220	49.5	3.01	2.02
32/20	28	1 1/8	445	0.69	210	47.2	260	58.0	3.42	2.30
30/11	26.2	1 1/16	446	0.69	280	63.0	338	76.0	3.50	2.35
40/20	36	1.42	644	1.00	430	96.7	510	114.7	5.35	3.60
40/16	36	1.42	879	1.36	528	118.7	660	148.4	6.90	4.64
52/26	48.8	1.94	1337	2.08	730	160.8	929	209.0	10.62	7.14

Source: <http://www.contech.com>

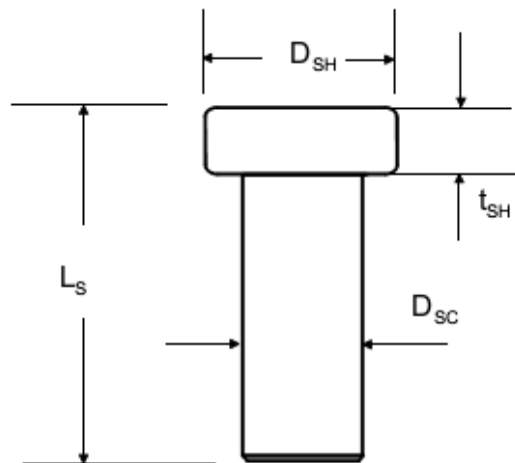
**TABLE A.6
HEADED-STUD DIMENSIONS**

Headed-Stud Size	Nominal Length		Head Diameter		Shaft Diameter		Head Thickness		Head Area/ Shaft Area in.	Head Thickness/ (Head Diameter- Shaft Diameter)
	L_s		D_H		D_S		t_H			
	mm	in.	mm	in.	mm	in.	in.	mm		
$1/4 \times 4^{1/8}$	105	4.125	12.7	0.5	6.4	0.25	4.7	0.19	4.0	0.75
$3/8 \times 4^{1/8}$	105	4.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28	4.0	0.75
$3/8 \times 6^{1/8}$	156	6.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28	4.0	0.75
$1/2 \times 4^{1/8}$	105	4.125	25.4	1	12.7	0.5	7.9	0.31	4.0	0.62
$1/2 \times 5^{5/16}$	135	5.3125	25.4	1	12.7	0.5	7.9	0.31	4.0	0.62
$1/2 \times 6^{1/8}$	156	6.125	25.4	1	12.7	0.5	7.9	0.31	4.0	0.62
$5/8 \times 6^{9/16}$	162	7.875	31.8	1.3	15.9	0.625	7.9	0.31	4.0	0.50
$3/4 \times 3^{11/16}$	89	15.5	31.8	1.3	19.1	0.750	9.5	0.38	2.8	0.75
$3/4 \times 4^{3/16}$	106	4.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38	2.8	0.75
$3/4 \times 5^{3/16}$	132	5.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38	2.8	0.75
$3/4 \times 6^{3/16}$	157	6.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38	2.8	0.75
$7/8 \times 4^{3/16}$	102	4	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38	2.5	0.75
$7/8 \times 5^{3/16}$	127	5	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38	2.5	0.75
$7/8 \times 6^{3/16}$	152	6	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38	2.5	0.75

Source: Byrne et al. (1998).

Nominal length indicated is before welding.

- For $D_S \leq 1/2"$, L_S is approximately $1/8"$ shorter after welding.
- For $D_S > 5/8"$, L_S is approximately $3/16"$ shorter after welding.



ضمیمه B

نمودارهایی برای طراحی مقدماتی

مجموعه ای از نمودارهای طراحی جهت کمک به طراحی شکل گرفتند تا طول ابتدایی میخ (nail) و حداکثر نیروی کششی طرح را تعیین کنند. نمودارها با استفاده از برنامه کامپیوتری SNAIL به وجود آمدند (به قسمت ۵ و ضمیمه F مراجعه شود). این نمودارها تنها برای شرایطی قابل استفاده هستند که برای آن گسترش یافته اند. این نمودارها فقط بایستی برای به دست آوردن مقادیر ابتدایی طراحی استفاده شوند و بایستی به جای آنالیزهای فراگیر مورد استفاده قرار بگیرند.

نمودارها برای دامنه ای از زاویه ی دیوار با قائم ($\alpha = \text{Face Batter}$) و زاویه ی خاک پشت دیوار با افق ($\beta = \text{back slope}$) شکل گرفتند.

Φ : زاویه اصطکاک داخلی موثر

μ : مقاومت اتصال (قدرت پیوند) نرمال شده (بهنجار شده) که اینگونه تعریف میشود:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{FS_b \gamma S_H S_V}$$

در اینجا: q_u حداکثر قدرت اتصال (در فصل های ۳ و ۵ ارائه شد)، D_{DH} قطر موثر سوراخ،

FS_b ضریب اطمینان در مقابل بیرون زدگی (جدول ۵.۳ را ببینید)، γ وزن مخصوص خاک پشت دیوار، و S_H و S_V فاصله افقی و عمودی میخ هستند. جدول B.1 وضعیت هندسی و مصالح استفاده شده برای گسترش نمودارهای طراحی را ارائه می دهد.

دو نوع نمودار به وجود آمد. نوع اول نمودار (شکل B.1a در بین B.6a) طول لازم میخ نرمال شده را مشخص می نماید، L/H مورد نیاز برای به دست آوردن ضریب اطمینان کلی $FS_G = 1.35$ ، در جایی که L طول لازم میخ و H ارتفاع دیوار است. L/H به عنوان تابعی از مقاومت بیرون کشیدگی نرمال شده تغییر می کند. متغیر L/H برای بحرانی ترین سطح گسیختگی برای هندسه ی معلوم و خصوصیات مشخص مصالح بدست آمده است. با ترکیب مقادیر α و β ی نشان داده شده در جدول B.1، در مجموع ۶ نمودار ساخته شد. برای مقادیر دیگر α و β از درونیابی استفاده کنید.

TABLE B.1
VARIABLE PARAMETERS

Parameter	Units	Values
Face Batter	degrees	0, 10
Backslope	degrees	0, 10, 20, 30
Effective Friction Angle	degrees	27, 31, 35, 39
Ultimate Bond Strength	KPa	52, 104, 172, 276, 689
	psi	8,15,25,40,100

نوع دوم نمودارها (شکل B.1b در بین B.6b) ماکزیمم نیروی طرح نرمال شده، t_{max-s} ، را به عنوان تابعی از μ ارائه می کنند.

t_{max-s} از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$t_{max-s} = \frac{T_{max-s}}{S_H S_V}$$

که T_{max-s} ماکزیمم نیروی طراحی در میخ است. مقدار ضریب اطمینان در حالت کلی ($1 = FG_S$) مساوی یک فرض شد و با استفاده از برنامه ی SNAIL مقادیر t_{max-s} بدست آمد. همانطور که در فصل پنجم اشاره شد وقتی FG_S برابر یک فرض می شود که هنگام اعمال نیروی طراحی ماکزیمم، فولاد مقاومت معقولی از خود نشان دهد که در ارتباط با مقاومت بسیج شده ی خاک است. بعد از اینکه T_{max-s} تعیین شد و مقاومت کششی انتخاب شد، سطح مقطع لازم برای میخ، می تواند محاسبه شود.

سایر پارامترهای طراحی که در جدول زیر آمده است در طی گسترش نمودارهای طراحی، ثابت فرض شد. در ادامه برای مطالعه ی بیشتر تاثیر این پارامترها روی طول میخ و ماکزیمم نیروی طراحی محاسبه شده در میخ، مقدار پارامترها طبق بازه ی نشان داده شده در جدول زیر تغییر داده شد. شیب میخ در ۱۵ درجه، ثابت نگه داشته شد. نتایج نشان می دهد که طول نرمال شده و ماکزیمم نیروی موجود در میخ، به ضریب اطمینان کلی، قطر سوراخ و چسبندگی خاک وابسته است. اثر ارتفاع دیوار، خیلی مهم نبود در نتیجه پس از آن مورد توجه قرار نگرفت.

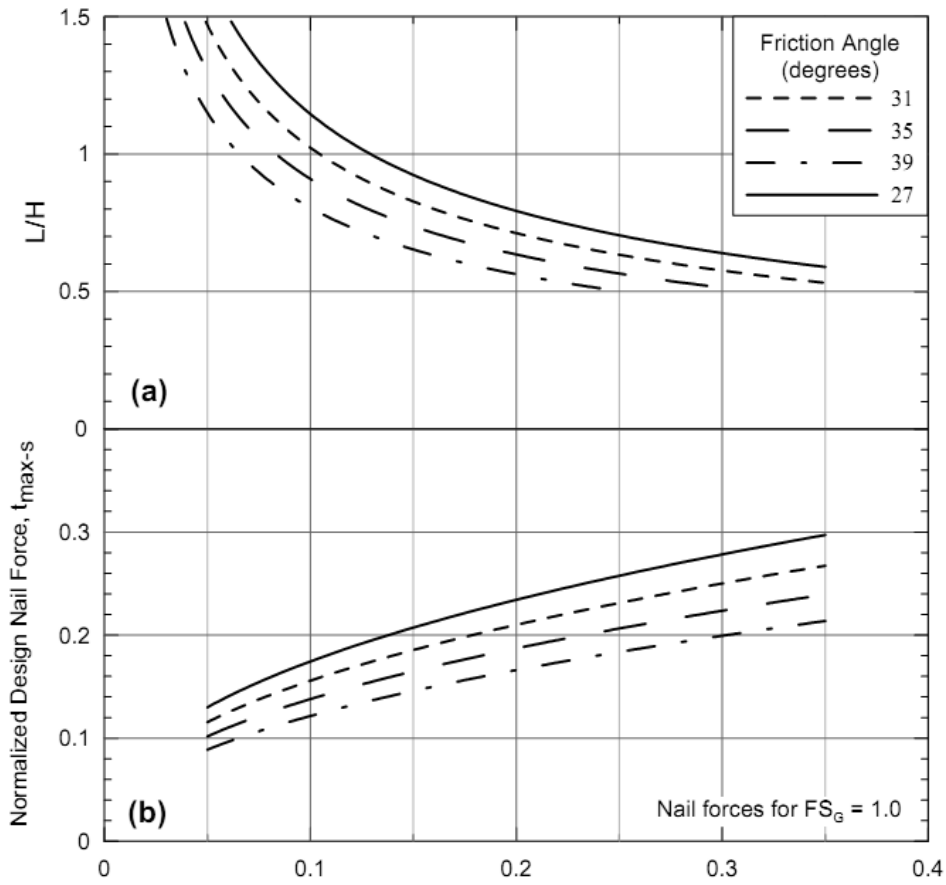
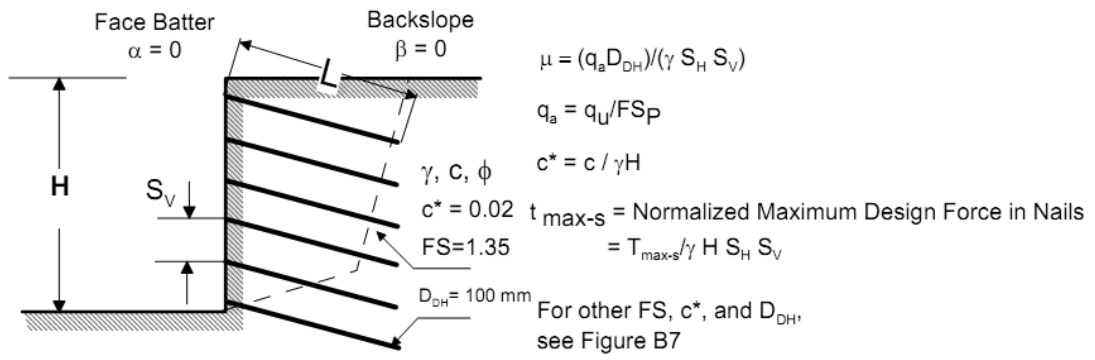
TABLE B.2
ADDITIONAL PARAMETERS

Included in μ ?	Parameter	Units	Fixed Value used for Design Chart	Studied Range of Values
Included	Pullout Factor of Safety, FS_P	-	1.0	0.5 - 1.0
	Nail Horizontal Spacing, S_H	m (ft)	1.5 (5)	1.2 - 1.8 (4 - 6)
	Nail Vertical Spacing, S_V	m (ft)	1.5 (5)	1.2 - 1.8 (4 - 6)
	Total Unit Weight, γ	kN/m ³ (pcf)	18.9 (120)	17.3 - 20.5 (110 - 130)
Not Included	Global Factor of Safety, FS_G	-	1.35	1.35 - 2.0
	Drillhole Diameter, D_{DH}	mm (in.)	100 (4)	100 - 300 (4 - 12)
	Cohesion, c	kPa (psf)	5 (100)	5 - 24 (100 - 500)
	Wall Height, H	m (ft)	12 (40)	6.0 - 24 (20 - 80)

اگر اطلاعات مسئله با اطلاعاتی که نمودارها با آنها رسم شده اند متفاوت باشد، مقادیر L/H و t_{max-s} بدست آمده از نمودارها باید اصلاح شود. دو سری ضرایب تصحیح ایجاد شدند. سری اول ضرایب تصحیح C_{1L} ، C_{2L} و C_{3L} که مقدار L/H را برای ضریب اطمینان کلی، قطر سوراخ و چسبندگی خاک تصحیح می کنند. C_{1L} به صورت گرافیکی و تابعی از قطر سوراخ (D_{DH}) در شکل b.7 نشان داده شده است.

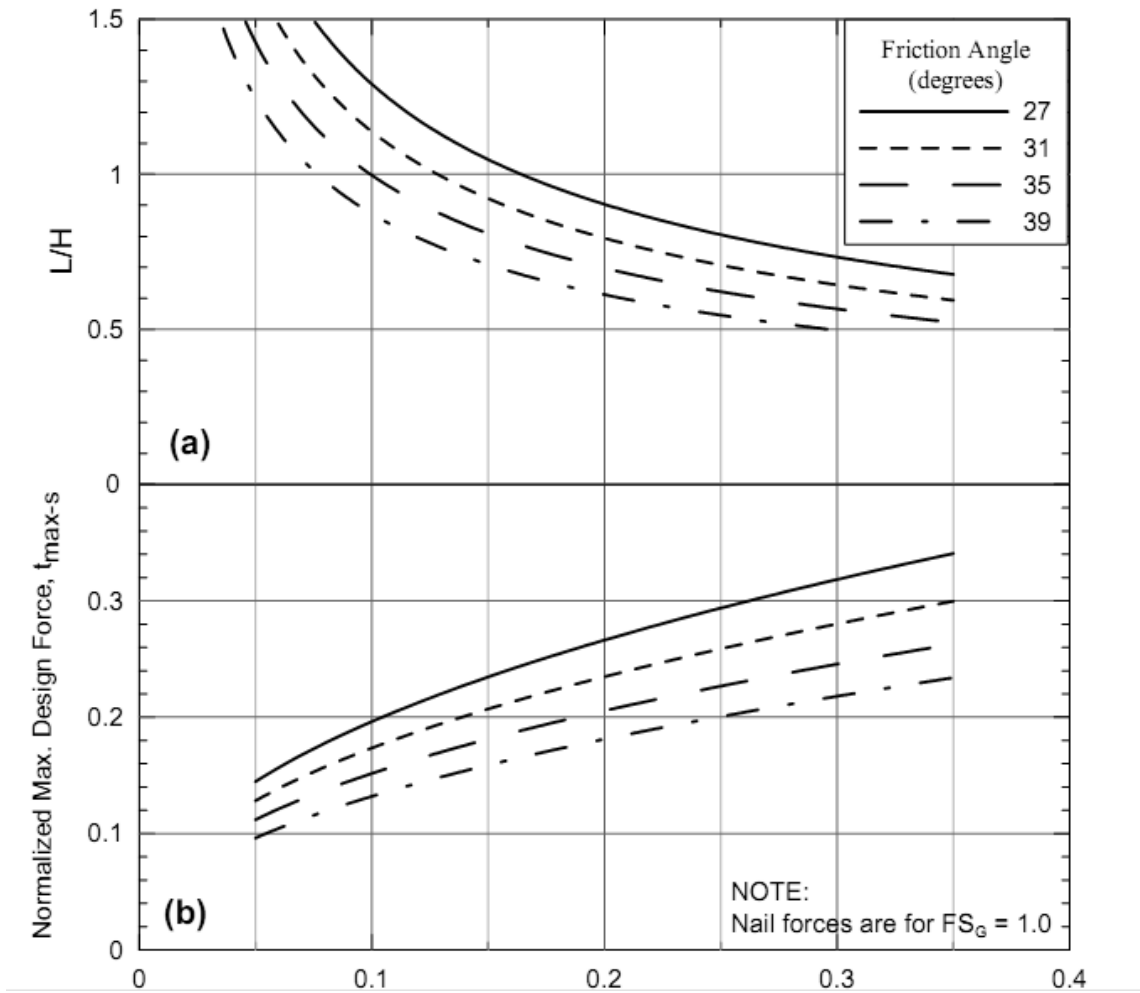
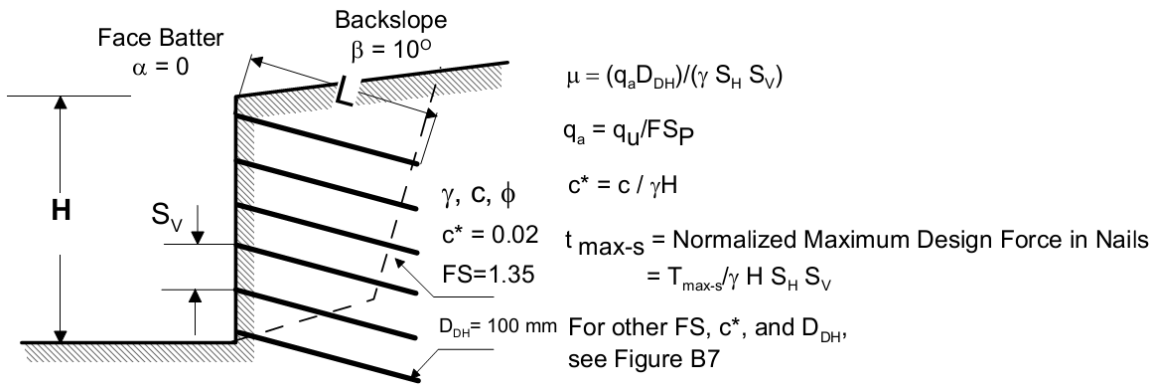
C_{2L} و C_{3L} به صورت فرمول ریاضی در شکل b.7 نشان داده شده است.

سری دوم ضرایب تصحیح C_{1F} و C_{2F} که مقادیر t_{max-s} را برای قطر سوراخ و چسبندگی خاک تصحیح می کنند. برای ضریب اطمینان کلی تصحیحی نیاز نیست. C_{1F} به صورت گرافیکی و تابعی از قطر سوراخ (D_{DH}) در شکل b.7 نشان داده شده است. C_{2F} به صورت فرمول ریاضی در شکل b.7 نشان داده شده است.



$$\text{Normalized Bond Strength, } \mu = \frac{q_a D_{DH}}{\gamma S_H S_V}$$

Figure B.1: Batter 0° - Backslope 0°



Normalized Bond Strength, $\mu = \frac{q_a D_{DH}}{\gamma S_H S_V}$

Figure B.2: Batter 0° - Backslope 10°

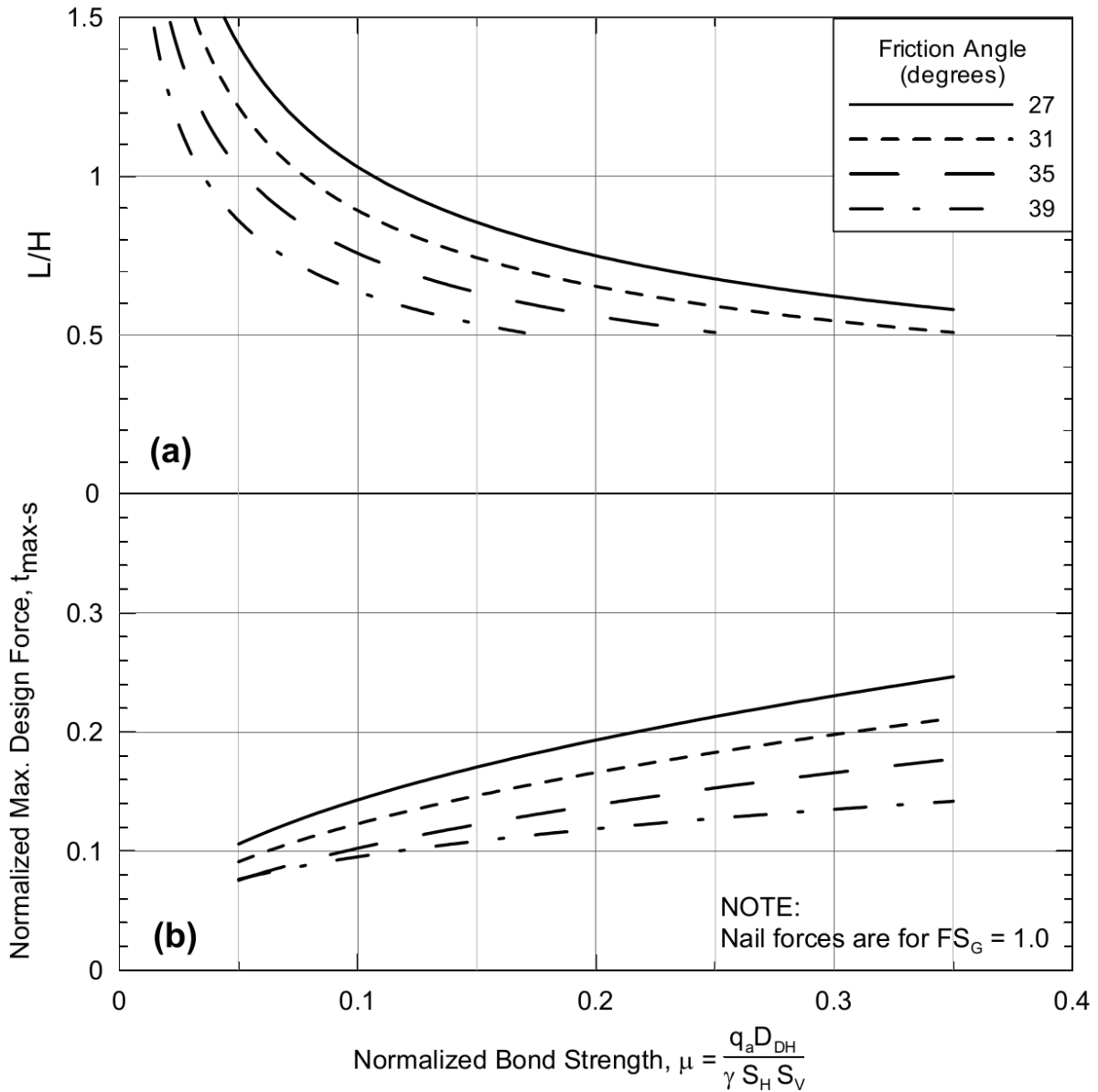
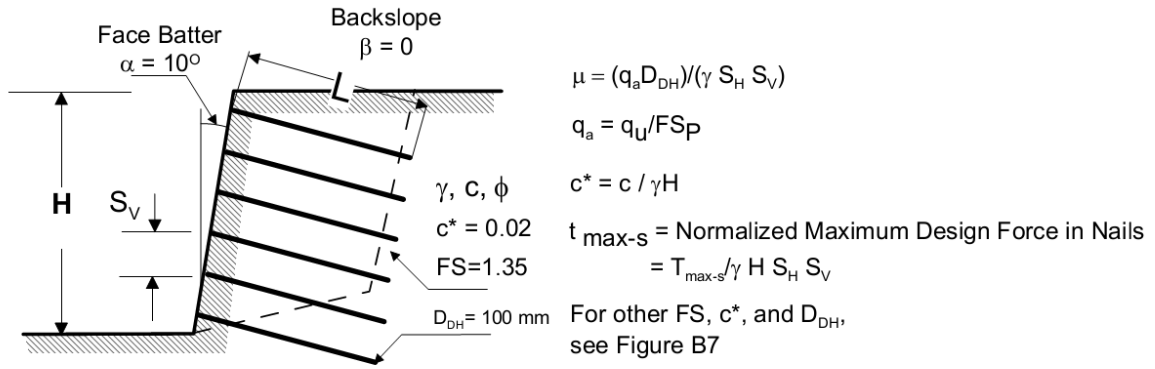
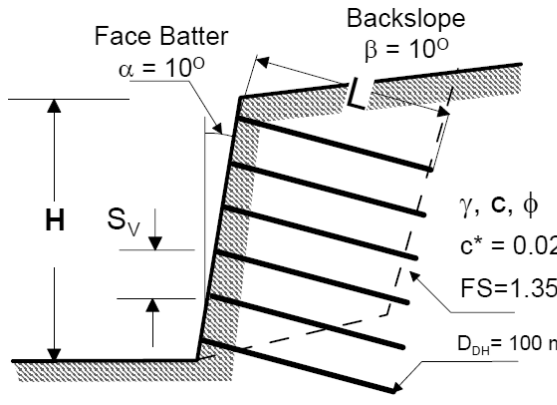


Figure B.3: Batter 10° - Backslope 0°



$$\mu = (q_a D_{DH}) / (\gamma S_H S_V)$$

$$q_a = q_U / FS_p$$

$$c^* = c / \gamma H$$

t_{max-s} = Normalized Maximum Design Force in Nails
 $= T_{max-s} / \gamma H S_H S_V$

For other FS, c^* , and D_{DH} , see Figure B7

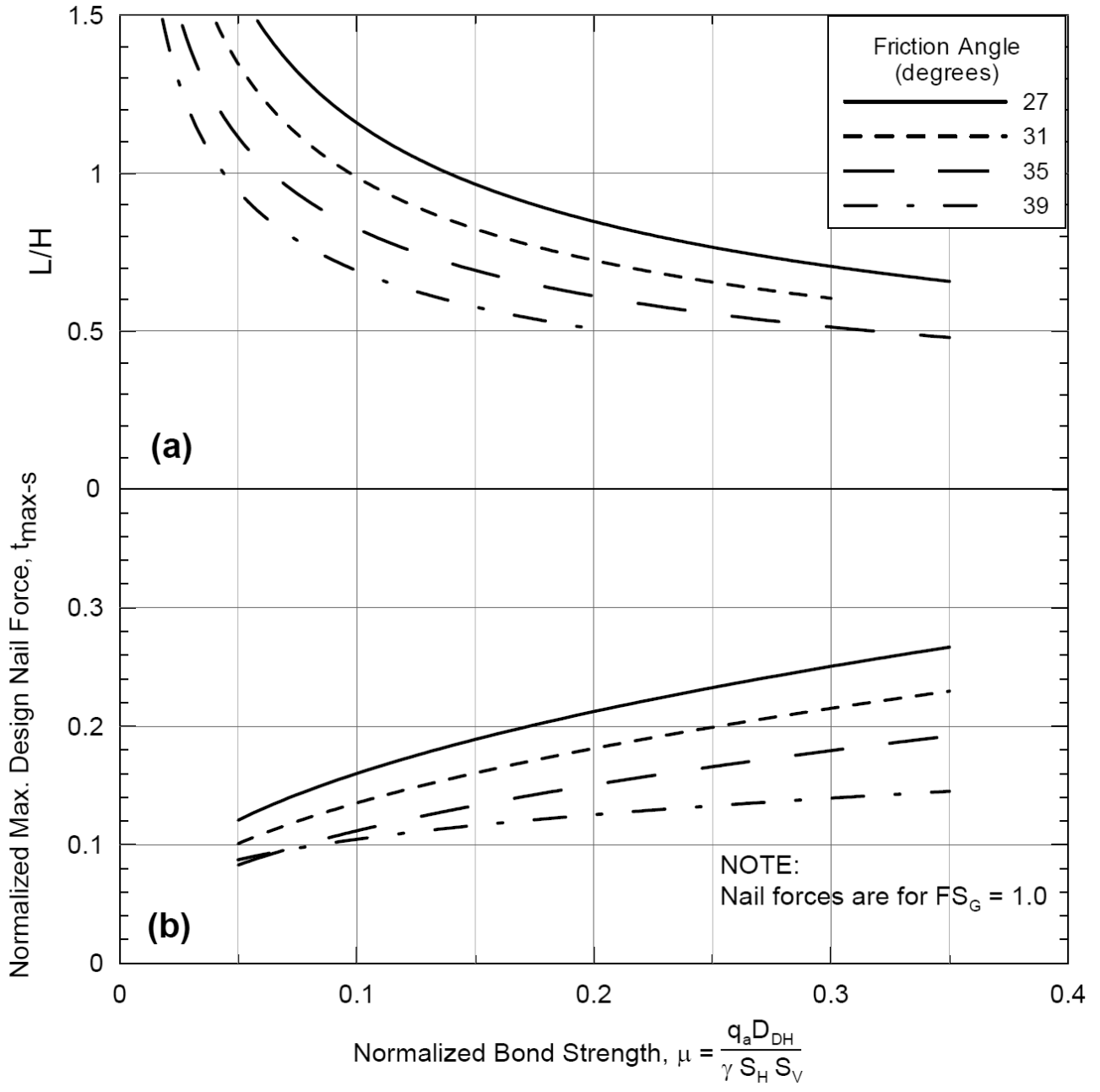


Figure B.4: Batter 10° - Backslope 10°

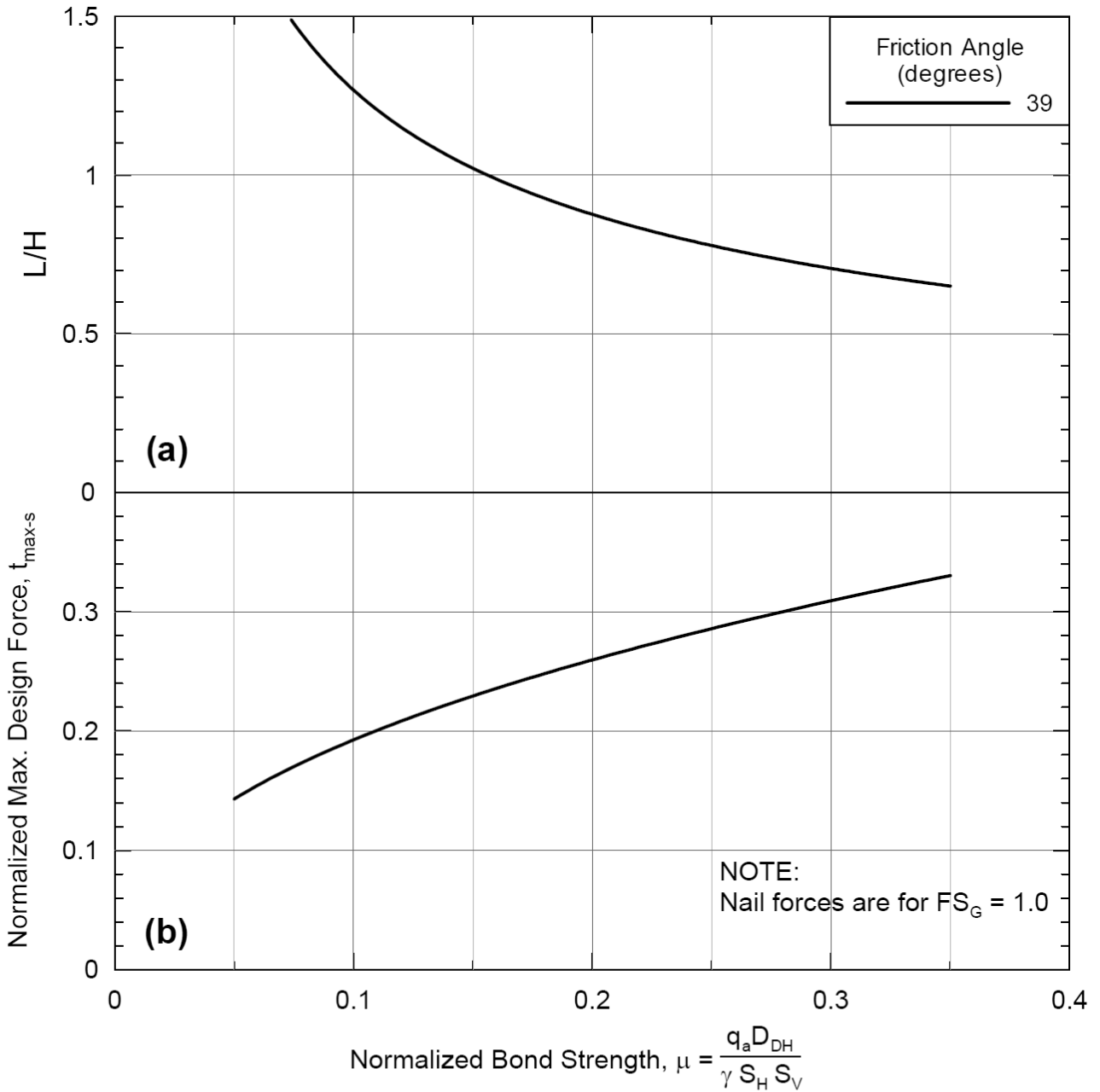
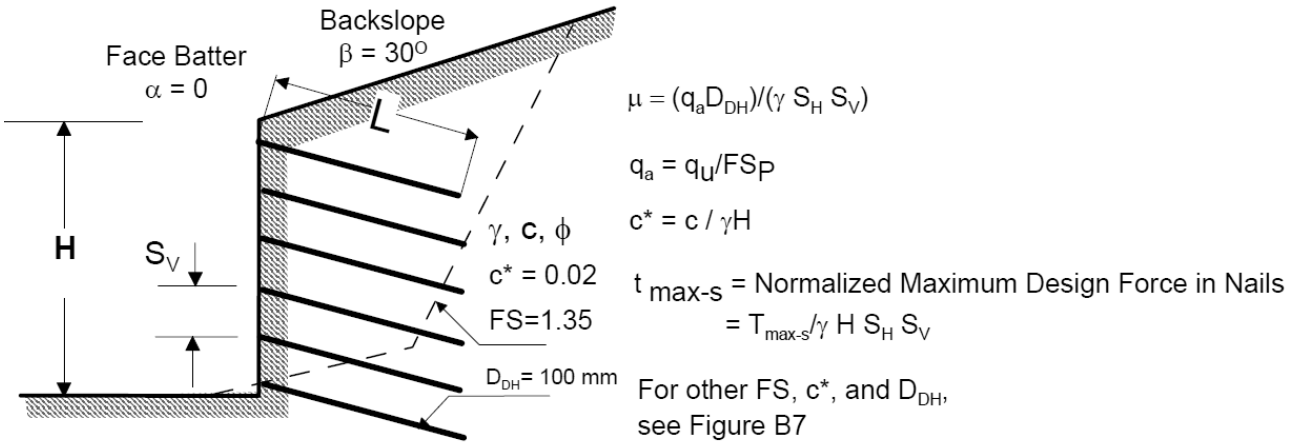


Figure B.5: Batter 0° - Backslope 30°

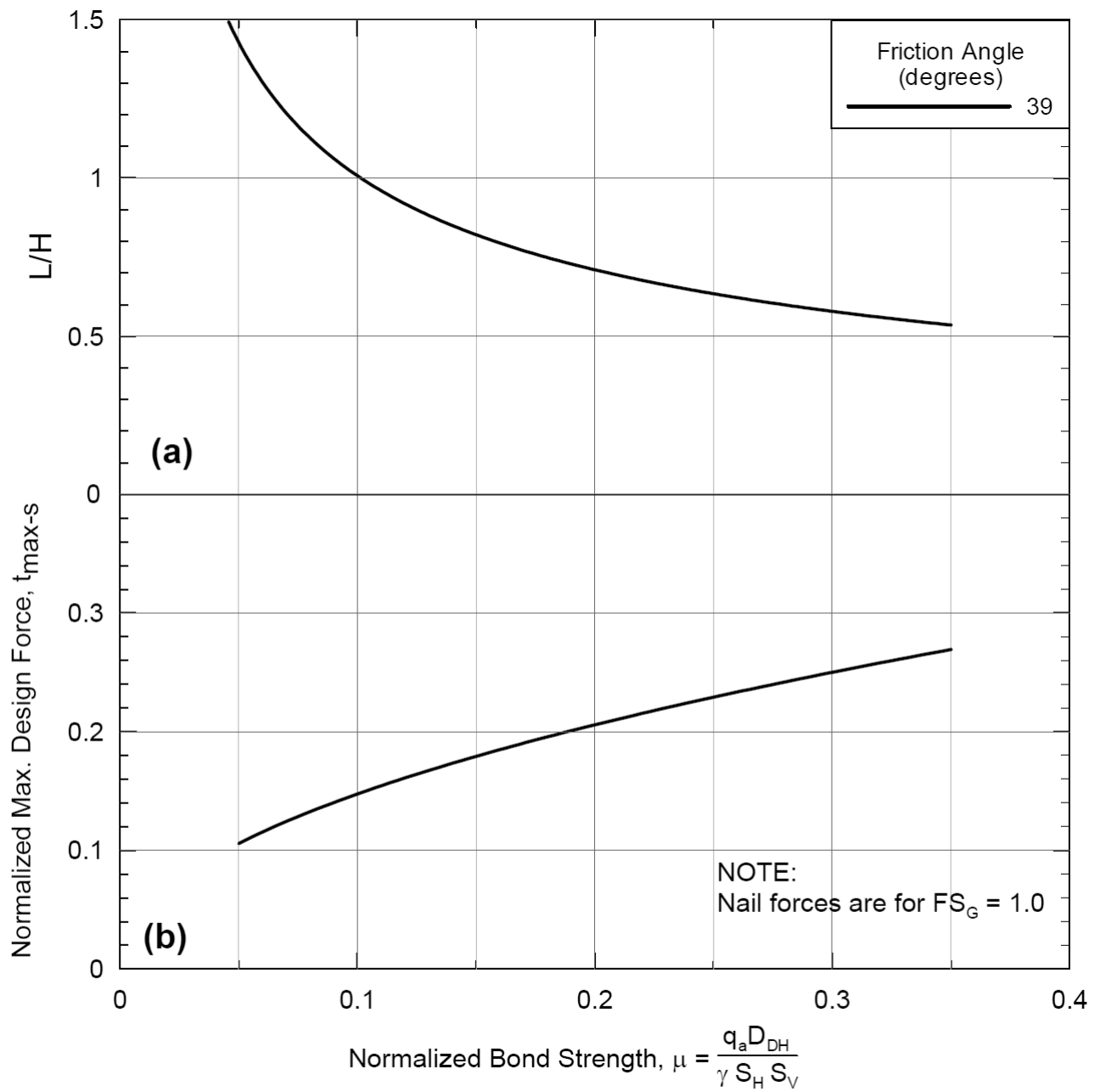
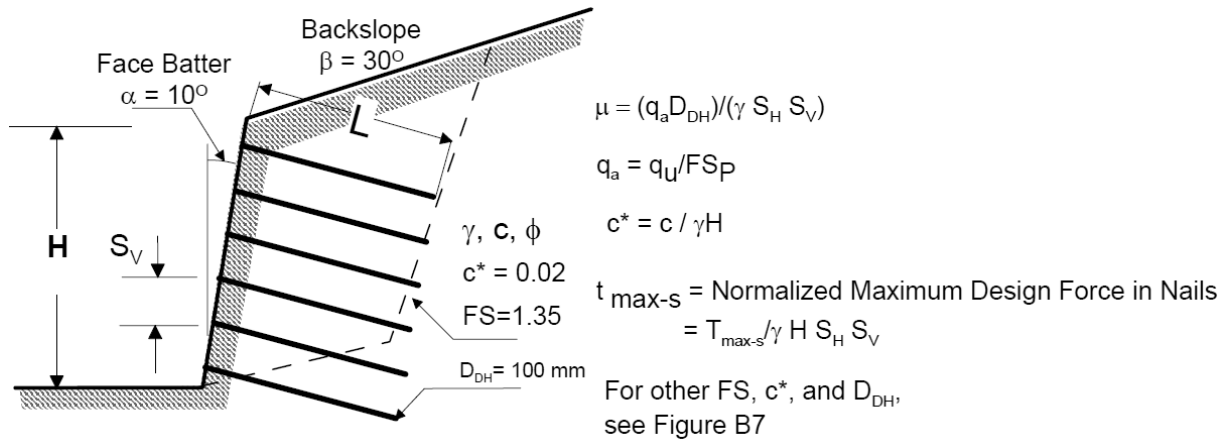


Figure B.6: Batter 10° - Backslope 30°

Corrections of Soil Length

$$\frac{L}{H} \text{ (corrected)} = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H} \text{ (from charts for } D_{DH} = 100 \text{ mm, } c^* = 0.02, FS_G = 1.35)$$

where:

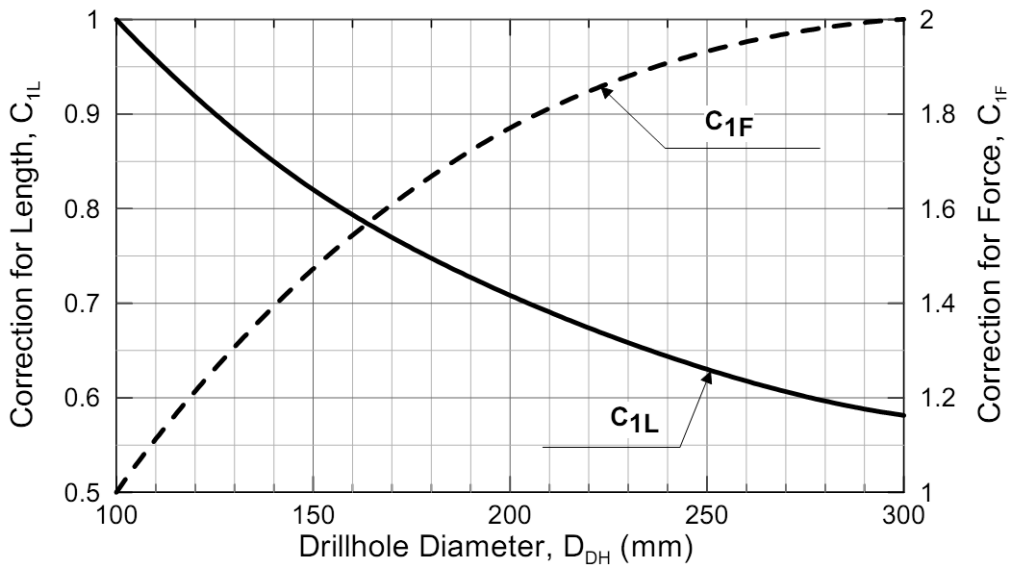
- C_{1L} = Correction for Drillhole Diameter see chart (a) below
- C_{2L} = Correction for Soil Cohesion see formula (b) below
- C_{3L} = Correction for Global Factor of Safety see formula (c) below

Corrections of Normalized Maximum In-Service Nail Force

$$t_{\text{max-s}} \text{ (corrected)} = C_{1F} \times C_{2F} \times t_{\text{max-s}} \text{ (from charts for } D_{DH} = 100 \text{ mm, } c^* = 0.02)$$

- C_{1F} = Correction for Drillhole Diameter see chart (a)
- C_{2F} = Correction for Soil Cohesion see formula (b)

(a) Correction for Drillhole Diameter



(b) Correction for different values of normalized cohesion ($c^*=c/\gamma H$)

$$C_{2L} = -4.0 c^* + 1.09 \geq 0.85$$

$$C_{2F} = -4.0 c^* + 1.09 \geq 0.85$$

(c) Correction for different global factors of safety

$$C_{3L} = 0.52 FS + 0.30 \geq 1.0$$

Figure B.7: Correction Factors

ضمیمه C: حفاظت از خوردگی و سایدگی

C-1 مقدمه

حفاظت از میخ و دیگر قسمت های فلزی از میخ ها در خاک در برابر تاثیرات زیان آور از خوردگی ضروری است تا دوام و پایداری طولانی مدت از دیوارها یا میخ در خاک را تضمین کند. سطح حفاظت از خوردگی که میخ های درون خاک نیاز دارند ، به میزان زیاد بستگی دارد به ماهیت پروژه ، به طور اختصاصی تر ، عمر مورد توقع ، اهمیت ساختار و نتایج شکست در طرح . به طور کلی حفاظت از خوردگی SOIL NAIL برای همه ی دیوارهای خاکی دارای میخ دائمی ، مورد نیاز است . حفاظت از خوردگی ، می تواند به وسیله ی معیار های حفاظتی فیزیکی و شیمیایی بدست بیاید یا ترکیبی از هر دو .

انتخاب نوع حفاظت از زنگ زدگی بستگی دارد به نوع ساختار (موقتی یا دائمی) ، نزدیکی به محیط سطح زمین نتایج شکست در سیستم SOIL NAIL WALL و هزینه های اضافی از فراهم کردن سطوح بالاتری از حفاظت در این ضمیمه ، اطلاعات پایه در مورد خوردگی همراه با تعریف از سیستم حفاظت از خوردگی ارائه شده است که در کاربردهای خاکی استفاده شده است و معیار های استفاده شده در ارزیابی سطح ضروری از حفاظت از خوردگی برای سیستم SOIL NAIL .

C-2 مفاهیم پایه از خوردگی

C-2-1 مفهوم کل

خوردگی فرآیندی است که در آن فلز از بین می رود ، خاصیت های فیزیکی آن تغییر می کند و در نهایت به دلیل واکنش های شیمیایی و الکتروشیمیایی با محیط اطراف ، حل می شود . بیشتر فلز های پالوده شده به طور طبیعی برگشته می شوند و از وضعیت ناپایدار به ماهیت اصلی خود تغییر نمی یابند .

مکانیسم اصلی از خوردگی فلزی شامل حرکت یون ها در مدار الکتریکی است از سطح فلزی ، از طریق رسانای غیر فلزی در محلول (الکترولیت) و در داخل سطوح دیگر . (کاتد) به دلیل تفاوت ولتاژ ، تفاوت در غلظت اکسیژن و یا تفاوت در شرایط محیطی دیگر .

با گذشت زمان قطب مثبت به واسطه ی فقدان و از دست رفتن فلز در الکترولیت ، حل می شود. برای SOIL NAIL های دوغاب ریخته شده جریان یون ها می تواند بین فولاد تقویت شده رخ دهد و اشیاء فلزی نزدیک یا بین نقاط در سطح فلزی نمی تواند بوسیله ی دوغاب سیمان پوشیده شود .

عوامل متعددی بر سرعت خوردگی تاثیر می گذارند از جمله ویژگی های سطح فلزی (روی و فولاد) نوع الکترولیت (مثل آب) حضور و غلظت مواد در الکترولیت (نمک ها مثل کربونات و کلرید) ماهیت مداخله الکترولیت و آند (قطب مثبت) و دیگر عوامل محیطی.

C-۲-۲ مکانیسم اصلی خوردگی که ممکن است بر میخ های خاکی تاثیر بگذارد ، خوردگی کلی هستند. برای میخ هایی که دوغاب سیمان شده اند ، خوردگی اصلی ، خوردگی موضعی است یا همان سوراخ هایی که در سطح بتن یا فلز در اثر خوردگی ایجاد می شود، می باشد. مکانیسم های دیگر مثل خوردگی در اثر تنش ، شکنندگی هیدروژن و خوردگی و فرسودگی معمولاً برای کاربرد های میخ خاک اهمیت ندارد.

این بخش ، دید کلی از خوردگی کلی و موضعی فراهم می کند. اطلاعات کاملتری در تاثیر خوردگی مختلف بر فولاد توسط weatherby (۱۹۸۲) ارائه شده است.

خوردگی کلی : خوردگی کلی وقتی رخ می دهد که لایه ی ظریفی از زنگ زدگی گسترده و یکنواخت در سطح از لوله های فولاد وجود دارد. این نوع از خوردگی وقتی می تواند گسترش یابد که فولاد محافظت نشده در معرض محیط قرار گیرد در طول سفر که در انبار های کشتی در مکان های نامناسب قرار می گیرند. تحت شرایط خاص ، لایه ی نازکی از زنگ زدگی می تواند پوشش محافظی برای خوردگی بیشتر باشد. این راهکار را اثر ناپذیری می نامند. از بین رفتن فلز عمدتاً با ساییدگی کلی اهمیت ندارد به شرط اینکه زمان در معرض قرار گرفتن اندک باشد و شرایط مضر که باعث بیشتر شدن خوردگی می شود از بین برود. روش خوب این است که میله های فولاد را بازرسی کرد که سطوح خوردگی آن ها را دید تا لایه های ظریفی از زنگ زدگی را پاک کرد قبل از اینکه لوله ها در گودال های سوراخ شده نصب گردد. میله هایی که به طور خفیف تری زنگ زده اند ممکن است به گودال های سوراخ شده وارد شوند بدون از بین بردن زنگ زدگی که به طور موقتی مشکلی ایجاد نمی کند.

خوردگی موضعی که باعث ایجاد سوراخ می شود:

خوردگی موضعی به خوردگی سوراخ pitting یا شکاف crevices تعریف شده و محدود شده به محل های خاص همراه با میله های فولاد. در بیشتر شرایط نزدیک به زمین ، میله های دوغاب ریخته شده بعد از تنها چند هفته از در معرض قرار گرفتن دچار خوردگی و ایجاد سوراخ در لوله های فولاد می شوند.

C-۲-۳: شرایطی که خوردگی را زیادتر می کند:

شرایطی که خوردگی را افزایش می دهد شامل :

مقاومت پایین زمین

غلظت بالای کلراید و سولفید در زمین و آب های زمینی

پتانسیل خیلی زیاد و خیلی کم هیدروژن (ph) زمین و آب های زمینی

شرایط اشباع بالا

جریان های گذرا

عوامل بالا به طور جمعی پتانسیل خوردگی زمین را تعریف می کند(یا حتی نزدیک به زمین) نمونه هایی از خاک ها و عواملی که ممکن است پتانسیل خوردگی را افزایش دهد شامل:

خاک های اسیدی: این خاک ها شامل خاک هایی هستند با درجه ی بالایی از آهن حل شده و با پتانسیل پایین هیدروژن.

خاک های سودیک (sodic): این خاک ها ، خاک های آلكالین دار هستند ($ph < 9$) با مولفه هایی طرفدار خوردگی و در محیط های کم رایج است . ریزش کم و تبخیر شدید باعث ایجاد نمک های قابل حل می شود . و از سنگ های بستر به لایه های کم سطح منتقل می شود

خاک های آهکی (کلسیم دار): این ها خاک های آلكالین دار هستند با غلظت بالای سدیم ، کلسیم ، کربنات، منیزیم و کلسیم و سولفات. نمونه هایی از این خاک ها شامل خاک هایی هستند که از گچ ، کلیت و دولومیت گرفته شده اند.

خاک های آلی: این خاک ها به طور غیر معمول دارای آب های زیادی هستند و ممکن است شامل خاک هومیک باشند.

مواد با خاستگاه و منشا صنعتی :

خاک های اضافی صنعتی می تواند دارای مقادیر PH باشند که به طور چشمگیری متغیر هستند و در طول کل مقیاس PH گسترده شده است. نمونه هایی از خاک های مازاد صنعتی شامل ، تفاله و خاکستر های بادی هستند که با خاک و شن های باقیمانده از ساخت پر می شوند، و همچنین اسید های معدنی مازاد و پسماند های معدنی.

جریان های الکتریکی: خوردگی ممکن است در میل گرد های فولادی القا شود، وقتی جریان های الکتریکی گذرا به طور مکرر اتفاق می افتد.

دیگر عوامل محیطی: پتانسیل خوردگی از خاک های دانه ای و بلوری شکل تمایل دارند به طور جزئی افزایش یابند وقتی در ۶۰ تا ۸۰ درصد از درجه ای از میزان اشباع هستند. در نواحی هایی که نمک استفاده می شود، ۲/۵ متر خاک پشت یک دیوار soil nail باید شامل غلظت بیشتری از کلراید باشد.

C-۲-۴ ارزیابی از پتانسیل خوردگی خاک:

لیست موجود در جدول C-۱ برای طبقه بندی پتانسیل خوردگی از زمین استفاده می شود.

Table C.1: Criteria for Assessing Ground Corrosion Potential.

Test	Units	Strong Corrosion Potential/Aggressive	Mild to no Corrosion Potential/Non-Aggressive	ASTM Standard	AASHTO Test Method
pH	-	< 4.5, >10	5.5 < pH < 10	G51	T 289-91
Resistivity	ohm-cm	<2,000	Greater than 5,000	G57	T 288-91
Sulfates	ppm ⁽¹⁾	>200	Less than 200	D516	T 290-91
Chlorides	ppm	>100	Less than 100	D512	T 291-91
Stray current	-	Present	-	-	-

Note: (1) ppm = parts per million.

به طور کلی، زمین با پتانسیل قوی از خوردگی تقسیم شده است یا حتی تهاجمی که اگر هر کدام از این شرایط که در ستون اول جدول فهرست شده است از محدودیت های لیست شده در ستون سوم از جدول فراتر رفته است در طول زندگی دیوار soil nail. علاوه بر این، ساختار های دفن شده به طور سریع به پروژه ها متصل می شود که دچار خوردگی شده اند و یا در معرض حمله ی مستقیم مواد شیمیایی شده اند که ممکن است نشانه ی پتانسیل خوردگی قوی باشد. اگر همه ی شرایط فهرست شده در ستون اول C-۱، شرایط فهرست شده در ستون ۴ از جدول C-۱ را تایید کند و رضایت بخش باشد، زمین به هیچ خوردگی بالقوه تقسیم نمی شود. آزمایشات انجام شده از مکان نزدیک می تواند برای ارزیابی پتانسیل خوردگی محل استفاده شود. اگر طراح بتواند بنیان گذاری کند که شرایط زمین یکسان است. در غیر این صورت، اگر آزمایشات انجام نشود پس زمین باید مهاجم باشد. در تقسیم بندی زمین باید امکان تغییر در طول عمر خدمت رسانی دیوار خاکی میخی (soil nail) را در نظر گرفت که ممکن است باعث ایجاد زمینی متهاجم شود. تنها افراد با تجربه باید آزمایشاتی را انجام دهند بر روی مقاومت خاک، شیمیایی خاک و حضور جریان گذرا.

C-۳ سیستم های حفاظت از خوردگی :

C-۳-۱ معرفی: حفاظت از خوردگی می تواند بوسیله ی حفاظت شیمیایی و فیزیکی فراهم شود و یا ترکیبی از آن ها.

به طور کلی، خوردگی موضعی با از بین بردن پوشش اثر ناپذیر ساز محافظ، حرکت می کند. خوردگی crevice و pitting غلظت ناهمگونی از یون ها را ارتقا می دهد که باعث افزایش در خوردگی موضعی بیشتر و بالقوه ی الکترو شیمیایی می شود. خوردگی موضعی می تواند شدید شود وقتی یون های مهاجم مثل کلراید و سولفات حاضر هستند. هنگامی که انتشار خوردگی و ایجاد سوراخ عمیق تر می شود، میله های دارای سطح متقاطع، کاهش می یابند و ممکن است در نهایت منجر به شکست ناگهانی شود. سوراخ ها و ترک های موجود در سطح میله ی فولادی دلیل مناسبی برای رد کردن میله ی فولادی شود.

حفاظت فیزیکی شامل قرار دادن مانعی همیشگی بین میلگرد میخ، دیگر اعضای فلزی و منابع ایجاد خوردگی می شود. حفاظت شیمیایی شامل استفاده از یک مواد و مواد عایق که مانع از به جریان انداختن جریان الکتریکی می شود. بعضی از سیستمهای حفاظت از خوردگی که به طور عمده در استفاده هستند، از یک ترکیبی از مکانیسم ها مورد استفاده قرار می گیرند.

علاوه بر این، وقتی جریان های گذرا مورد اهمیت قرار داده می شوند، کناره گیری الکتریکی از اجتماع میخ باید استفاده شود. رایج ترین سیستم برای حفاظت از خوردگی در ادامه بیان شده است:

۳-۲-۲ C روشهای حفاظت از خوردگی برای SOIL NAIL

۳-۲-۱-۱ C حفاظت با دوغاب سیمان: این روش شامل پوشش دادن کامل میلگرد با دوغاب سیمان است. بعد از اینکه میلگرد در گودال سوراخ شده متمرکز شد، دوغاب سیمان تزریق شده و فضای حلقوی در اطراف میله فولاد را پر می کند. حفاظت از طریق دوغاب سیمان، حفاظت شیمیایی و فیزیکی از خوردگی را فراهم می کند وقتی که حداقل دوغاب در مکان قرار دارد، مولفه هایی از قبیل کربنات و کلراید در خاک و اکسیژن و رطوبت در هوا جلوگیری می شود و یا رسیدن به میله را به تاخیر می اندازد به خاطر اثر ناپذیری. علاوه بر این، دوغاب سیمان، باید نفوذپذیری کم داشته باشد تا تاثیر حفاظت را تضمین کند. دوغاب سیمان محیطی قلیایی را فراهم می کند که پتانسیل خوردگی را کاهش می دهد. حداقل دوغاب سیمان ۲۵ میلی متر را پوشش می دهد بین میله و خاک.

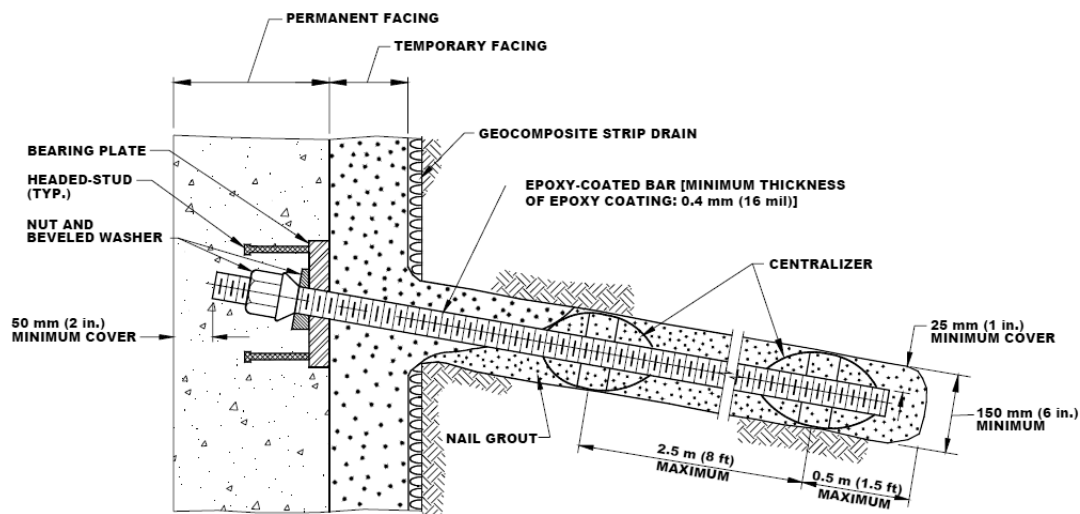
۳-۲-۲-۲ C حفاظت از خوردگی با اندود پلاستیکی شامل پوشش دادن میله با یک اندود پلاستیکی SOIL NAIL که به وسیله کارخانه سازنده به کار برده شده قبل از بارگیری در کشتی و انتقال به محل ساخت و ساز. دوغاب سیمان در اطراف همه ی میله های میخ با پوشش اندود پلاستیکی قرار گرفته است. حداقل ضخامت از پوشش اندود پلاستیکی ۰/۴ میلی متر است. پوشش پلاستیکی مانند ممکن است قبل از نصب میخ آسیب ببیند. استانداردهای قابل کاربرد برای پوشش های پلاستیکی در ASTM پیدا شده است پس اسپری کردن پوشش های اندود پلاستیکی به سطوح تراشیده شده غیر معمول نیست.

۳-۲-۳ پوشش اندود پلاستیکی گالوانیزه و دوغاب سیمان :

روش رایج از فراهم کردن حفاظت از خوردگی گالوانیزه کردن است که شامل به کار گیری پوشش روی سطح فولاد است. فرآیند به وسیله لوله های شناور داغ و دیگر تکه های فلزی با روی اجرا می شود.

حفاظتی که از طریق پوشش های گالوانیزه انجام شده است هم فیزیکی و هم شیمیایی است، همچنان که این فرآیند لایه ای محافظتی از اکسید روی را تشکیل می دهد. دوغاب سیمان در اطراف میله های میخ گالوانیزه شده ریخته می شود.

۳-۲-۴ C برای به حداکثر رساندن حفاظت از خوردگی، پلی وینیل کلرید (PVC) و یا پلی اتیلن با غلظت بالا (HDPE)، حداقل ضخامت زیر کار موجدار ممکن است در اطراف میلگرد میخ نصب شود که مشابه است با آنچه برای سپرهای زمینی در کاربردهای دائم انجام شده است (شکل C.1). این روش در کاربردهای SOIL NAIL رایج است که برای SOIL NAIL WALL و دائم ساخته شده در محیط متهاجم و ناشناخته، به کار می رود.



Modified from Byrne et al. (1998).

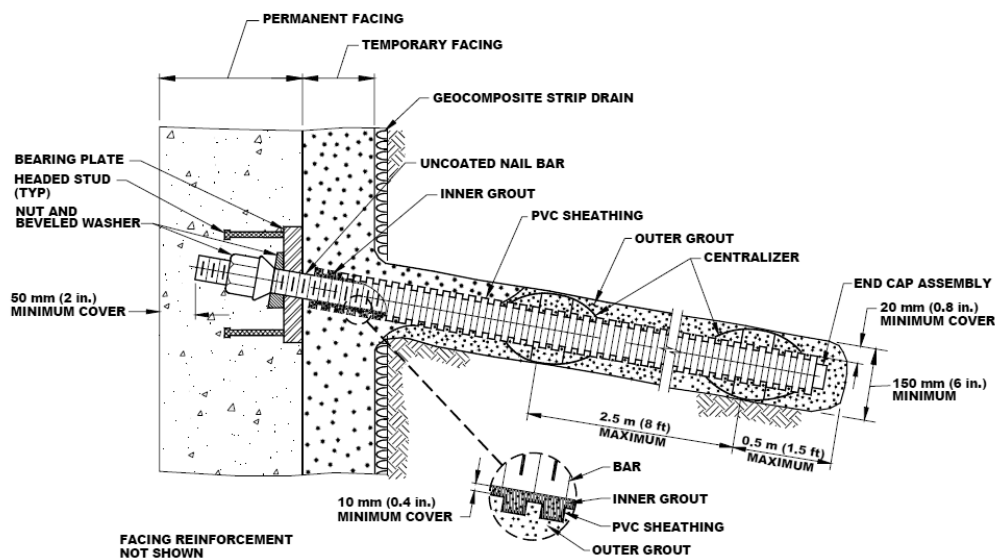
Figure C.1: Grouted Epoxy-Coated Nail (Class I Protection).

مصالح مورد نظر برای زیر کار موجدار شده اند تا تاثیر تکیه گاه به دوغاب های سیمان های اطراف را انتقال دهد. دوغاب سیمان باید به طور کامل فضای حلقوی داخل و خارج زیر کار را پر کند. حداقل دوغاب سیمان بین میلگرد میخ و زیر کار را ۱۰ میلی متر می پوشاند. این فضا به دوغاب تزریق شده اجازه می دهد تا بدون مشکل جریان یابد و حفاظت فیزیکی کافی را ایجاد کند.

خارج از زیر کار ، حداقل دوغاب سیمان بین زیر کار و دیوار دارای گودال را می پوشاند که باید ۲۰ میلی متر باشد . در بعضی از سیستم ها فضای داخلی حلقوی موجدار شده و کل مواد به محل انتقال داده می شوند . زیرکار باید به اندازه کافی قوی باشد تا در مقابل تغییرات و نصب مقاومت کند . علاوه بر این ، زیر کار باید به مواد واکنش نشان ندهد ، از لحاظ شیمیایی پایدار باشد ، مقاومت در برابر نورهای ماوراء بنفش را داشته باشد و نفوذ ناپذیر باشد . حداقل ضخامت دیواره زیر کار عمدتاً ۸۷۵ / ۰ تا ۱ میلی متر است . تکنیک های خاص زیر ممکن است تخصصی باشد .

۳-۳- C حفاظت از خوردگی از سر میخ :

استفاده از مواد ساخته شده از فولاد گالوانیزه شده و حداقل پوشش 50 mm، حفاظت از خوردگی مهره ها، واشر ها و صفحه ی اتکا را فراهم می کند. پوشش با اندود پلاستیکی می تواند برای مهره ها و صفحه های اتکا به کار رود .



Modified from Byrne et al. (1998).

Figure C.2: Sheathing-Encapsulation on Grouted Nail (Class I Protection).

۳-۴- C حفاظت در مقابل جریان های گذرا :

وقتی جریان های گذرا وجود دارد ، حفاظت به وسیله جدایی الکتریکی فراهم می شود . روش شامل جلوگیری و قطع عبور جریان بین منابع الکتریکی و میله میخی است . جدایی می تواند همراه با جریان و یا در میخ رخ دهد . زیر کار PVC می تواند برای محافظت خوردگی استفاده شود تا جدایی را امکان پذیر کند . وقتی زیر کار وجود ندارد ، محور اتکا و سر میخ باید از فولاد جدا شود . تاثیر جدایی الکتریکی باید در میدان تست شود و توسط کارکنانی مشخص شود که برای این کار بعد از نصب میخ و قبل از دوغاب ریزی صلاحیت دارند .

C-۴ سطوح حفاظت از خوردگی: سطح ۲ یا درجه از حفاظت از خوردگی عمدتاً در روش های U.S مشخص شده است:

حفاظت درجه ۱ (دو مکانیسم برای حد اکثر حفاظت)

حفاظت درجه ۲ (یک مکانیسم برای حفاظت میانه)

جدول C-۲ نمونه هایی را از حفاظت درجه ۱ ارائه می دهد. در روش های آمریکایی با دریل کردن و دوغاب ریزی سیمانی بر میل گرد های میخ، سطح حفاظت درجه ۲ به طور خودکار فراهم می شود. حتی اگر زمین هیچ پتانسیل خوردگی نداشته باشد. استفاده از دوغاب سیمان در رابطه با زیرکار PVC به عنوان محافظت در برابر خوردگی شناخته و در شرایط ناشناخته مورد استفاده قرار داده شده است. وقتی از سطوح درجه یک محافظت از خوردگی استفاده می شود و یا درجه دو، که در این قسمت تعریف شد، زیاد ضروری نیست تا ضخامت از دست رفته را مداخله دهد. ضخامت از دست رفته هرگز به عنوان حفاظت محض در کاربرد های دائم استفاده نشده است. در کاربرد های موقتی، محافظت نشده، میله های بدون پوشش می تواند بر گرفته شود به شرط اینکه پتانسیل فرسودگی خاک زیاد چشم گیر نباشد.

تخمین اولیه و امن از ضخامت کلی مورد نیاز از میله های محافظت نشده ۲ میلی متر است.

Table C.2: Corrosion Protection Requirements.

Class Protection	Level of Corrosion Protection	Protection Elements	Structure Service Life
I	Maximum	Grout and epoxy-coated bar, or Grout and PVC sheathing encapsulation	<ul style="list-style-type: none"> • Permanent
II	Intermediate	Grout and bare bar	<ul style="list-style-type: none"> • Temporary • Permanent with: <ul style="list-style-type: none"> ○ no aggressive soil; ○ no serious failure consequences; and ○ with high costs for increased corrosion protection level

C-۵ معیار هایی برای انتخاب سطوح محافظتی فرسودگی:

خطوط راهنمای موجود، برای تکیه گاه های زمین های خاکی و صخره ای در این جا به عنوان وسیله ای برای انتخاب سطح درست از حفاظت خوردگی برای soil nail استفاده شده است. تاثیرات مخرب فرسودگی ممکن است در میله های میخ موقتی در مقایسه با تکیه گاه هایی که پس تنیده post – tension هستند کم تر باشد.

(Post – tension) پس تنیدگی (پس کشیدگی) ناشی از آماتورهایی که بعد از بتن ریزی تحت کشش قرار گرفته و روی بتن عمل آمده و سخت شده اتکا دارد. استفاده از خطوط راهنمای PTI در SOIL NAIL WALL کمک کننده است چون روش های محافظت در هر دو کاربرد مشابه است.

به هر حال بعضی از عناصر محافظت از خوردگی حاضر هستند در کاربرد تکیه گاه زمین که در SOIL NAIL WALL استفاده نشده است. خطوط راهنمای PTI برای تکیه گاه های زمین نشان می دهد که انتخاب سطح حفاظت خوردگی توسط عوامل زیر بیان شده است:

طول عمر : طول عمر بر اساس پایداری ساختار است . طول عمر از ۱۸ ماه یا کمتر ، ساختار ها را به عنوان موقت دارای صلاحیت کمتری می داند. اگر طول عمر از ساختار موقتی احتمالا گسترش پیدا کرده است به خاطر تاخیر در ساخت ، ارزیابی باید ایجاد شود تا مشخص کند که آیا حفاظت خوردگی اضافه ، مخصوصا در شرایط زمین فرسوده امری ضروری است.

پتانسیل خوردگی و فرسودگی زمین :میخ ها در محیط هایی با پتانسیل فرسودگی بالا نیازمند بالاترین درجه از حفاظت از خوردگی هستند که برای هر کدام از طول عمر ها لیست شده است. حفاظت از خوردگی درجه ۲ برای دیوار های خاکی میخی موقتی و محافظت از خوردگی درجه ۱ برای دیوار های خاکی میخی دائم.

پیامد شکست:نتایج جدی شامل فقدان زندگی ،ریزش دیوار،آسیب به ساختار ها و امکانات نزدیک،تعمیرات ساختاری و تاثیر بر ترافیک است .

این خطر ها در نواحی شهری مورد انتظار است هم چنین در دیوار های جانبی و کناره ی اتوبان های پر رفت و آمد و نواحی با شرایط خاکی پر از مشکلی که در آن حرکات شیب دار تجربه شده است . خطوط راهنمای PTI،حفاظت درجه ۱ را مشخص می کند وقتی نتایج بالقوه ی شکست جدی است ، بدون در نظر گرفتن پتانسیل خوردگی خاک.

هزینه ی حفاظت بالاتر از خوردگی:

هزینه ی فراهم کردن سطح محافظت درجه ۱ بالاتر است نسبت به درجه ۲ به خاطر قطر گودال های با سوراخ بزرگ تر ضروری است تا زیر کار نصب کند و هزینه ی مواد مرتبط با زیر کار و یا میله هایی با پوشش اندود پلاستیک مورد نیاز برای فراهم کردن حفاظت درجه ۱ بزرگتر است. مالک پروژه باید در نظر بگیرد آیا هزینه های افزایش یافته از فراهم کردن سطوح بالاتر حفاظت خوردگی قابل توجیه می باشند یا خیر.

شکل C.3 یک درخت تصمیم گیری را نشان می دهد که می تواند برای انتخاب یک تراز حفاظت در برابر خوردگی سازگار با محدودیت های ویژه ی پروژه، به کار رود.

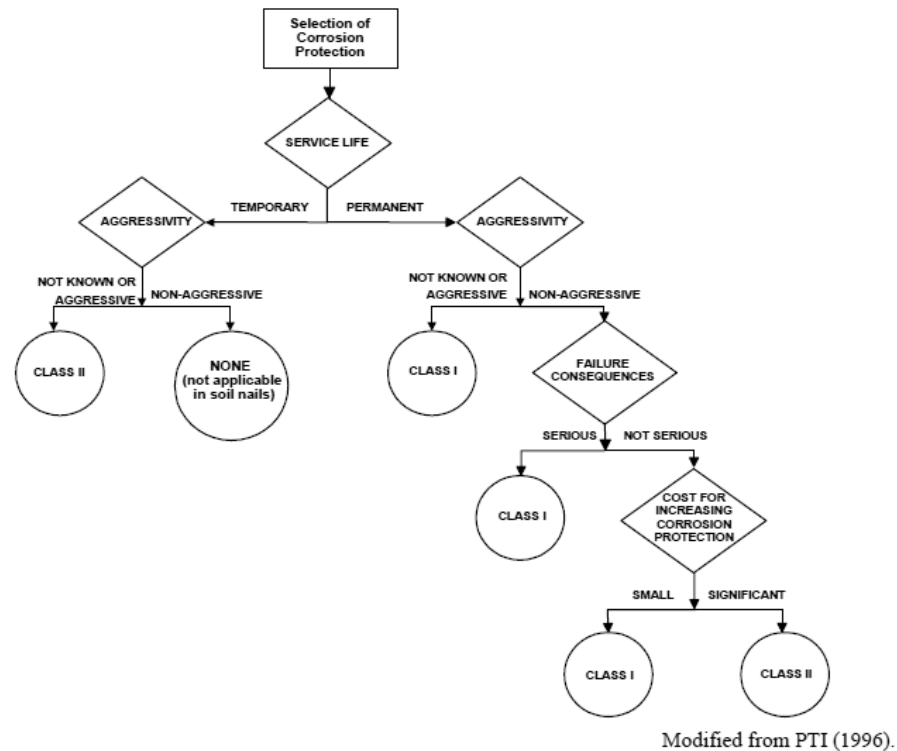


Figure C.3: Criteria for Selection of Corrosion Protection.

ضمیمه D، نمونه طرح، گود برداری حفاظت شده با دیوار میخ گذاری شده در خاک soil nail wall

مقدمه: شرح حال خاک پشت دیوار و نیازمندی های پروژه مشابه با آن طرح هایی از نمونه ۱ که در GEC ارائه شده است می باشد. تشابه شرایط پروژه در مقایسه خاک میخ و فن آوری های تکیه گاه زمین کمک کننده خواهد بود.

بررسی های اولیه: دیواره ی Soil nail به عنوان بخشی از پروژه راه جاده ساخته می شود. جاده، جایی که دیوار ساخته می شود میزان متوسطی از ترافیک را دارد و در نتیجه می تواند زیاد دارای اهمیت نباشد. چون دیوار ساختار دائمی خواهد بود نیازمندی های مربوط به زیبایی به دنبال ظاهر دائمی و واقعی CIP خواهد بود. یک جاده ی با اندازه ی ۷/۳m، ۳m پشت دیوار ساخته خواهد شد. دیوار در تراکم میانه شن های سیلیت ساخته خواهد شد. شکاف های سفال همانطور که در نمودار D.1 نشان داده شده است. امکانات زیرزمین در آینده نصب خواهد شد. اگر چه موضع نهایی از امکانت مشخص نیست، امکانات متوقع می رود که در ناحیه تاثیر میخ ها نصب شود همانطور که در نمودار D.1 نشان داده شد. علاوه براین بعضی از ساختارهای نوری که در آینده ساخته خواهند شد که به طور تقریبی ۱۰m پشت دیوار است. هیچ منبعی از پتانسیل خوردگی در محل وجود ندارد. محل در یک ناحیه ی متزلزل و ضریب تشعشع افقی وجود دارد که تا در تحلیل ها در نظر گرفته شود که ۰/۱۷ تخمین زده شود از مطالعه ی تشعشع.

○ ویژگی های زیر سطحی:

دریل های ژئو فنی در جلوتر و پشت دیوارهای پیشنهاد شده نشان می دهد که چینه شناسی زیر سطح تقریباً هماهنگ است. طرح دیوارهای پیشنهاد شده در نمودار D.1 طبق روش شناسی مرحله به مرحله توضیح داده شده در قسمت ۶ جلو رفته است.

○ بررسی های قبل از طرح: بعضی از بررسی های قبل از طرح توسط مهندس طراح، باید توپوگرافی دسترسی به مکان، ردیف، امکانات، ساختارهای همجوار، نیازهای مربوط به زیبایی و تغییر شکل، پایداری و معیارهای اجرایی دوام و پایداری، در بالا ذکر شده است.

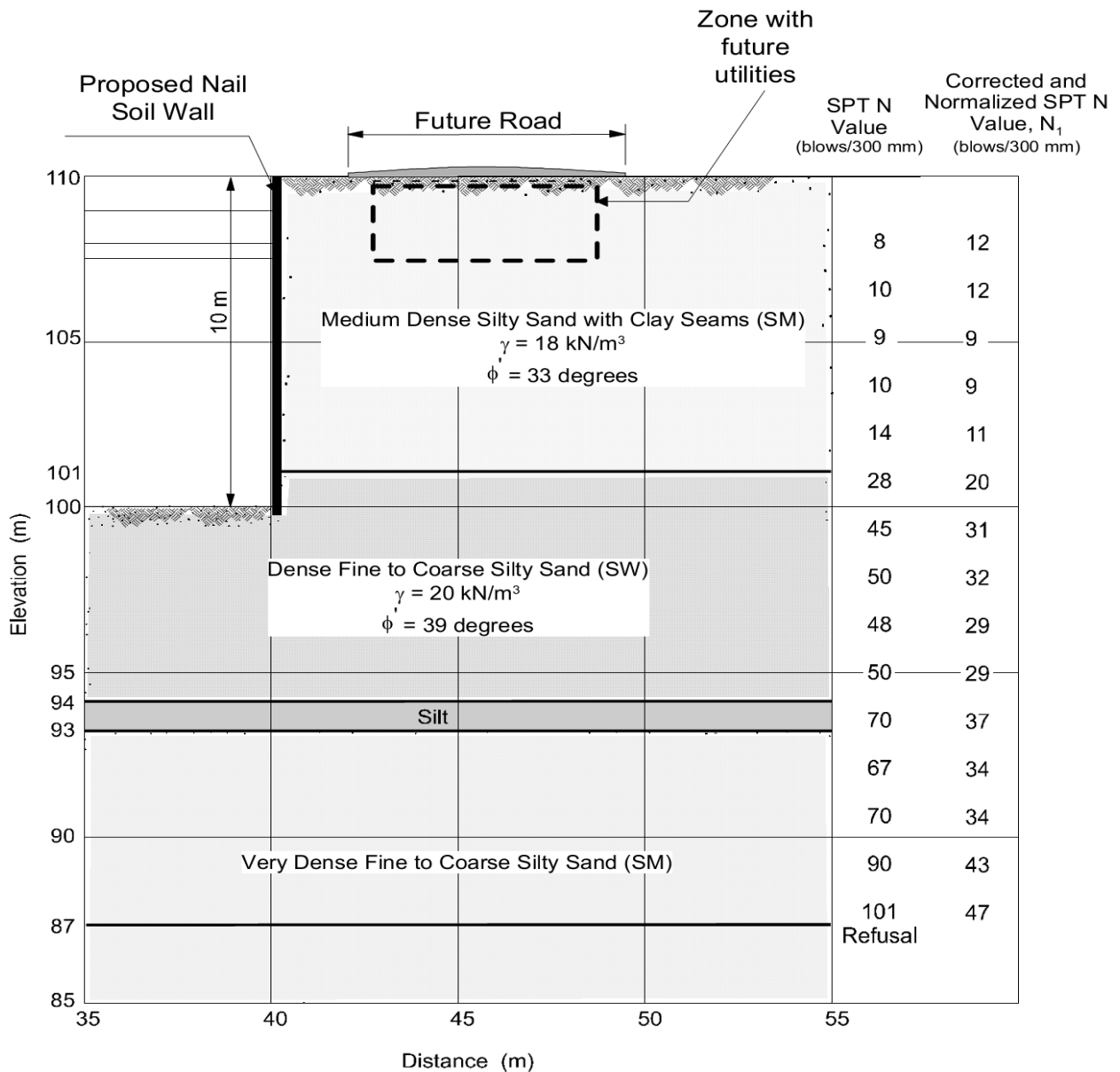


Figure D.1: Subsurface Stratigraphy and Design Cross-Section.

مرحله ۱: بررسی های دیوار خاکی (soil nail) میخی اولیه:

A: طرح اولیه دیوار:

۱- ارتفاع دیوار (H)، طول دیوار (Le) و از بین رونده ظاهر (α) به این ترتیب هستند:

a: متر $H = 10$

b: طول دیوار $Le \gg H$

c: شیب وجه $\alpha = 0$

B: فواصل افقی و عمودی میخ در همان خاک، S_H و S_V

۱- انتخاب $S_V = 1/5m$ که عمده است

۲- انتخاب $S_H = S_V = 1/5m$

$$S_V \times S_H = 2.5m^2 (25Ft) \leq 4m^2 (40Ft)$$

۳- مقادیر فضاهای عمودی نزدیک بالا و آن قسمت از پی دیوار که روی آن خاک ریزی می شود.

$$S_{V0} = S_{VN} = 0.5m (1.6 ft)$$

C: الگوهای میخ درون خاک در ظاهر دیوار

۱- انتخاب الگوهای چهار زاویه ای (مستطیلی شکل)، درست مثل شرایط زمین که آنقدر ضعیف نیستند تا بتوان الگوی شطرنجی را توجیه کرد که توزیع یکسان تری از نیروهای soil nail در پشت دیوار ایجاد کرد.

D: انحراف میخ درون خاک (soil nail)

۱- انتخاب $i = 15$ درجه برای همه ی میخ ها به جز ردیف بالا ۲- انتخاب $i = 20$ درجه برای ردیف بالا به منظور جلوگیری از امکانات طراحی شده

E: توزیع طول میخ درون خاک:

- ۱- الگو از طول میخ در نظر گرفته شده است. یکی با طول میخ یکسان و دیگری با طول میخ غیر هم شکل.
- ۲- الگوی یکسان انتخاب شده برای ارزیابی آرایش فضایی میخ درون خاک که به طور گسترده استفاده شده که می تواند به طور مستقیم طراحی شده تا از قسمت های طرح استفاده کند و کمتر مخالف است با جلوگیری از اجرای ضعیف در رابطه با پایداری متحرک و برای ساخت آسان تر است.
- ۳- الگوی غیریکسان با اهداف نصب میخ های کوتاه تر در ردیف آخر انتخاب شده است تا اینکه نتوانند در لایه های غلیظ و کمتر نفوذ کند و در نهایت جلوگیری کند از دریل بالقوه ی مشکل در این لایه. برای خنثی کردن میخ های پایین تر در قسمت های پایین تر از دیوار، میخ های طولانی تری انتخاب شده برای قسمت های بالاتر.

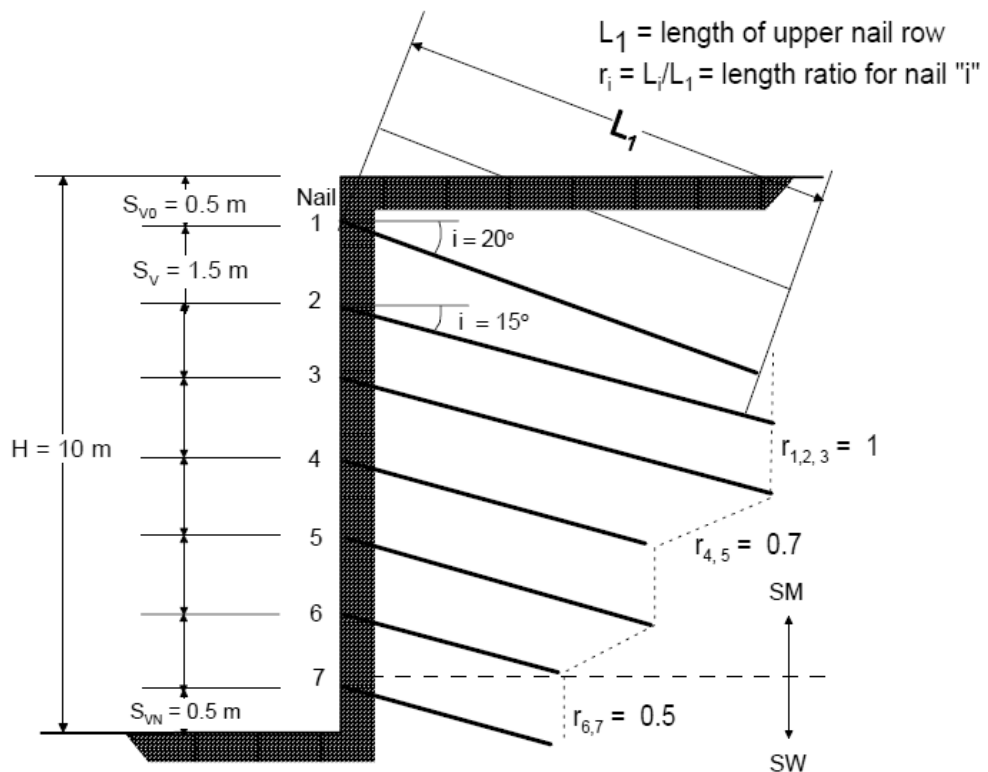


Figure D.2: Non-Uniform Nail Length Pattern.

این آرایش بندی به طور ایده آلی قابل قبول مورد نظر است از نقطه ی دید از ساخت و تغییر شکل قبلی از ساخت، به طوریکه دیوارهای کوچکتر از انحراف های بعدی مورد انتظار است.

محدودیت عمده از این آرایش فضایی این است که بیشتر متمایل است به پایداری چارچوب که باید به طور کلی تغییر یابد.

۴- باید خاطر نشان کرد که توزیع میخ های انتخاب شده در این نمونه معیارهای ایجاد شده در بخش E ۲ و ۶ را بر طرف می کند.

- الگوی طول یکسان ممکن است و این اولین گزینه است.

- در توزیع غیر همشکل:

- میخ های طولانی تر در ردیف های بالایی میخ استفاده می شود تا در ردیف های پایین تر به منظور کاهش تغییر شکل دیوار در حالی که ضرایب اطمینان کلی مشابه را حفظ می کند.

- هیچ میخ کوتاهی در ردیف های بالایی دیوار استفاده نمی شود.

- از میخ های بیش از حد کوتاه در قسمت های پایین تر دیوار جلوگیری شده است. میخ های کوتاه تر در ته باید کوچکتر از $0.5H$ نباشد.

- الگوهای طولی میخ های غیر همشکل ممکن است استفاده شود اگر لایه های خاکی با شرایط غیر یکسان مواجه شود.

مواد میخ های درون خاک: ۱- انتخاب توده های خاکی نخی ۲- انتخاب یک محصول با قدرت قابل کشش

$$F_y = 250 \text{ Mpa} = 0.52 \text{ KN/mm}^2$$

ویژگی های خاک:

۱- **چینه شناسی خاک a:** نمودار D.1، چینه شناسی خاک را فراهم می کند. علاوه بر این توضیحی از مقاومت نفوذی خاک که ارائه شده است در نمودار D.1 را ارائه کرده است.

۲- **وزن واحد خاک a:** نمودار D.1 وزن واحد خاک را فراهم می کند. اگر این اطلاعات در دسترس نباشد وزن واحد می تواند از مقادیر SPT-N که در نمودار D.1 تخمین زده شده است فراهم شده است.

۳- **پارامترهای مقاومت برشی خاک:** نمودار D.1 مقادیر انتخابی از پارامترهای مقاومت برشی خاک را فراهم می کند. اگر این اطلاعات در دسترس نبودند، مقاومت برشی نهایی خاک را ارزیابی کن.

b. مقاومت برشی از شن سیلیت در پشت دیوار عمدتاً شکننده است و زاویه اصطکاک داخلی می تواند از رابطه با مقاومت نفوذی خاک گرفته شود.

c. برای صورت باز موقتی و حفاظت نشده، پیوستگی آشکاری از $2/5 \text{ kpa}$ فرض شده است.

۴- **قدرت اتصال و پیوستگی:** انتخاب قدرت اتصال نهایی پیشنهاد نمی شود تا وقتی که تکنیک های دریل در نوع H بحث شود.

۵- **شرایط آب های زمین:** آب های زمین درون هیچ گمانه ای مشاهده نشده بودند. این مشاهدات و بازبینی های اضافه از داده های آب های زمین در کل ناحیه پروژه نشان می دهد که سطوح آب های زمین در محل، زیر ارتفاع ۹۳m رخ می دهد.

۶- **خلاصه:** برای شرایط نشان داده شده در نمودار D.1 مقادیر زیر پذیرفته شده است:

* نهشته شن سیلینی بالایی

$$\phi = 33 \text{ درجه}$$

برای شرایط طولانی ۵ به صورت محافظه کارانه فرض شده $C^u =$

$C^u = 2/5 \text{ kpa}$ (پیوستگی ظاهری و موقتی)

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

* نهشته شن سیلینی

$$\phi = 39 \text{ درجه}$$

$$C = 0$$

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

H. ملاحظات اولیه ی دیگر

۱- **پتانسیل خوردگی: a:** آزمایش خاک نشان می دهد که زمین در محل، مقاومت بیشتری نسبت ۵۰۰ اهم cm- دارد و pH بین ۶/۲ و ۶/۸ است. تحلیل نشان می دهد که سولفید، سولفیت، کلراید و دیگر مواد برای ارتقاء خوردگی شناخته شده اند که یا حضور ندارند و یا در غلظت های بسیار پایین حضور دارند. علاوه بر این، جریان های گذرا نزدیک مکان پروژه حضور ندارند. از آنجایی که هیچ یک از شرایطی که خوردگی را بیشتر می کند حضور دارد، زمین زیاد مهاجم نیستند. c: اکنون سطوح ضروری از حفاظت خوردگی تعیین شده اند بر اساس حفره های جریانی زیر:

b: اگر چه نیازهای ارزیابی حفاظت خوردگی می تواند تاخیر بیافتد به تحلیل های پایداری بعد، بهتر است تا این ارزیابی را ابتدا انجام داد تا به حداقل رساند تکرار پروژه را به عنوان مثال، زمینی که تهاجم است زیر کار PVC، در دیوار خاکی میخ دار دائم ضروری است. برای جای دادن زیر کار، نیازبه سوراخ دریل شده داریم. اگر نیازبه سوراخ بزرگتری بود که گنجایش زیادتری از بیرون آوردن میخ را نیاز داشته باشد پس باید در فرآیند طرح، زیر کار را بیرون آورد.

- **طول عمر: ساختار کل**

- **تهاجم زمین:** همانطور که ابتدا مشخص شد شرایط زمین غیر متهاجم در نظر گرفته شده است.
- **نتایج شکست:** چون جاده ی طرح شده مجاور است با دیوارهای خاکی میخ دار که میزان پایین دارند نتیجه ی شکست دیوار خاکی میخ دار کوچک در نظر گرفته می شود.
- **هزینه افزایش در سطح حفاظت از خوردگی:** هزینه فراهم کردن سطح افزایش یافته از حفاظت از خوردگی مهم است.

d. نمودار D.3 نشان می دهد که سطح مورد نیاز از محافظت از خوردگی از نوع درجه ۲ است.

c. فهرست C.2 نشان می دهد که این سطح از حفاظت از خوردگی می تواند با دوغاب سیمان به دست آید. حداقل پوشش دوغاب سیمان ۲۵mm است.

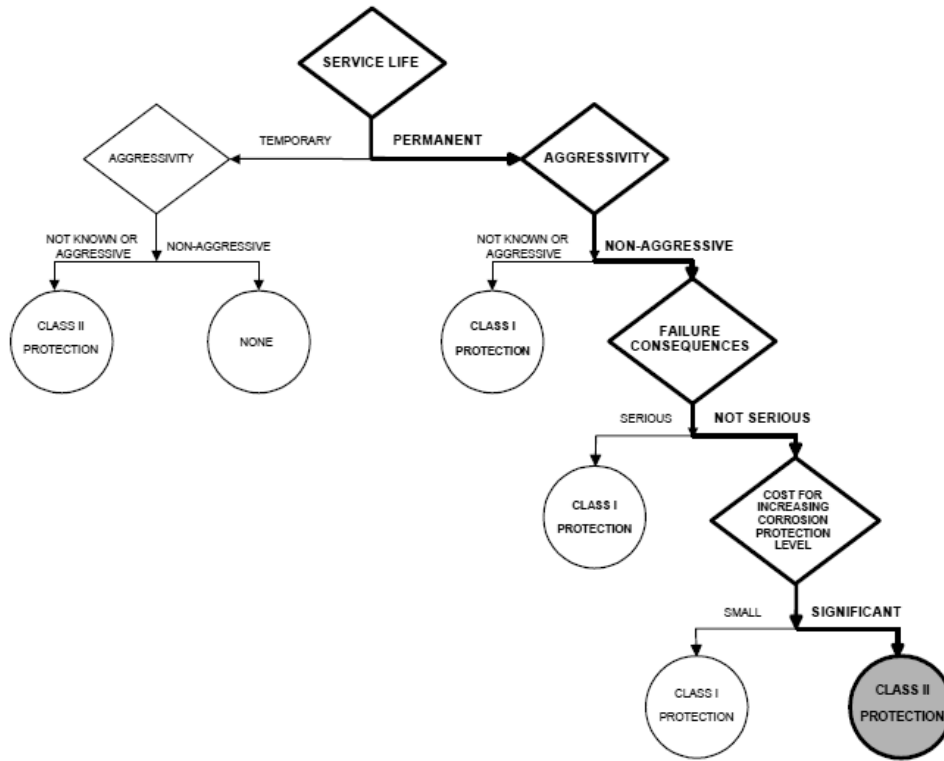


Figure D.3: Flow Chart for Level of Corrosion Protection.

۲- روش دریل کردن: حدس زده می شود که روش های پوششی بدست آمده برای شرایط زمینی در محل استفاده خواهد شد.

۳- قطر گودال های دریل شده: **a:** قطر این گودال ها در حداقل اندازه سازگار با شرایط خاک تخمین زده شده. قطر اولیه سوراخ $D_{DH}=150^{mn}$ انتخاب شده است.

b. پوشش در دسترس برای قطر سوراخ انتخاب شده را تعیین کند. فرض می شود که اندازه لوله میخ (۱۰#) NO:32 استفاده خواهد شد. این اندازه ی لوله قطر حداکثر قطر را دارد، همانطور که در فهرست A.1 نشان داده شده است. به شرط اینکه فضای متمرکز شده نصب شده است، پوشش در دسترس $mn=57=2(36-150)$ است که بزرگتر است نسبت به حداقل پوشش پیشنهاد شده از ۲۵mm است.

۴- قدرت اتصال: قدرت نهایی اتصال در جدول ۱۰-۳ تخمین زده شده که بر اساس شرایط خاکی و روش های ساخت است. برای خاک های بدون پیوستگی و چسبندگی، پوشش های بدست آمده فرض شده است که این اندازه ها را دارد.

$$= q_u = 100 \text{ kpa (} 14/5 \text{ psi)} = \text{شن سیلیت بالاتر}$$

. ماسه سیلینی تحتانی

$$q_U = 150 \text{ kPa (21.8 psi)}$$

۵- ضرایب ایمنی

ضرایب ایمنی اتخاذ شده برای شرایط این پروژه از جدول ۳ اقتباس گشته و در زیر در جدول D-۱ ارائه می شود.

Table D.1: Minimum Safety Factors.

Resisting Component	Symbol	Minimum Factor of Safety	
		Static Loads	Seismic Loads
Global Stability (long-term condition)	FS _G	1.5	1.1
Global Stability (1 st Excavation Lift)	FS _G	1.2	NA
Bearing Capacity ⁽¹⁾	FS _H	3.0	2.3
Sliding Stability ⁽¹⁾	FS _{SL}	1.5	1.1
Pullout Resistance	FS _P	2.0	1.5
Nail Bar Tensile Strength	FS _T	1.8	1.35
Facing Flexure	FS _{FF}	1.5	1.1
Facing Punching Shear Failure	FS _{FP}	1.5	1.1
Headed-Stud Tensile Failure (A307 Bolt)	FS _{HT}	2.0	1.5

Note: (1) Not considered in example.

۶- بارها

(a) ترکیب بارها برای شرایط پروژه برگرفته از توصیه های AASHTO می باشد. بارهای حاصل از باد، یخ، کوتاه شدگی مالشی، چوروک و دما وجود ندارند. تنها دو گروه کلی بار لحاظ می گردد: بارهای مبنا و بارهای لرزه ای اگر چه شماری از بارهایی که به طور معمول در این دو گروه بار جای می گیرند از جمله بار نیروی رانشی نیروی گریز از مرکز و بار ضربه ای زنده وجود ندارند. از آنجا که فشار جانبی زمین (E) در دیوارهای میخ خاکی مرسوم تلویحا لحاظ می گردد، طرح کار بار حاصل به این شرح است:

$$\begin{aligned} \text{Load Group I} &= [D + L] \\ \text{Load Group VII} &= [D + EQ] \end{aligned}$$

که در آن D برابر بار مرده، L بار زنده و EQ بار لرزه ای می باشد.

(b) به علاوه یک نمونه مجزا از بار موقتی در طول حفاری با بارهای دائمی D مدنظر قرار می گیرد.

(c) ملاحظات زیر در خصوص بارها اعمال گشتند.

D₀: بار مرده شامل وزن خاک، خیابان پشت دیوار و بتن نمای cip می باشد.

AASHTO L₀: توصیه می کند که یک سرباره خاک برابر ۰/۶ متری (۲ فوت) که در فاصله برابر با نصف وزن دیوار پشت دیوار عمل می کند برای محاسبه برای بار زنده در بار بعدی در راس دیوار اضافه می گردد. این بار اضافی در آنالیز پایداری کلی مدنظر قرار می گیرد.

EQ₀: یک بار شبه استاتیک تراز برابر، با یک ضریب متر از لرزه ای، K_h برای بارهای لرزه ای در آنالیز فراگیر لحاظ می گردد.

توجه نمایید که تاثیر فشار جانبی زمین (E) باید صریحا از آنالیز استحکام سُرخوردگی مدنظر قرار گیرد.

گام ۲) طرح مقدماتی با استفاده از نموداری مقدماتی (بخش ۳-۶)

A طرح مقدماتی طول میخ و قطر میل گرد می تواند با استفاده از مجموعه ای از نمودارهای ساده شده که در ضمیمه B آورده شده است شکل بگیرد. این نمودارها برای دستیابی ساده به تخمینهای اولیه طول و قطر میل گرد بدون اتمام یک طرح کلی مفید می باشد. اگر چه استفاده از این نمودارها در اتصال با یک طرح کامل ضروری نیست. این مثال طرح هر دو روش نشان دادن اسلوب شناسی ها را ارائه خواهد نمود.

B طول میخ برای الگوی طول میخ یکسان می تواند مستقیما از نمودارهای در ضمیمه B خوانده شود. گر چه طول میخ برای الگوی غیریکسان با این تصور تخمین خواهد شد که طول کلی میخ برای الگوهای غیریکسان تقریبا ۱۰ تا ۱۵ درصد بزرگتر از طول میخ الگوهای یکسان تحت شرایطی یکسان می باشد.

C توجه داشته باشید که در استفاده از نمودارهای ساده شده شماری از ساده سازیها باید به شرح زیر اعمال گردد: **(i)** شرایط خاک باید برای کل عمق دیوار منسجم و یکسان و مشابه با نهشته ماسه سیلیتی فوقانی مدنظر قرار گیرد. **(ii)** شیب انحراف میخ باید به صورت درجه $i=15$ یکسان فرض شود. (یعنی ردیف میخ بالایی شیب دارتر مدل سازی نمی شود)، **(iii)** بار زنده نمی تواند صراحتا مدنظر قرار بگیرند و باید به شکل یک لایه سرباره خاک اضافی برابر لحاظ گردد.

D طول میخ یکسان تصحیح نشده

۱- برای شرایطی که قبلا تعریف شد و با ضریب اطمینان بیرون کشیدگی (FS_{pp}) از جدول D-۱ قدرت پیوند مجاز، q_a ، اینگونه محاسبه می گردد:

$$q_a = q_U / FS_P = 100/2 = 50 \text{ kPa (7.3 psi)}$$

۲- مقاومت بیرون کشیدگی هنجار شده μ که باید در نمودارها وارد گردد برابر است با:

$$\mu = (q_a D_{DH}) / (\gamma S_H S_V) = 50 \times 0.15 / (18 \times 1.5 \times 1.5) = 0.185$$

۳- چسبندگی هنجار شده برابر است با:

$$c^* = c / \gamma H = 2.5 / (18 \times 10) = 0.014$$

۴- برای $\alpha = \beta = 0$ و $\phi = 33^\circ$ طول خاک هنجار شده مرجع (L/H) از شکل B-۱ به دست می آید (در این پیوست به صورت شکل D-۴ بازسازی شده است):

$$L/H = 0.71$$

۵- این نمودارها برای شرایط هندسی و مواد زیر به دست آمدند:

- قطر سوراخ میخ: $D_{DH} = 100 \text{ mm (4in)}$

- چسبندگی بهنجارشده: $C^* = 0.02$

- ضریب ایمنی: (برای دیوارهای میخی موقت) $FS_G = 1.35$

۶- تصحیحات زیر برای L/H ضروری هستند (شکل D-۵)

- قطر سوراخ میخ:

(از شکل B-۷ برای $D_{DH} = 150 \text{ mm}$) $C_{1L} = 0.83$ (read from Figure B-7 for $D_{DH} = 150 \text{ mm}$);

بخوانید) $C_{14} = 0.83$

- چسبندگی خاک

$$C_{2L} = -4.0 \times c^* + 1.09 = -4.0 \times 0.014 + 1.09 = 1.03 \geq 0.85; \text{ and}$$

• ضریب ایمنی

$$C_{3L} = 0.52 \times FS_G + 0.30 = 0.52 \times 1.5 + 0.30 = 1.08 \geq 0.85.$$

۷- طول میخ بهنجار شده تنظیم شده به این صورت تنظیم می گردد

$$L/H = C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times L/H = 0.83 \times 1.03 \times 1.08 \times 0.71 = 0.92 \times 0.71 = 0.66$$

۸- برای محاسبه سرباره اضافه از بار زنده، طول دیوار تا 10.6 m (۳۵ ft) افزایش یافته در نتیجه (۲۳ft)

$$H = 10.6 \text{ m}$$

۹- نتایج میخ خاک

$$L = 0.66 \times 10.6 = 7.0 \text{ m (23 ft)}$$

۱۰- فرض کنید که هفت ردیف از میخها لازم است طول کلی میخ برای الگوی طول یکسان $L_{TOT U}$ برابر

است با:

$$L_{TOT U} = 7 L = 7 \times 7 = 49.0 \text{ m (161 ft)}$$

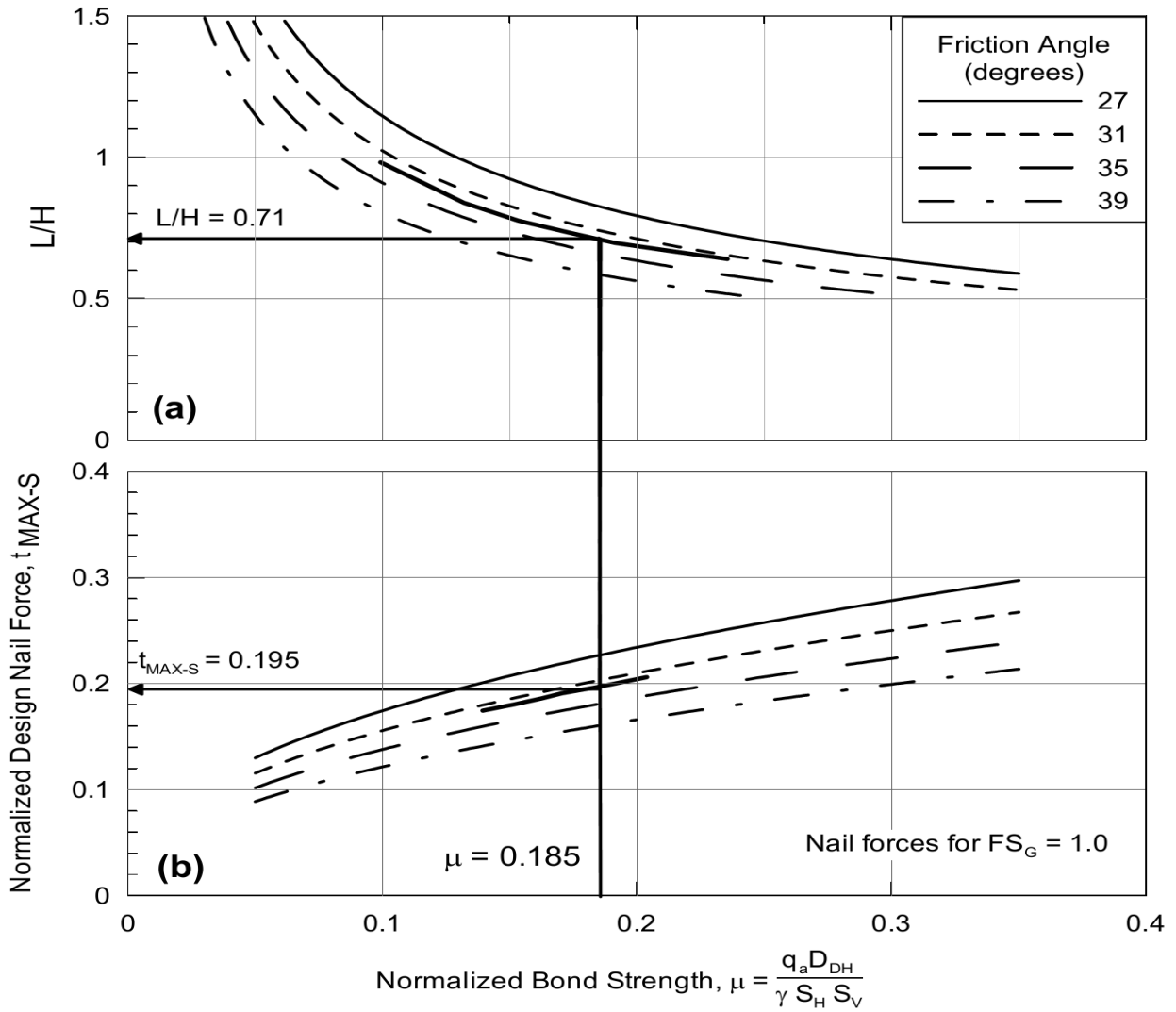


Figure D.4: Normalized L/H and Tensile Force for $\alpha = \beta = 0, \phi' = 33^\circ$.

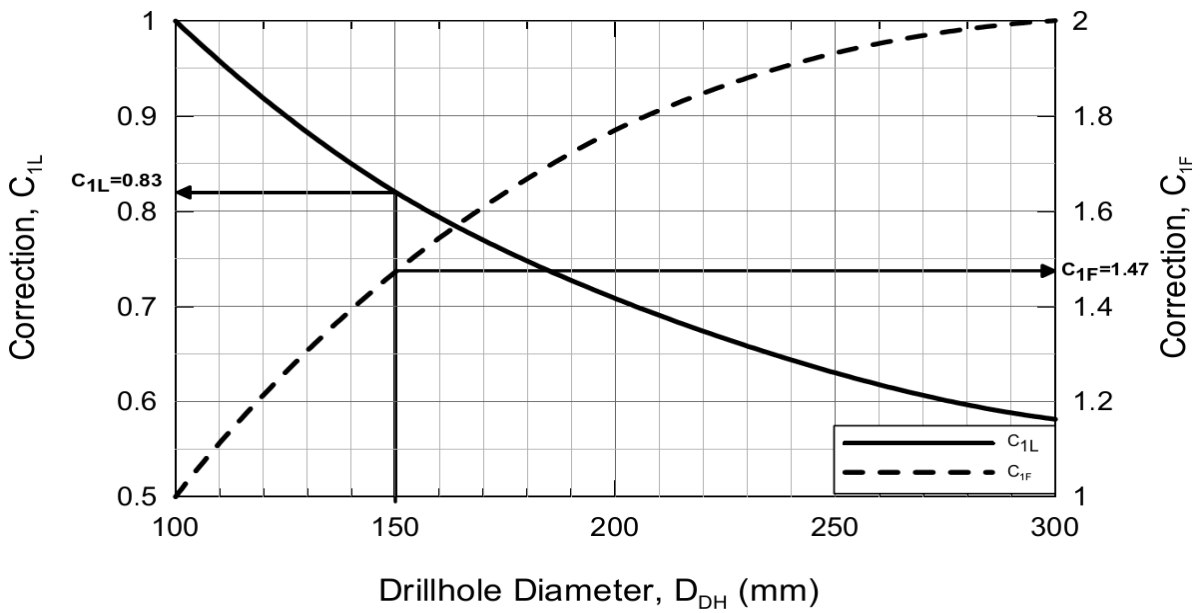


Figure D.5: Drillhole Diameter Correction.

B- الگوی طول میخ غیریکسان

۱- طول میخ برای الگوی غیریکسان، $L_{totu} N.U$ ۱۰ درصد بزرگتر از طول کلی الگوی یکسان تخمین زده می شود

$$L_{tot N.U} = 1/1_{totu} \text{ و } (۶-۲)$$

۲- با استفاده از طول های هنجار شده $r_i = L_i/L_1$ از شکل ۳-D طول میخ کلی الگوی غیریکسان به اینصورت محاسبه می گردد.

که $L_i =$ طول میخ i و L_1 طول میخ بالایی ۱

$$L_1 = 1.1 \times 49 / 5.4 = 10.0 \text{ m (32.7 ft),}$$

$$L_2 = L_3 = 10.0 \text{ m (32.7 ft),}$$

$$L_4 = L_5 = 0.7 \times 10.0 \text{ m} = 7.0 \text{ m (23 ft), and}$$

$$L_6 = L_7 = 0.5 \times 10.0 \text{ m} = 5.0 \text{ m (16.4 ft).}$$

C- حداکثر نیروی کششی میخ

۱- حداکثر نیروی میخ هنجار شده t_{man-s} . را از نمودارهای پیوست **B** بخوانید (در شکل ۴-D بازسازی شده)

$$t_{man.so} = 0.195$$

۲- اجرای تصحیحات:

قطر سوراخ میخ:

$$C_{1F} = 1.47 \text{ (from Figure D.5)}$$

چسبندگی خاک:

$$C_{2F} = -4.0 \times c^* + 1.09 = -4.0 \times 0.014 + 1.09 = 1.03 \geq 0.85.$$

۳- نیروی میخ هنجار شده اصلاحی برابر است با:

$$t_{max-s} = C_{1F} \times C_{2F} \times t_{man-s} = 1.47 \times 1.03 \times 0.195 = 0.30$$

۴- حداکثر نیروی میخ طرح برابر است با:

$$T_{\max-s} = \gamma \times H \times S_H \times S_V \times t_{\max-s} = 18 \times 10.6 \times 1.5^2 \times 0.30 = 128 \text{ kN (28 kips)}$$

D: ظرفیت کششی میخ، R_T ، اینگونه محاسبه می گردد:

$$R_T = FS_T \times T_{\max-s} = 1.8 \times 128 = 230 \text{ kN (51 kips)}$$

E: سطح مقطع عرضی میل گرد منجی لازم A_T به اینصورت محاسبه می گردد:

$$A_t = \frac{T_{\max-s} \times FS_T}{f_Y} = \frac{R_T}{f_Y}$$

$$A_t = \frac{128 \text{ [kN]} \times 1.8}{0.52 \text{ [kN/mm}^2\text{]}} = 443 \text{ mm}^2 \text{ (0.69 in.}^2\text{)}$$

F: از جدول A-1 یک میل گرد بند کشیده با قطر ۲۵mm (#۲۸) با سطح مقطع عرضی 510 mm^2 انتخاب می شود.

G: خلاصه ای از پارامترهای به دست آمده از نمودارهای آسان سازی شده ذیلا ارائه می شود.

۱- الگوی طول یکسان

$$L = 7.0 \text{ m (23.0 ft)}$$

۲- الگوی طول غیریکسان

$$L_1 = L_2 = L_3 = 10.0 \text{ m (32.7 ft)}$$

$$L_2 = L_5 = 7.0 \text{ m (23.0 ft)}$$

$$L_6 = L_7 = 5.0 \text{ m (16.4 ft)}$$

۳- حداکثر نیروی میخ طول $T_{\max} = 128 \text{ kN (28 kips)}$ این مقدار به طور آزمایشی برای الگوهای یکسان و غیریکسان مشابه فرض می شود.

۴- سطح فولادی ضروری:

$$A_t = 443 \text{ mm}^2 \text{ (0.69 in.}^2\text{)}$$

۵- سطح فولادی حقیقی:

$$A_t = 510 \text{ mm}^2 \text{ (0.79 in.}^2\text{)}$$

گام ۳) طرح نهایی (بخش ۶/۴)

A: حالت‌های شکست خارجی

۱- ارزیابی یا پایداری کلی

(a) پایداری کلی با برنامه کامپیوتری SNAIL ارزیابی می‌گردد. شرایط هندسی و وضعیت بار مورد نظر در این مثال در جدول D-۲ داخل می‌شود.

Table D.2: Load Cases.

Load Case	Nail-Length Pattern	Loads	Number of Nails	Excavation Depth H, in m (ft)	Failure Surface	Figure
1	No nails	D	0	First Lift 0.7 (2.3)	Through toe	D.6
2	Uniform	DL + L	7	Full: 10 (33)	Through toe	D.7
3	Non-uniform	D	4	Midheight 5.5 (18)	Through toe	D.8
4	Non-uniform	DL + L	7	Full: 10 (33)	Through toe	D.9
5	Non-uniform	D + EQ	7	Full: 10 (33)	Through toe	D.10

(b) پارامترهای مقاومت برشی خاک و نیروی پیوند داخل شد. پارامترهای مقاومت خاک مشابهی برای بارهای استاتیک و لرزه ای لحاظ شد. پتانسیل روانگرایی قابل چشم پوشی در نظر گرفته می‌شود.

(c) طول میخها و حداکثر نیروی میخ طرح به طور مکرر با نرم افزار SNAIL برای FS_G داخل حدود D-۱ محاسبه می‌گردد.

D: برای اطمینان از اینکه شکست بیرون کشیدگی بر شکست ناشی از برش منگنه ای یا کشش کنترل دارد مقادیر بالای مصنوعی قطر میخ و ظرفیت نما در SNAIL وارد می‌شود.

۲- نتایج

A: ضرایب ایمنی: نتایج آنالیزهای SNAIL در شکل D-۶ تا D-۱۰ ارائه شده و در جدول D-۳ خلاصه می‌شود.

این اشکال سطوح شکست بحرانی متناظر با ضریب اصلی ایمنی را نشان می‌دهند. SNAIL در فایل‌های خروجی نه سطح شکست دیگر را نیز گزارش می‌کند.

PROJECT TITLE : Soil Nail Example - First Excavation Lift Date: 12-05-2001

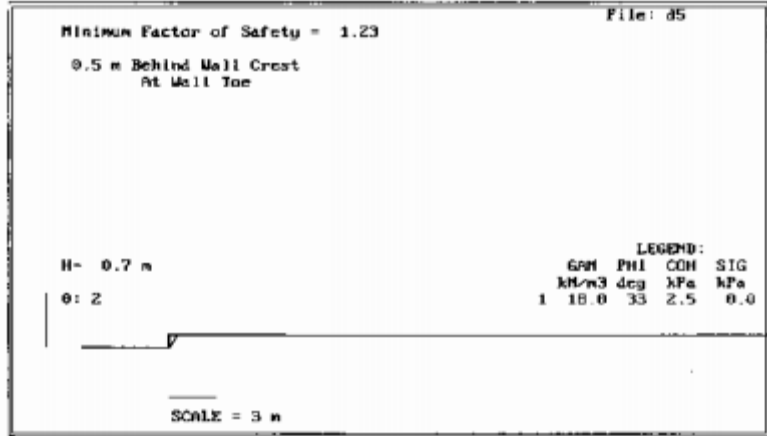


Figure D.6: Load Case 1: First Excavation Lift – No Nails – No Live Loads.

PROJECT TITLE : Soil nail example - Uniform Nail Length Date: 12 05 2001

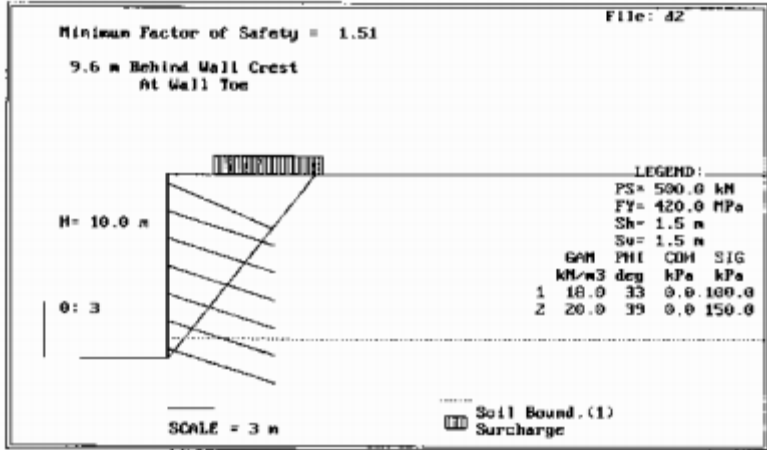


Figure D.7: Load Case 2: Uniform Length Pattern and Static Loads.

PROJECT TITLE : Soil Design Example - Half-way Excavation Date: 12-05-2001

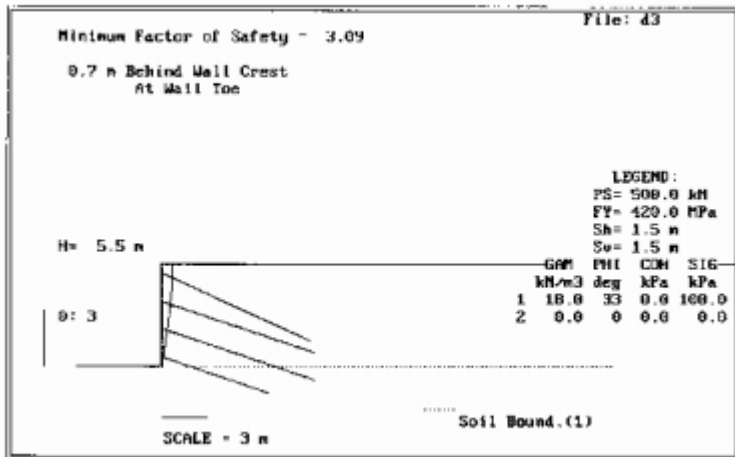


Figure D.8: Load Case 3: Excavation Depth of H = 5.5 m.

PROJECT TITLE : Soil Nail Design Example - Variable Nail LenDate: 12-05-2001

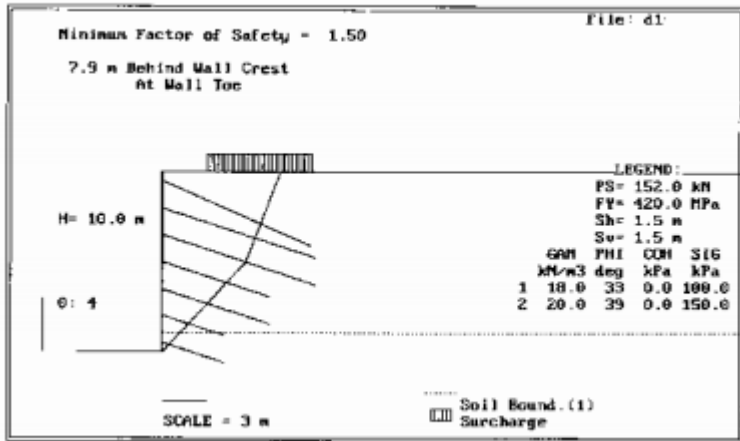


Figure D.9: Load Case 4: Non-Uniform Length Pattern and Static Loads.

PROJECT TITLE : Soil Nail Example - Seismic Load Date: 12-05-2001

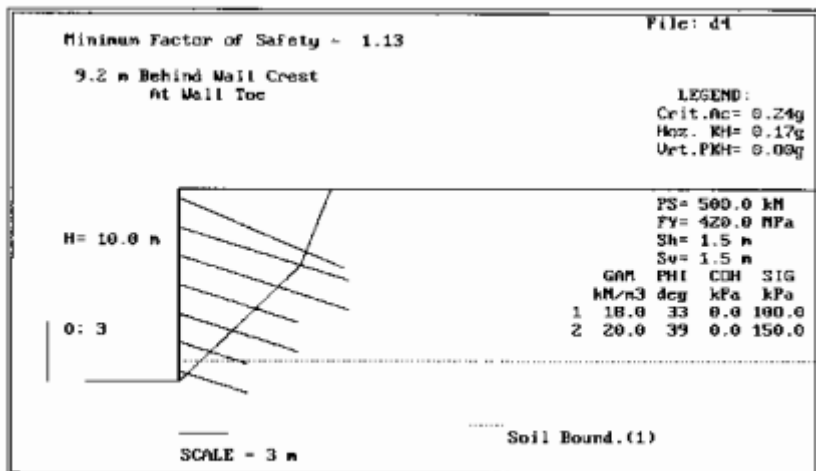


Figure D.10: Load Case 5: Non-Uniform Length Pattern and Seismic Loads.

Table D.3: Summary of Results.

Case	Description	Calculated FS_G	Minimum Acceptable FS_G
1	No nails	1.23	1.2
2	Uniform Pattern – Static	1.51	1.5
3	Half Excavation – Static	3.09	1.35
4	Non-uniform Pattern – Static	1.50	1.5
5	Non-uniform Pattern – Seismic	1.13	1.1

پایداری کلی

کلیه FS_G های محاسبه شده حداقل معیار مورد نظر برای پایداری کلی را داشتند.

نمونه شماره ۱ تاثیر مزیتی پیوستگی با استقامت و ثبات اولین دامنه بالابری را نشان می دهد نمونه ۲ حاشیه استقامت کافی را نشان می دهد ثابت شده است که این نمونه برای حداکثر نیروی میخ طرح T_{man-s} برای نمای موقت بهترین مورد به شمار می آید.

نمونه شماره ۳ نشان می دهد که ممکن است FS_G در اعماق متوسط و کمتر حفاری بعد از قرار دادن میخها به حد قابل ملاحظه ای بیشتر باشد. طول میخ و نیروی میخ در بر مبنای نمونه ۴ معین گشتند زیرا این نمونه موردی است که حداقل می تواند با نمودارهای ساده شده نشان داده شود. طول میخ تعیین شده برای نمونه ۴ نیز برای بارهای لرزه ای مشخص شد. نتایج حاصل از این نمونه نشان می دهد که FS_G محاسبه شده از حداقل ضریب ایمنی توصیه شده برای $k_n=0/17$ بیشتر می باشد. SNAIL شتاب تسلیم $f_n=0/24$ (ضریب لرزه ای تراز) برای هر FS_G برابر ۱ را نیز ارائه می کند.

- باربرد

- نمونه سطح شکست عبوری از نقطه پی اتصال حایل دیوار با بهره مندی از تواناییهای SNAIL برای مدنظر قرار دادن پتانسیل شکست عمقی نیز تجزیه تحلیل شد. این آنالیزها نسبت به حداقل ضریب ایمنی توصیه FS_G بیشتری در اختیار قرار داد.

- استحکام سُرخوردگی لغزنده

به دلیل محدودیت فضا یک استحکام سُرخوردگی در این مثال انجام نگرفت. توضیح شرایط و وضعیت زمین تضمین می گردد. بر اساس شباهتهای موجود در وضعیت زمین و ویژگیهای پروژه می توان فرض کرد که ماسه سیلیتی

غلیظ و متراکم در انتهای حفره به حد کافی متناسب هست تا حدی که شکست استحکام سرخوردگی برای توزیع میخ یکسان متحمل نمی باشد. اگر چه این شرایط مطلوب ممکن است برای توزیع میخ غیریکسان صحت نداشته باشد. بنابراین توصیه می شود که استحکام لغزنده در هر گونه طرح از دیوار میخ خاکی مدنظر قرار گرفته و مهندسين طراح باید با احتیاط بسیار توزیع میخ غیریکسان را لحاظ کنند.

b طول میخ

برای یک $FS_G = 1/5$ طول میخ لازم برابر است با

- طول میخ یکسان (موارد ۱-۳)

$$L = 7.0 \text{ m (23.0 ft)}$$

$$L_{TOTAL U} = 50.4 \text{ m (165.4 ft)}$$

- طول میخ غیریکسان (موارد ۴-۵)

$$L_1 = L_2 = L_3 = 10.0 \text{ m (32.7 ft)}$$

$$L_4 = L_5 = 7.0 \text{ m (23.0 ft)}$$

$$L_6 = L_7 = 5.0 \text{ m (16.4 ft)}$$

$$L_{TOTAL NU} = 55.4 \text{ m (177.3 ft)}$$

طول های کلی برای الگوهای یکسان و غیریکسان حدود ۷ درصد از یک دیگر متفاوت اند (یعنی با یافته های قبلی مطابقت دارد). اختلاف میان طول میخهای مبتنی بر SNAIL و موارد محاسبه شده با نمودارهای طرح در حدود ۱۰ درصد است. این مقایسه نشان می دهد که نمودارهای طرح می توانند توافقات منطقی نزدیکی با طول میخهای محاسبه شده با نرم افزار ارائه کند.

C حداکثر نیروی میخ طرح

حداکثر نیروی میخ طرح برای بحرانی ترین سطح شکست به دنبال فرآیند مشروح در بخش ۴-۶ محاسبه می گردد. این فرآیند متشکل است از تصحیح حداکثر نیروی میخ T_{man} محاسبه شده برای یک $FS_G < 1$ فراگیر با چندگانه سازی این عنوان توسط نسب نیروهای میخ میانگین: T_{avg-s}/T_{avg} میانگین نیروی میخ محاسبه شده برای $FS_G > 1$ می باشند. از اینرو این حداکثر نیروی میخ طرح تجهیزسازی کامل چسبندگی خاک را به حساب می آورد. محاسبه حداکثر نیروی میخ طرح متناظر با مهمترین سطوح شکست برای نمونه های ۲ و ۴ انجام شد همانطور که در جدول D-۴ نیز مشاهده می کنید.

اگر چه میانگین نیرو در هر میخ در دو الگوی میخ کاملاً یکسان است اختلاف در حداکثر نیروی میخ میان نمونه های ۲ و ۴ قابل توجه می باشد. این انحراف را می توان با توزیع نیروی میخ مشابه با عمق در دو مورد شرح داد. در نمونه شماره ۲ با طولهای یکسان، طول میخ بیشتر از سطح شکست اصلی، عمدتاً نزدیک به انتهای حفره افزایش می یابد. (شکل D-۷) و نیروی میخ در نزدیکی پایانه ها زیاد است. در نتیجه این طول میخهای بلند فرای سطوح شکست، روش تجهیزسازی نیروهای میخ حداکثر از یک میخ تا میخ دیگر عمدتاً متفاوت است. از طرف دیگر در نمونه شماره ۴ با طول غیریکسان، طول میخها فراتر از سطح شکست اصلی (شکل D-۹) در کلیه میخها قابل قیاس است. بنابراین تجهیزسازی نیروهای میخ با عمق از میخی تا میخ دیگر پایدارتر از نمونه ۲ است.

حداکثر نیروی میخ برای نمونه ۲ با SNAIL به اینصورت محاسبه شد $T_{max-s} = 138 \text{ kN}$ (30 kip). این مقدار تقریباً ۸ درصد بیشتر از مقدار تخمین زده شده به وسیله نمودارهای طرح برای یک الگوی طول یکسان می باشد. این مقایسه مطلوب باز نشان می دهد که نمودارهای طرح یک ابزار ارزشمند برای دستیابی منطقی به تخمینهای خوبی از T_{max-s} برای اندازه ی میلگرد ارائه می کند.

Table D.4: Maximum Design Nail Forces.

Nail #	Symbol	Nail Force in kN (kip)	
		Case 2: Uniform Pattern	Case 4: Non-Uniform Pattern (Static)
1	T_1	0.4 (0.1)	87.1 (19.6)
2	T_2	20.9 (4.7)	100.5 (22.6)
3	T_3	48.8 (10.7)	115.9 (26.1)
4	T_4	76.7 (17.2)	71.7 (16.1)
5	T_5	104.6 (23.5)	102.9 (23.1)
6	T_6	171.8 (38.6)	63.4 (14.3)
7	T_7	240.5 (54.1)	135.0 (30.3)
Maximum Nail Force ($FS_G = 1.5$)	T_{max}	240.5 (54.1)	135.0 (30.3)
Average Nail Force ($FS_G = 1.5$)	T_{ave}	94.8 (21.3)	96.6 (21.7)
Average Nail Force ($FS_G = 1$) ⁽¹⁾	$T_{ave}^{(1)}$	54.2 (12.2)	65.2 (14.7)
Average ($FS_G = 1$) + Average ($FS_G = 1.5$)	$\frac{T_{ave-s}}{T_{ave}}$	0.57	0.67
Maximum Design Nail Force ($FS_G = 1$)	$T_{max-s} = T_{max} \times \frac{T_{ave-s}}{T_{ave}}$	138 (31)	91 (21)

Note: (1) Computed by SNAIL.

B: ملاحظات لرزه ای (بخش ۴-۶، آئتم B)

۱- بارهای لرزه را تعریف کنید.

قبلا تعیین شده

۲- ضریب لرزه ای تراز k_h

۳- آنالیز معین ثبات فراگیر لرزه ای

نتایج فاکتورهای ایمنی در جدول ۳-D آورده شده است.

۴- استحکام لغزندگی

آنالیز استحکام لغزندگی در این مثال صورت نگرفت.

C. حالت‌های شکست داخلی (بخش ۶/۴- آیتم C)

۱- مقاومت بیرون کشیدگی میخ

به طور ذاتی برای SNAIL محاسبه می شود.

۳- مقاومت کششی میخ با:

$$T_{\max-s} = 138 \text{ kN (31 kip) (uniform pattern)}$$

$$T_{\max-s} = 91 \text{ kN (21 kip) (non uniform pattern)}$$

$$f_y = 550 \text{ Mpa (75 ksi),}$$

سطح مقطع میل گرد میخی لازم A_T اینگونه محاسبه می شود:

$$A_t = \frac{T_{\max-s} \times FS_T}{f_y}$$

$$A_t = \frac{138[\text{kN}] \times 1.8}{0.52 [\text{kN/mm}^2]} = 478 \text{ mm}^2 (0.74 \text{ in.}^2) \text{ for Case 2}$$

$$A_t = \frac{91[\text{kN}] \times 1.8}{0.52 [\text{kN/mm}^2]} = 315 \text{ mm}^2 (0.48 \text{ in.}^2) \text{ for Case 4}$$

سطح میل گرد میخی لازم محاسبه شده از آنالیز SNAIL برای مورد ۲ به مقدار تخمین زده شده به وسیله نمودارهای طرح نزدیک است.

۴- اندازه میل گرد را انتخاب کنید.

میل گردهای بندکشی شده با سطح مقطع عرضی $51.0 \text{ mm}^2 (0.79 \text{ in}^2)$ و $25 \text{ mm} (\#8)$ در قطر انتخاب می شود.

D- طرح نما

۱- نیروی کششی سر میخ طرح، T_0 اینگونه تخمین زده می شود:

$$T_0 = T_{\max-s} [0.6 + 0.2 (S_v - 1)] = [0.6 + 0.2 (1.5 - 1)] T_{\max-s} = 0.7 T_{\max-s}$$

$$T_0 = 0.7 \times 138 = 97 \text{ kN (21 kip) for Case 2}$$

$$T_0 = 0.7 \times 91 = 64 \text{ kN (14 kip) for Case 4}$$

که S_v فاصله ی عمودی میخ ها می باشد.

ضرایب ایمنی مشابه با حالت‌های شکست بالقوه تمام نمای میخ شامل شکست های ناشی از منگنه ای شدن و خمش می باشد. به دلیل اینکه یک ساختار نمای دو فازی در این پروژه به کار میرود، حالت‌های شکست منگنه کاری برش و خمیدگی باید به طور مجزا برای نمای موقت و دائمی ارزیابی گردد. به علاوه برای نمای نهایی شکست کششی سر ستونها مدنظر قرار می گیرد.

با استفاده از بزرگترین نیروی محاسبه شده در نمای دیوار (یعنی $T_0 = 0.7 \times 138 = 97 \text{ kN}$ برای الگوی میخ یکسان) در امتداد حداقل فاکتورهای ایمنی فهرست شده در جدول D-۱ مستلزمات ظرفیت حداقل به دست می آید.

Facing Capacity	Symbol	Static Loads		Seismic Loads	
		FS	Capacity (kN)	FS	Capacity (kN)
Flexure	R_{FF}	1.5	146	1.1	107
Punching Shear	R_{FP}	1.5	146	1.1	107
Headed Stud Tensile	R_{FS}	2.0	194	1.5	146

این ظرفیتهای نمای ضروری در مقابل ظرفیتهای نمای موجود مقایسه خواهد شد. ظرفیتهای نمای موجود وقتی طرح نمایی که در بخش بعدی ارائه می شود، اتخاذ می گردد تثبیت می شود.

۲- ضخامت نما

ویژگیهای سیستم نما در شکل D-۱۱ نشان داده شده و در جدول D-۵ به اختصار بیان گشته است.

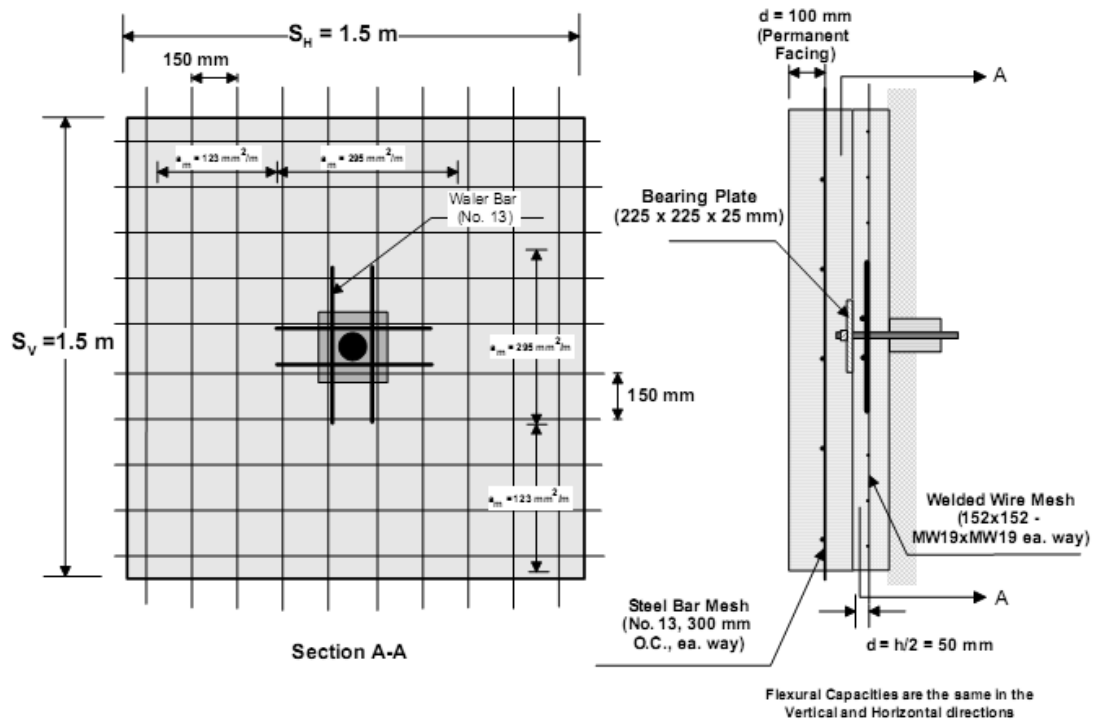


Figure D.11: Reinforcement in Facing.

۳- مواد نما

به جدول D-۵ مراجعه کنید.

Table D.5: Facing Main Features.

Element	Description	Temporary Facing	Permanent Facing
General	Thickness (h)	100 mm (4 in.)	200 mm (8 in.)
	Facing Type	Shotcrete	CIP Concrete
	Comp. Strength, f'_c	21 MPa (3,000 psi)	28 MPa (4,000 psi)
Reinforcement	Type	WWM	Steel Bars Mesh
	Grade	420 (Grade 60)	420 (Grade 60)
	Denomination	152 × 152 MW 19 × MW 19 (6 × 6 - W2.9 × W2.9)	No. 13 @ 300 mm (each way) [No. 4 @ 12 in. (each way)]
Other Reinf.	Type	Waler Bars 2 × 13 mm (2 × #8)	-
Bearing Plate	Type	4 Headed-Studs $1/2 \times 4 1/8$	-
	Steel	250 MPa (Grade 420)	-
	Dimensions	Length; $L_p = 225$ mm (9 in.)	-
Thickness: $t_p = 25$ mm (1 in.)		-	
Headed Studs	Dimensions	-	Nominal Length: $L_s = 105$ mm (4 in.)
		-	Head Diameter: $D_{H1} = 25.4$ mm (1 in.)
		-	Shaft Diameter: $D_S = 12.7$ mm ($1/2$ in.)
		-	Head Thickness: $t_{H1} = 7.9$ mm (0.3 in.)
		-	Spacing: $S_{SH} = 150$ mm (6 in.)

۴- بررسی مقاومت خمش، R_{FF} (بخش ۶/۴ - آیتم D-۴)

نمای موقت

a- محدودسازی نسبت تقویت سازی

نسبت تقویت سازی اینگونه تعریف می شود

$$\rho = \left(\frac{a_s}{d} \right)$$

که a_s سطح مقطع عرضی تقویت سازی کلی، d فاصله از دورترین تار مبتنی در مقایسه با مرکز ثقل تقویت سازی (با فرض اینکه در میانه بخش شاتکریت (بتن پاشیده) متراکم باشد) و $d=h/2$ می باشد. برای نمای موقت $d=100/2=50$ mm و برای نمای ثابت $d=200/2=100$ mm (۲in) و حداکثر نسبت تقویت سازی توجیه

$$\rho_{\min} [\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c} [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} = 0.24 \frac{\sqrt{3,000}}{75} = 0.18 \%$$

$$\rho_{\max} [\%] = 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right) = 0.05 \frac{3,000}{75} \left(\frac{90}{90 + 75} \right) = 1.1 \%$$

شده به این شرح است:

با مدنظر قرار دادن پهنای بخش تحلیل، $b=1\text{m}(3/3\text{ft})$ ، نسبت تقویت سازی سطح در هر واحد از طول برابر است با:

$$a_s = \rho d \times \text{width}$$

$$a_{s\text{MIN}} = 0.0018 \times 50 [\text{mm}] \times 1.0 [\text{m}] = 90 \text{ mm}^2/\text{m} (0.043 \text{ in.}^2/\text{ft})$$

$$a_{s\text{MAX}} = 0.0110 \times 50 [\text{mm}] \times 1.0 [\text{m}] = 550 \text{ mm}^2/\text{m} (0.26 \text{ in.}^2/\text{ft})$$

b انتخاب تقویت سازی

از یک شبکه $MW19=152 \times 152$ استفاده کنید. (شبکه در واحد انگلیسی $W2/9 \times W2/9=6 \times 6$) با جدول A-2، سطح تقویت سازی کل در هر واحد طول در نقطه وسط دهانه برابر است با:

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2/\text{m} = 1.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} (0.058 \text{ in.}^2/\text{ft})$$

در میخ نیز دو میل گرد والر عمودی و افقی شماره ۱۳ (#۴) قرار دهید. در دو جهت دو سطح اسمی کلی برابر است با (با استفاده از جدول A-3)،

$$A_s = 2 \times 129 = 258 \text{ mm}^2 (0.4 \text{ in.}^2).$$

تقویت سازی مضاعف بالای راس میخ می تواند با انطباق یک بخش مستطیلی WWM در این بخش انجام گیرد (با طول پیشرفت کافی).

C سطح تقویت سازی کلی در هر واحد طول اطراف میخ ها برابر است با:

$$a_{sn} = a_{sm} + \frac{A_s}{S_M} =$$

$$a_{sn} = \frac{123 \times 1.5 + 258}{1.5} = 295 \text{ mm}^2/\text{m} = 2.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} (0.14 \text{ in.}^2/\text{ft}),$$

به علاوه نسبت سطح تقویت سازی اطراف میخ و نقطه وسط $258/123=2/1$ می باشد که تضمین می کند که نسبت ظرفیتهای خمشی اطراف میخ و نقطه وسط کمتر از نسبت محدود توصیه شده $2/5$ است.

به دلیل اینکه تقویت سازی قرار داده شده در هر دو جهت عمودی و افقی مشابه بوده و فضاگذاری عمودی و افقی یکسان است، سطح تقویت سازی کلی در هر واحد طول که در بالا محاسبه شد برای هر جهت یکسان است.

d حداقل نسبت تقویت سازی را بررسی کنید.

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2/\text{m} > 90 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{sn} = 295 \text{ mm}^2/\text{m} > 90 \text{ mm}^2/\text{m}$$

که این محدودیت را در نظر می گیرد.

e حداکثر نسبت تقویت سازی را بررسی کنید

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2/\text{m} < 550 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{sn} = 295 \text{ mm}^2/\text{m} < 550 \text{ mm}^2/\text{m}$$

که این محدودیت را در نظر میگیرد.

جزئیات تقویت سازی

جزئیات تقویت سازی باید از مشخصه های AASHTO (۱۹۹۶) یا ACI (۲۰۰۰) پیروی کند و باید شامل این موارد باشد:

- پوشش حداقل، ۵۰ mm (۲in)
 - طول پیشرفت مناسب
 - محل اتصال با جوش و طول خاص مناسب
- f** فاکتور C_F را انتخاب کنید.

برای نمای موقت از جدول O-۱، $C_F=۲$ را انتخاب کنید.

g ظرفیت خمشی

مقاومت نما برای خمیدگی با استفاده از فرمولهای ساده شده از بخش ۱-۴-۵ به این شرح تخمین زده می شود.

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} \times (a_{sn} + a_{sm}) [\text{mm}^2 / \text{m}] \times \left(\frac{S_h}{S_v} \right) \times h [\text{m}] \times f_y [\text{MPa}] =$$

$$R_{FF} = \frac{2}{265} \times (295 + 123) \times 0.10 \times 420 = 132 \text{ kN (29 kip)}$$

این مقدار می تواند از جدول ۶.۴ نیز محاسبه گردد. با نسبت تقویت سازی کلی:

$$\rho_{TOT} = \frac{(295 + 123)}{1,000 \times 50} \times 100 = 0.84 \%$$

مقاومت نما برای خمیدگی برابر $R_{FF} = 129 \text{ KN}$ می باشد که به طور خاص نتایج یکسانی هستند.

h بارهای نهایی را محاسبه کرده، $FS_{FF} \times T_0$ و با ظرفیت خمشی، R_{FF} برای نمای موقت $FS_{FF} = 1/30$ مقایسه کنید

$$\text{Design load} = 1.35 \times 97 = 131 \text{ kN (29 kips) (Case 2)}$$

$$\text{Design load} = 1.35 \times 64 = 86 \text{ kN (19 kips) (Case 4)}$$

موارد باقی مانده هم باید بررسی شوند.

به دلیل اینکه بارهای طرح همیشه کمتر از R_{FF} می باشند نیازی به طراحی مجدد نیست.

• نمای ثابت

a محدوده نسبت های تقویت سازی

$$\rho_{\min} [\%] = 0.24 \frac{\sqrt{f'_c [\text{psi}]}}{f_y [\text{ksi}]} = 0.24 \frac{\sqrt{4,000}}{75} = 0.21 \%$$

$$\rho_{\max} [\%] = 0.05 \frac{f'_c [\text{psi}]}{f_y [\text{ksi}]} \left(\frac{90}{90 + f_y [\text{ksi}]} \right) = 0.05 \frac{4,000}{75} \left(\frac{90}{90 + 75} \right) = 1.46 \%$$

با در نظر گرفتن پهنای بخش تحلیل $b = 1 \text{ m (3/3ft)}$ ، نسبت تقویت سازی، سطح در هر واحد طول می باشد:

$$a_s = \rho d \times \text{width}$$

$$a_{s \text{ MIN}} = 0.0021 \times 100 [\text{mm}] \times 1.0 [\text{m}] = 210 \text{ mm}^2/\text{m} (0.043 \text{ in.}^2/\text{ft})$$

$$a_{s \text{ MAX}} = 0.0146 \times 100 [\text{mm}] \times 1.0 [\text{m}] = 1460 \text{ mm}^2/\text{m} (0.26 \text{ in.}^2/\text{ft})$$

b انتخاب تقویت سازی

از یک شبکه تقویت سازی و گل از میل گرد متریک شماره ۱۶ در 300 mm مرکز به مرکز هر راه ($\#5$) در واحد انگلیسی) استفاده کنید. هیچ میل گرد والری به کار نمی رود. سطح تقویت سازی کلی در هر واحد طول در نقطه ربط دهانه و اطراف میخ برابر است با

$$a_{sm} = a_{sn} = 199 \times 1,000/300 = 663 \text{ mm}^2/\text{m} (0.31 \text{ in.}^2/\text{ft})$$

c نسبت های تقویت سازی

نسبتهای تقویت سازی در امتداد هر جهت و نسبت تقویت سازی کل برابر است با:

$$\rho_{hm} = \rho_{hn} = \rho_{vm} = \rho_{vn} = \frac{663}{1,000 \times 100} \times 100 = 0.66 \%$$

$$\rho_{TOT} = 1.33 \%$$

d: انتخاب فاکتور C_f

برای نمای ثابت از (از جدول ۱-۵) $C_f=1$ استفاده کنید.

به دلیل اینکه تقویت سازی مشابهی در هر دو جهت و در سرتاسر نمای ثابت به کار می رود، ظرفیت خمشی در هر واحد طول در نقطه وسط دهانه و درمیخها برابر است با:

$$R_{FF} = \frac{1}{265} \times 1326 \times 0.2 \times 420 = 419 \text{ kN} (93 \text{ kips})$$

با نسبت تقویت سازی کلی $\rho_{tot}=1/33\%$ ، مقاومت نما برای خمیدگی می تواند با جدول ۴-۶ نیز تخمین زده شود که $R_{FF}=421 \text{ kN}$ و نتایج مشابه با فرمول ها ارائه می کند.

e محاسبه بارهای نهایی و مقایسه با ظرفیت خمشی

با $FS_{FF}=1/5$ برای نمای ثابت.

$$\text{Design load} = 1.5 \times 97 = 146 \text{ kN} (32 \text{ kips}) \text{ (Case 2)}$$

$$\text{Design load} = 1.5 \times 64 = 96 \text{ kN} (21 \text{ kips}) \text{ (Case 4)}$$

ظرفیت خمشی نمای ثابت $R_{FF}=421 \text{ kN}$ (92 kips)، این ظرفیت بررسی می شود. هیچ نیازی به طراحی مجدد نیست.

۵- مقاومت برشی منگنه کاری (R_{FP})

a R_{FF} را برای نمای موقت محاسبه کنید.

شکست برشی منگنه کاری متشکل است از شکست یک مخروط کوتاه شده قطر میانگین $D'_c = L_p + h$ نیروی برشی مقاومت بر این مخروط، V_F اینگونه محاسبه می گردد:

$$V_F = 330 \sqrt{f'_c [\text{MPa}]} \pi D'_c [\text{m}] h [\text{m}]$$

برای شرایط مشکل زا، V_F به معادله زیر منتج می گردد:

$$V_F = 330 \times \sqrt{21} \times \pi \times (0.225 + 0.10) \times 0.10 = 154 \text{ kN (34 kip)}$$

مقاومت در مقابل شکست برشی منگنه کاری برابر است با:

$$R_{FP} = C_p V_F,$$

که C_p به طور محافظه کارانه برابر با واحد فرض می شود

$$R_{FP} = 154 \text{ kN (34 kip)}.$$

بنابراین $R_{FP} = 154 \text{ KN (34 kips)}$ این مقدار از جدول ۴-۶ نیز قابل محاسبه است.

جدول ۴-۶ ارائه می کند $R_{FP} = 150 \text{ KN (35 kips)}$ که با مقادیر محاسبه شده فرمول ها یکسان است.

b. R_{FP} را برای نمای ثابت محاسبه کنید.

D'_c برای نماهای ثابت به صورت $2h_c$ یا $h_c +$ حداقل $D'_c = S_{HS}$ تعریف می شود که S_{HS} مجزاسازی سر ستون و h_c طول کارآمد سرستون می باشند. برای شرایط سخت:

$$h_c = L_s + t_p - t_{SH} = 105 + 19.1 - 7.9 = 116 \text{ mm (4.6 in.)}, \text{ and } S_{HS} = 150 \text{ mm (6 in.)}$$

$$D'_c = \min (150 + 116 \text{ or } 2 \times 116) = 232 \text{ mm (9.1 in.)}$$

بنابراین نیروی برشی مقاوم برابر است با:

$$V_F = 330 \times \sqrt{28} \times \pi \times 0.23 \times 0.116 = 146 \text{ kN (32 kip)}$$

$$R_{FP} = C_P V_F$$

مقاومت در مقابل شکست برشی منگنه کاری برابر است با:

$$R_{FP} = 146 \text{ kN}$$

که C_P با احتیاط برابر با واحد فرض می شود، بنابراین

جدول ۴-۶ برای $h_c = 116 \text{ mm}$ ($4/6 \text{ in}$)، $f_c = 28 \text{ Mpa}$ (4000 psi) و $S_s = 150 \text{ mm}$ (6 in) و مقاومت برشی منگنه کاری ($R_{fp} = 148 \text{ kN}$) (33 kips) را نشان می دهد.

۶- مقاومت کششی سرستون (R_{FS})

ظرفیت کششی سرستون میخ را محاسبه کنید.

$$R_{FS} = 4 A_H f_Y = 4 \times (\pi 12.7^2/4) \times 0.420 = 213 \text{ kN} (47 \text{ kips}).$$

جدول ۴-۶ نیز مقادیر یکسانی را ارائه می کند.

خلاصه ظرفیت های نما و بررسی ها در جدول ۶-D ارائه شده است. کمترین مقدار مکانیسم های شکست نما، ظرفیت خمشی نمای شاتکریت (بتن پاشیده) ساختمان می باشد. این نمونه نوعی اکثر دیوارهای میخی خاکی است وقتی نمای اولیه نازک 100 mm (4 in) به کار می رود. اگر چه وقتی گسترده بار دراز مدت پشت دیوار عمل می کند، ظرفیت برشی منگنه کاری نمای ثابت کنترل می شود. در تمام نمونه ظرفیت نمای موجود از معیار تثبیت شده با فاکتورهای ایمنی توصیه شده بیشتر می شود.

Table D.6: Summary and Verification of Facing Capacities.

Failure Mode	Symbol	Facing	Design Loads ($T_o \times FS$) ⁽¹⁾			Remarks
			Static Loads	Seismic Loads	Facing Capacity (kN)	
Flexure	R_{FF}	Temp.	131	107	132	OK
		Perm.	146		419	OK
Punching Shear	R_{FP}	Temp.	131		154	OK
		Perm.	146		146	OK
Headed Stud Tensile	R_{FS}	Perm.	194	146	213	OK

Note: (1) Corresponds to Case 2.

* گام ۴: تخمینهای تغییر شکل (بخش ۵-۶)

انحنای دیوار القایی ساختمان را می توان از روابط متقابل موجود که در شکل ۱۵/۲۳ ارائه شده است تخمین زد. برای یک دیوار میخی خاک با پشته خاک ماسه ای انتظار می رود که انحرافات ثابت افقی در راس دیوار (به ترتیب

S_h, S_v) تقریباً برابر خواهد بود $S_h = S_v = H/500 = 10 \times 1000/500 = 20 \text{ mm}$ (4 in) تخمین زده می شود

$$\delta_h = \delta_v = H / 500 = 10 \times 1,000 / 500 = 20 \text{ mm (4 in.)}$$

که این انحرافات در محدوده تحمل پذیر این نوع ساختار غیرمهم قرار دارند. انحراف دیوار انتظار می رود در فاصله پشت دیوار، تاثیری داشته باشد. این فاصله تاثیر برابر است با:

$$D_{DEF} = C H (1 - \tan \alpha) = 0.8 H = 8 \text{ m (26 ft)}$$

به دلیل اینکه ساختارهای آینده حداقل 10m (33ft) پشت دیوار واقع خواهند شد. تاثیر زیان آور بالقوه انحراف های جانبی دیوار در این ناحیه قابل توجه فرض نمی شوند.

انتظار می رود که انحراف ها در طی یک دوره زمانی یک هفته ای یا چندماه پس از نصب میخ، به حداکثر میزان خود افزایش یابند.

عملکرد درازمدت در خصوص انحراف های جانبی برای الگوی طول میخ یکسان بهتر خواهد بود.

در صورت پیوستگی با عمل محلی یا در صورت وجود هر گونه بروز عملکرد ضعیف گذشته شیب ها و ساختارهای حایل دیگر در منطقه، مشخص نمودن یک سیستم کنترل نظارتی در طول و بعد از ساختار ارزشمند خواهد بود.

* گام ۵: ملاحظات دیگر طرح

A: فاضلاب

سفره آبهای زیرزمینی اندک در منطقه نشان می دهد که ملاحظات خاص فاضلاب داخلی تضمین نمی شود. فاضلاب داخلی به نصب باریکه های زهکش ژئوکامپوزیت، آبرو تراوشگر و زهکش پایه محدود می شود. جزئیات کنترل سطح به پیمانکار و نظارت آن به مهندس واگذار می گردد.

B: بررسی های دیگر عملکرد

دیگر معیار عملکرد شامل دوام و زیبایی است. انتظار می رود در منطقه رویارویی با خشونت وجود نداشته باشد. به علاوه نمای cip محتوای سیمان مرسوم و نسبت آب / سیمان متداول را خواهد داشت. بنابراین از این سیستم نما انتظار می رود دوام کافی را فراهم کند.

ملزومات زیبایی شناسی مورد نیاز برای نمای ثابت بتونی cip به طور حداقل به کار میروند. بنابراین این معیار نیز برطرف می شود.

Nails

Element	Description	Values
Nail Pattern	Square	-
Nail Spacing	Vertical, S_V	1.5 m (5 ft)
	Horizontal, S_H	1.5 m (5 ft)
Nail Inclination	Not uniform	20° (first nail), 15° (remaining)
Nail Number	Per section	7
Nail Length	Uniform Pattern	L = 7.0 m (23 ft)
	Non-Uniform Pattern	$L_1, L_2, L_3=10.0$ m (32.7 ft), $L_4, L_5=7.0$ m (23.0 ft), $L_6 = L_7 = 5.0$ m (16.4 ft)
Nail Bar	Type	Threaded No. 25 mm (No. 8)
	Material	Steel Grade 520 (75 ksi)
Drillhole	Minimum Diameter	150 mm (6 in.)
Corrosion Protection	Grout-protected nail bar	Class II Protection
	Minimum Cover	50 mm (2 in.)
	PVC Centralizers	as specified
Grout	Neat Cement	minimum $f'_c = 21$ MPa (3,000 psi) (at 28 days)
Ultimate Bond Strength	Minimum specified	$Q_u = \pi \times 0.15 \times 100 = 47$ kN/m (3.3 kips/ft)

Element	Description	Temporary Facing	Permanent Facing
General	Thickness (h)	100 mm (4 in.)	200 mm (8 in.)
	Facing Type	Shotcrete	CIP Concrete
	Comp. Strength, f'_c	21 MPa (3,000 psi)	28 MPa (4,000 psi)
Reinforcement	Type	WWM	Steel Bar Mesh
	Grade	420 MPa (Grade 60)	420 MPa (Grade 60)
	Denomination	152 × 152 MW 19 × MW 19 (6 × 6 - W2.9 × W2.9)	No. 13 @ 300 each way (No. 4 @ 12 in. ea. way)
Other Reinforcement	Type	Waler Bars 2 × 13 mm (2 × #8)	-
Bearing Plate	Type		4 Headed-Studs $1/2 \times 4 1/8$
	Steel	250 MPa (Grade 420)	-
	Dimensions	Length; $L_{BP} = 225$ mm (9 in.)	-
Thickness: $t_p = 25$ mm (1 in.)		-	
Headed Studs	Dimensions	-	Nominal Length: $L_s = 105$ mm (4 in.)
		-	Head Diameter: $D_H = 25.4$ mm (1 in.)
		-	Shaft Diameter: $D_S = 12.7$ mm ($1/2$ in.)
		-	Head Thickness: $t_H = 7.9$ mm (0.3 in.)
		-	Spacing: $S_{HS} = 150$ mm (6 in.)

* فاضلابهای داخلی

باریکه های زهکشی ژئوکامپوزیت، آبر و تراوشگر و زهکشهای پایه، همانطور که مشخص شد.

* نتیجه گیری

اطلاعات خاک موجود نشان می دهد که طرح دیوار میخ خاک برای ملزومات پروژه امکان پذیر است. موادی که به طور معمول در دیوارهای میخ خاکی به کار می رود و نیز ابعاد نوعی در طرح به کار رفت. این شرایط کلیه معیارهای طرح برای پایداری و قدرت تثبیت شدن برای این نوع ساختار غیراصلی را داراست. سطح لزوم حفاظت فرسایش شیمیایی به طور خاص تقاضا نمی شود.

پیوست E

مشخصه های ساختاری برای دیوارهای میخ خاکی

این پیوست مشخصه های زیر را ارائه می کند:

E-2 مشخصه های روندی برای دیوارهای میخ خاکی

E-N مشخصه های اجرایی برای دیوارهای میخ خاکی

E-19 مشخصه های شاتکریت (بتن پاشیده) برای دیوارهای میخ خاکی

E-28 تجهیزات ژئوتکنیکی برای دیوارهای میخ خاکی

این مشخصه ها محتوی اطلاعاتی کافی در خصوص ساخت دیوارهای میخ خاکی مطابق با طرز کار فعلی ایالات متحده می باشند. این مشخصه ها برای کمک به مهندس طراح در اعمال تعدیل مناسب برای شرایط خاص پروژه تفاسیری ارائه می کند. برای مواد مورد استفاده در دیوارهای میخ خاکی، خواننده به منابع دیگر ارجاع داده می شود از جمله AASHTO (۱۹۹۶)، FHWA (۲۰۰۲) و مراجع ACL برای شاتکریت. برای سنجش مواد خواننده به AASHTO (۱۹۹۲) - MSTM (۲۰۰۲) ارجاع داده می شود.

مشخصه های روندی دیوارهای میخ خاکی

بخش ۱ عمومی

۱-۰۱ این بخش شامل:

A. قلمرو کار

B. مواد

C. ارجاع به منابع مشخصه های دیگر

(ممکن است بخش ۱-۰۱ در صورت کاربرد مشخصات بزرگراه فدرال ۲۰۰۲ ضروری نباشد)

(نیازهای خاص پروژه ممکن است نیازمند انواع مختلفی از نما باشد از جمله شاتکریت (بتن پاشیده) مستحکم شده بتن ساختن در جا و پلان بتن پیش ساخته

۱-۰۲ قلمرو کار

A. این کار متشکل است از ساخت یک دیوار میخکوب شده خاکی ثابت هم‌منظور که در اینجا مشخص شده و در پلان ها هم نشان داده شده است. پیمانکار کلیه مراحل کار، مواد و تجهیزات مورد نیاز برای تکمیل کار را انجام داده و فراهم می کند. پیمانکار روشهای حفاری، مته زنی و دوغاب ریزی و نیز قطر زدن چاه را به منظور برطرف سازی تمام ملزومات اجرایی مشخص شده در اینجا یا نشان داده شده در پلانها انتخاب می کند.

B. این کار شامل حفاری در دامنه های بالابری رده بندی شده مطابق با پلان تایید شده پیمانکار، تفصیل مته کاری زدن چاه های دیوار تا قطر و طول مورد نیاز برای توسعه ظرفیت مشخص شده، دوغاب ریزی میخها، فراهم کردن، نصب ملزومات زهکشی مشخص شده، فراهم آوردن و نصب صفحات اتکاء، واشرها مفتونها (مهره ها) و دیگر مواد گوناگون مورد نیاز و نیز ساخت نمای شاتکریت (بتن پاشیده) موقت مورد نیاز و ساخت نمای ساختاری نهایی، خواهد بود.

(ممکن است نیازهای خاص پروژه، نیازمند انواع مختلفی از نما باشد جمله: شاتکریت (بتن پاشیده) مسلح شده بتن ساخت در جا و پلان بتن پیش ساخته)

A. مواد مطابق با بخشهای زیر خواهد بود (استفاده در صورت لزوم)

- ۱- بتن cip (به ۱۹۹۶ AASHTO، بخش ۸، «ساختارهای سیمانی» مراجعه کنید).
- ۲- فولاد تقویت کننده (به ۱۹۹۶ AASHTO بخش ۹ «فولاد تقویت کننده» مراجعه کنید).
- ۳- شاتکریت ثابت (به مشخصه ها در این پیوست مراجعه کنید)
- ۴- فرم ها و حائل موقت (از مشخصه های معیار آژانس استفاده کنید).
- ۵- پرداخت معماری (از مشخصه های معیار آژانس استفاده کنید).

B. میخهای خاکی

۱- میل گرد محکم یعنی AASHTO M31/ASIM A615 درجه ۴۲۰ یا ۵۲۰ ASTM A 722 برای درجه

۱۰۳۵

میل گرد اجدار بدون اتصال با جوش یا جوشکاری، جدید، راست، بدون آسیب، سخت یا با پوشش اپوکسی یا درون کپسول باقی می ماند. همانطور که در پلانها نشان داده شده است. میل گرد بند کشیده شده حداقل (۶in) ۱۵۰mm بر پایانه تکیه گاه دیوار برای امکان اتصال مناسب صفحه اتکا و مهره ممکن است بندکشی، ساختار دنده دار مارپیچی پیوسته باشد که به وسیله تغییر شکل میل گرد ایجاد می گردد (میل گردهای بندکشیده شده پیوسته) یا ممکن است به یک میل گرد تقویت کننده برده شود. اگر بندها به میل گرد شیاردار تقویت کننده برده شود طراحی تعداد میل گرد بعدی بزرگتر را از آنچه درون پلانها نشان داده شده است بدون هیچ هزینه اضافی فراهم می کند.

۲- کوپلر (متصل کننده) میل گرده متصل کننده های میل گرد نیروی کششی نهایی کامل میل گرد را همانطور که تولید کننده تایید کرده است گسترش خواهد داد.

۳- پوش اپوکسی ضمانت شده آمیختگی ASTM A 775۰ حداقل (۰/۱۶in) (۰/۴mm) ضخامت به کار رفته الکترواستاتیکی ملزومات تست خمش چشم پوشی می شوند. پوشش کشیدن روی پایانه اتکای دیوار میل

گردهای اپوکسی اندود ممکن است آن سوی طول ارائه شده برای بندکشی مهره در مقابل صفحه اتکاء حذف شود.

۴- در کپسول گذاری مجرا HDPE حداقل ضخامت $1\text{mm}(0.04\text{in})$ ، چین دار، مطابق با AASHTO M252 یا لوله PVC چین دار مطابق با ASTM D1784، طبقه B-13464

C. متعلقات میخ خاکی

۱- متمرکز کننده، تولید شده از لوله یا مجرای PVC ۴۰، فولاد یا دیگر مواد غیرزیران آور برای فولاد میخ (چوب استفاده نخواهد شد). به طور مطمئن به میل گرد میخی متصل شده بر حسب موقعیت میل گرد میخی بین $25\text{mm}(1\text{in})$ از مرکز زده چاه ساخته شده برای ایجاد امکان تعبیه لوله لرزان در انتهای زده چاه ساخته شده. و امکان جریان آزادانه ملات سیمان در زده چاه را فراهم می کند:

۲- ملات پر کننده اتصالات میخ - دوغاب سیمان یا مخلوط شن و سیمان با حداقل تاب فشردگی ۳ روزه $10/5\text{mpa}$ ($1/500\text{ psi}$) و حداقل تاب فشردگی ۲۸ روزه $21\text{mpa}(300\text{ psi})$ در هر ASTM C109 / AASHTO T 106

۳- مواد دانه ریز ۳۳۰۰ AASHTO M6/ASTM

۴- سیمان پرتلند V-، I/II/III، نوع و AASHTO M85/ASTM C150

۵- ترکیبات AASHTO M194/ASTM C49400 ترکیباتی که رنگ پس دادن را کنترل می کنند جریان پذیری را بهبود بخشیده، محتوی اب را کاهش می دهد و ممکن است مجموعه به تعویق انداخته شده در دوغاب مورد بررسی و پذیرش مهندس به کار رود. شتاب دهنده ها مجاز نیستند. ترکیبات متمایل به گسترش ممکن است به تنهایی در دوغاب به کار روند برای پرسیازی درون فضا. ترکیبات با ملات سازگار بوده و مطابق دستورالعمل تولید کننده ترکیب شدند.

۶- حفاظت از فیلم - فیلم پلی اتیلن در هر AASHTO M171

D. صفحات اتکا، مهره ها و رابط های برش ستون جوش خورده.

۱- صفحات اتکا ۳۶۰۰ AASHTO M183/ASTM

۲- مهره ها - AASHTO M291، درجه B، ۶ گوش، پر شده با واشر اریب یا نشیمنگاه کروی برای فراهم کردن اتکای یکسان و منسجم

۳- رابط های برش، مشخصه های ساختاری AASHTO بخش ۱۱/۳/۳/۱

E- بافت سیمی جوش خورده A۴۹۷ یا AASHTO. M551ASTM A۸۸۵

F- فولاد تقویت کننده AASHTO M31 1ASTM A۶۱۵، درجه ۴۲۰، تغییر شکل یافته.

G- زهکش ورقه ژئوکامپوزیت - تولید شده با یک هسته ابریزگاه (مثل شبکه زمین) و یک ژئوتکستایل زهکشی متصل به احاطه کننده هسته، هسته زهکشی تولید شده از پلی مرهای سنتزی طویل زنجیره متشکل است از حداقل ۸۵ درصد حجم پلی پروپیلن، پلی استر، پلی امین، میلی وینیل کلرید، پلی اولئوفین یا پلی استیرن که حداقل قاب فشردگی (۴۰psi) ۲۷۵kpa هنگام آزمایش مطابق با ASTM D۱۶۲۱ روند A دارد. هسته زهکشی با درکپسول گذاری کامل ژئوتکستیل، سرعت جریان حداقل ۱ لیتر در هر ثانیه در هر متر از عرض آزمایش شده مطابق با ASTM D ۴۷۱۶ را خواهد داشت. شرایط آزمایش تحت یک بار پذیرفته شده (۱۰psi) ۶۹۱۲ pa در گرادیان ۱۰۰ بعد از دوره نشستن ۱۰۰ ساعتی خواهد بود.

H زیر زهکشی کف و لوله مشبک

۱- لوله. دیوار مشبک، سخت pvc ۴۰ جدول ASTM۱۷۸۵؛ طبقه بندی سلول ۱۲۳۵۴C- یا B-۱۲۴۵۴

ضخامت دیوار SDR۳۵ با جوش حلال یا اتصالات الاستومریک

۲- لوازم ثابت ASTM D۳۰۳۴. طبقه بندی سلول C یا B-۱۲۴۵۴۰- ضخامت دیوار SDR۳۵ با مفصلهای

الاستومریک یا حلال.

I- شاتکریت (بتن پاشیده) موقت - ارائه شده برای مجوز تمام مواد، روشها و فرایندهای کنترل برای این

کار .

۱-۰۴ صلاحیت های پیمانکار

A. پیمانکار میخکوبی خاکی، باید حداقل ۳ پروژه دیوار حائل میخ خاکی دائم را طی ۳ سال گذشته و حداقل میزان کلی (۱۰۰۰۰ft²) ۱۰۰۰m² از سطح نمای دیوار و در حداقل ۵۰۰ میخ خاکی ثابت را به انجام رسانیده باشد.

B. یک مهندس حرفه ای ثبت شده با تجربه ساخت دیوارهای حایل میخ خاکی ثابت در حداقل ۳ پروژه تکمیل شده طی ۳ سال گذشته ارائه کند. ممکن است پیمانکار برای برآوردن ملزومات این بخش از مشاوران یا نمایندگان

تولید کننده بهره نگیرد. ناظران در محل و اپراتور مته با تجربه نصب میخهای خاکی ثابت در حداقل ۳ پروژه طی ۳ سال گذشته ارائه کند.

۱-۵-۱-۵-۱-۵-۱-۵ (ارائه ها)

A. یک پیمانکار یک شرح روشن از حداقل ۳ پروژه ارائه کند از جمله نام مالک آژانس، آدرس و شماره تلفن فعلی، مکان پروژه، ارزش قرارداد پروژه و تاریخ برنامه ریزی شده تکمیل و تاریخ واقعی تکمیل پروژه

B. حداقل ۶۰ روز قبل از آغاز کار میخ خاکی مهندس، ناظرین در محل و اپراتورهای مته که برای پروژه برگزیده شده اند تعیین و خلاصه تجربیات هر یک ارائه گردد. فقط کسانی که مستلزمات کیفی تعیین شده را داشتند در پروژه به کار گرفته می شوند. پیمانکار نمی تواند برای هیچ یک از این افراد بدون مجوز کتبی از مالک یا مهندس مالک، جانشینی قرار دهد. مهندس مالک می تواند طی ۱۵ روز کاری بعد از دریافت تاییدیه، صلاحیتهای پیمانکار یا پرسنل را تایید یا رد نماید. کار تا زمانیکه صلاحیت پیمانکار توسط مهندس مالک تایید نشود آغاز نمی گردد. ممکن است مهندس در صورتیکه پیمانکار پرسنل ناشایست را با پرسنل مورد تایید در طول ساخت جانشین سازد، کار را مسکوت بگذارد. اگر کار به دلیل جایگزینی پرسنل ناشایست مسکوت گذاشته شد پیمانکار مسئول کلیه هزینه های اضافی حاصل از وقفه کار بوده و هیچ تعدیلی در تعلق قرارداد حاصل از تعلیق کار مجاز نخواهد بود.

C. پیمانکار مسئول فراهم آوردن کنترل صف بندی و نقشه برداری ضروری در طول حفاری برای هر یک دامنه بالابری، جایگیری زده چاه ها و تعیین محدودیتهای نصب دیوار می باشد. حداقل ۳۰ روز قبل از آغاز کار میخ خاکی، یک پلان ساختمان باید به مهندس ارائه گردد که شامل موارد زیر است:

۱- تاریخ آغاز و متوالی ساختار دیوار مفصل پیشنهاد شده.

۲- روشهای مته کاری و دوغاب ریزی و تجهیزات از جمله قطر زده چاه پیشنهاد شده برای دستیابی به مقادیر مقاومت عقب نشینی نشان داده شده در پلان و هر گونه تنوع این موارد در کنار صف بندی دیوار.

۳- طرح ترکیب ملات میخ شامل نتایج تست تاب فشردهگی (در هر AASHTO T106/ASTM C/۰۹) عرضه شده توسط یک آزمایشگاه سنجش استقلال مصوب که تاب فشردهگی دوغاب حداقل ۲۸ و ۳ روزه مشخص شده را بررسی می کند. نتایج تست پیشین برای مخلوط دوغاب یکسان که حدود یک سال از شروع دوغاب ریزی تکمیل شد ممکن است برای بررسی تاب فشردهگی مورد نیاز ارائه گردد.

۴- تجهیزت و فرایندهای جایگزینی دوغاب میخ

۵- مواد و روشهای شاتکریت موقت.

۶- روشهای ارزیابی میخ خاکی و تنظیم تجهیزت

۷- تعیین اسناد زمینه بندی مجاز و تعداد آن برای هر جک آزمایشی و معیار فشار و سلول بار باید به کار رود.

جک و معیار فشار به صورت یک واحد زمینه بندی خواهد شد. اسناد زمینه بندی شامل تاریخ آزمایش شد. تعداد تعیین ابزار و نتایج تست زمینه بندی بوده و برای صحت حداقل ۲ درصدی بارهای تایید به کار رفته توسط آزمایشگاه مستقل مجاز طی ۹۰ روز پیش از ارائه، تصویب خواهد شد.

۸- تایید قبول تولید کننده برای توان نهایی فاکس، فولاد میل گرد میخی، سیمان پرتلند، متمرکز کننده صفحات اتکا، پوشش اپوکسی و در کپسول گذاری.

D. مهندس، طرح ساخت پیمانکار را طی ۳۰ روز کاری پس از ارائه، تصویب یا رد می کند. تصویب طرح ساخت، پیمانکار را از مسئولیت خود در مورد تکمیل موفقیت آمیز کار کنار نمی کند.

۱-۰۶ ذخیره سازی و جابجایی

A. نگهداری و جا به جایی میل گردهای میخ خاکی به روشی که از آسیب یا خراشیدگی جلوگیری کند صورت پذیرد. خراشیدنی برش، جوش، فرسایش شیمیایی یا ایجاد حفره نمایان میل گردها جایگزین شود. هر گونه آسیب به کپسول با پوشش اپوکسی تعمیر یا جایگزین گردد. سطوح تعمیر شده پوشش اپوکسی باید حداقل ضخامت پوشش (۰/۱۲in) (۰/۳mm) داشته باشد.

۱-۰۷ حفاری

ارتفاع برش نمای حفاری نهایی بدون حفاظ روباز نباید از فاصله ی عمودی میخ به علاوه همپوشانی تقویت کننده مورد نیاز یا ارتفاع ایستاده کوتاه مدت زمین هر کدام کمتر است، فراتر رود حفاری را تا خط حفره دیوار نهایی تکمیل نموده و در شیفت کاری شاتکریت را استفاده کنید مگر اینکه خلاف آن مورد تایید مهندس باشد. کاربرد شاتکریت می تواند تا بیش از ۲۴ ساعت به تاخیر بیافتد اگر پیمانکار بتواند نشان دهد که این تاخیر، اثر معکوسی بر ثبات نمای حفاری نخواهد داشت.

B. حفاری دامنه بالا بری بعدی - پائینتر تا زمان نصب میخ و جایگزینی شاتکریت (بتن پاشیده) تقویت شده، اتصال صفحات اتکا و مهره ها و تکمیل تست میخ و پذیرش در دامنه بالابری فعلی پیش نخواهد رفت. شاتکریت و دوغاب ریزی میخ برای حداقل ۷۲ ساعت بهبود یافته یا حداقل در تاب فشرده‌گی ۳ روزه مشخص شده شان قبل از حفاری دامنه بالابری مورد نظر بعدی به اتمام می رسد.

۱-۰۸ نصب میخ

طول میخ و قطر زده چاه مورد نیاز برای توسعه ظرفیت بار را به منظور برآوردن معیار پذیرش بار مورد نیاز طرح و نه کمتر از طول یا قطر نشان داده شده در پلان، ارائه کنید. زده چاه ها را برای میخ خاکی در محل ها. زوایای فراز، جهت ها و طول ها در پلان نشان داده شده است. روشها، تجهیزات حفاری مناسب وضعیت زمین و مطابق با روشهای نصب مورد قبول ارائه شده پیمانکار را برگزینید. استفاده از گل و لای و لجن حفاری یا دیگر مایعات برای برداشتن براده، فلزات مجاز نخواهد بود. اگر با زمین حفر غار مواجه شدید از روشهای مته کاری برشمرده برای حمایت از جهات زده چاه استفاده کنید. (استفاده از میل گردهای میخ خود حفار که با عنوان کاواک یا میل گرد میخی دوغاب ریزی تحت فشار هم یاد می شوند جایز نیست). متمرکز کننده های ساخته شده برحسب وضعیت میل گرد تا ۲۵mm (۱in) از مرکز زده چاه را فراهم کنید. متمرکز کننده ها را همانطور که در پلان نشان داده شده است به نحوی قرار دهید که حداکثر فاصله ی مرکز به مرکز آنها از ۲/۵m (۸/۲ft) تجاوز نکند. همچنین متمرکز کننده ها را در ۰/۵m (۱/۵ft) از راس و انتهای زده چاه قرار دهید.

۱-۰۹ دوغاب ریزی

A. بعد از نصب میل گرد میخی و حدود ۲ ساعت از تکمیل مته کاری، زده چاه را دوغاب ریزی کنید. ملات را در پایین ترین نقطه هر زده چاه از طریق یک مجرای دوغاب، ریخته گری، مته نمونه برداری گردنه کاواک یا میله مته، تزریق کنید. انتهای خروجی مجرا که ملات را به زیر سطح دوغاب میریزد نگه دارید زیرا مجرای ابگذر برای جلوگیری از ایجاد فضای خالی به عقب کشیده می شود. طی یک عملیات پیوسته زده چاه را به طور کامل پر کنید. مفاصل سرد در ستون ملات به جز در راس طول پیوند آزمایشی میخهای تولیدی تست شده مدرک مجاز نمی باشد.

B. ملات میخ را مطابق با AASHTO T106/ASTM C۱۰۹ در تناوب یک تست در هر طرح مخلوط و حداقل یک تست برای هر ۴۰m³ (۵۲gr) از ملات ریخته شده آزمایش کنید. نتایج تست مکعب ملات را طی ۲۴ ساعت از تست به مهندس ارائه کنید.

۱-۱۰ تست میخ

A. تست اثبات و بررسی میخهای آزمایشی برگزیده را انجام دهید. تست های بررسی را بر میخهای آزمایشی قربانی در محل های نشان داده شده در پلان انجام دهید. تست اثبات (یا آزمایش رانج) بر میخهای تولیدی را در محل های برگزیده مهندس انجام دهید. آزمایش هر میخ تا زمانیکه دوغاب میخ و نمای شاتکریت (بتن پاشیده) برای حداقل ۷۲ ساعت بهبود نیافته یا طی تاب فشرده گی ۳ روزه مشخص شده آنها به انجام نرسد صورت نخواهد گرفت.

B. تجهیزات آزمایش شامل ۲ قطر، ساپورت قطر، جک و معیار فشار، سلول بارالکترونیکی و قاب عکس العمل می باشد. معیار فشار به افت یا افزایش های $50.0 \text{ kpa} (7.5 \text{ psi})$ تقسیم بندی می شود. جنبش سر میخ را با حداقل ۲ قطر قادر به سنجش تا 0.25 mm اندازه گیری کنید.

۱-۱۱ تست بررسی میخهای قربانی

A. پیش از نصب میخهای تولیدی برای تایید تناسب روشهای نصب و مته کاری پیمانکار و تعیین و بررسی مقاومت بیرون کشیدگی مورد نیاز میخ ، تست بررسی را انجام دهید.

B. میخهای آزمایش بررسی هر دو طول پیوندی و غیرپیوندی را خواهد داشت. در کنار طول غیرپیوندی، میل گرد میخی دوغاب ریزی نمی شود. طول غیرپیوندی میخهای آزمایشی حداقل $1 \text{ m} (3 \text{ ft})$ خواهد بود. طول پیوندی میخ حاکی در طول تستهای بررسی، L_{BVT} ، حداقل $3 \text{ m} (10 \text{ ft})$ خواهد بود ولی از طول حداکثر $L_{BVI \text{ ma}}$ بیشتر نمی باشد چرا که بار میخ از ۹۰ درصد کشش میل گرد میخی بار مجاز در حین تست تایید تجاوز نمی کند.

$$L_{BVT} \leq \begin{cases} 3 \text{ m} (10 \text{ ft}) \\ L_{BVT \text{ max}} \end{cases}$$

طول $L_{BVI \text{ ma}}$ اینگونه تعریف می شود:

$$L_{BVT \text{ max}} = \frac{C_{RT} \times A_t \times f_Y}{Q_{ALL} \times FS_{T \text{ ver}}}$$

که:

C_{RT}: ضریب کاهش، از $C_{RT}=0/9$ برای میل گردهای 520 و 420 استفاده کنید (درجه ۶۰ و ۷۵) اگر میل گردهای $1/0.35$ mpa (درجه ۱۰) در کار مجازاند از $C_{RT}=0/8$ استفاده کنید.

A_t = سطح مقطع عرضی میل گرد میخ =

f_2 = تاب کششی ارتجاعی میل گرد =

مقاومت عقب نشینی مجاز در هر واحد طول ($Q_{AH}=Q_u/FS_p$): همانطور که اینجا و در پلان مشخص شد: Q_{All}

فاکتور ایمنی در مقابل شکست کششی حین تست تایید (ترجیحا از $2/5$ یا 3 استفاده کنید): FS_{TVer}

طول پیوندی حداکثر بر مبنای حداکثر درجه بار میخ تولیدی قرار دارد. در صورت لزوم از میل گردهای بزرگتر استفاده کنید تا ملزومات طول پیوندی تست حداقل ($3m$ ($10ft$)) را بدون هیچ هزینه اضافی برآورده شود. بار آزمایشی طرح (DTL) به این صورت تعیین خواهد شد.

$$DTL = L_{BVT} \times Q_{All}$$

DTL بر مبنای طول های پیوندی ساخته شده محاسبه خواهد شد.

C- تستهای تایید مربوطه را توسط بارگیری اضافی میخهای آزمایش تایید برای شکست با حداکثر بار تست 300 درصدی DTL مطابق با جدول بارگیری زیر انجام دهید. حرکات میخ خاکی را در هر افزونه بار ثبت کنید.

Verification Test Loading Schedule.

Load	Hold Time
0.05 DTL max.(AL)	1 minute
0.25 DTL	10 minutes
0.50 DTL	10 minutes
0.75 DTL	10 minutes
1.00 DTL	10 minutes
1.25 DTL	10 minutes
1.50 DTL (Creep Test)	60 minutes
1.75 DTL	10 minutes
2.00 DTL	10 minutes
2.50 DTL	10 minutes max.
3.0 DTL or Failure	10 minutes max.
0.05 DTL max. (AL)	1 minute (record permanent set)

بار هم ترازوی (AL) باید حداقل بار مورد نیاز برای هم تراز کردن دستگاه های آزمایش بوده و نباید از ۵ درصد DTL تجاوز کند. قطر باید بعد از کاربرد بار هم ترازوی روی «صفر» تنظیم شود. کاربرد زیر از حداکثر بار (۳DTL) بار را تا بار هم ترازوی (حداکثر ۰/۰۵ DTL) کاهش داده و مجموعه ثابت را ثبت کنید.

D- هر فرایند، بار را برای حداقل ۱۰ دقیقه نگه دارید. میخ تست تایید را برای جریان خزش در نواینده بار ۱/۵DTL مشخص کنید. حرکت های میخ را در طول نسبت جریان خزش تست در افزونه های ۳۰/۲۰/۱۰/۶/۵/۳/۲/۱ و ۵۰ دقیقه اندازه گیری و ثبت نمایید. به وسیله سلول بار، حین تست جریان خزش تا ۲ درصد از بار مورد نظر بار را حفظ کنید.

۱۲-۱ تست تایید میخ های تولیدی

A. تست تایید موفقیت آمیز را بر ۵ درصد از میخ های خاکی تولیدی در هر ردیف میخ یا حداقل ۱ در هر ردیف انجام دهید. مهندس، مکان و تعداد تست تایید را پیش از نصب میخ در هر ردیف، تعیین خواهد کرد. میخ ها آزمایش تایید، طول های غیر پیوندی موقت و طول پیوندی خواهد داشت. طول پیوندی میخ خاکی در طول تست های تولیدی تایید، L_{BPT} ، حداقل $3m (10ft)$ و حداکثر طول L_{BPTmax} خواهد بود. به گونه ای که بار میخ از ۹۰ درصد یک مقدار مجاز بار کششی میل گرد میخی در حین تست تولیدی تایید تجاوز نخواهد کرد. بنابراین ملزومات زیر ملاحظه خواهند شد.

$$L_{BPT} \leq \begin{cases} 3m (10ft) \\ L_{BPTmax} \end{cases}$$

طول L_{BPTman} اینگونه تعریف می شود:

$$L_{BPTmax} = \frac{C_R \times A_t \times f_Y}{Q_{ALL} \times FS_{Tproof}}$$

که: C_{RT} ضریب کاهش

برای میل گردهای ۳۲۰ و ۵۲۰ map (درجه ۶۰ و ۷۵)، از ۰/۹ استفاده کنید. اگر میل گردهای ۱/۰۳۵mpp (درجه ۱۵۰) در کار مجاز است، از $C_{RT}=0/8$ استفاده کنید.

A_t: سطح مقطع عرضی میل گرد میخی

F₆: مقاومت کششی ارتجاعی میل گرد میخی

Q_{All} : مقاومت عقب نشینی مجاز در هر واحد طول ($Q_{All}=Q_{U}/FS_p$) همانطور که در اینجا یا در پلان مشخص شد.

FS_{Tpred} : فاکتور ایمنی مقابل شکست کششی در طول تست های تولیدی اثبات (از ۱/۵ استفاده کنید).

حداکثر طول پیوندی بر مبنای حداکثر درجه میل گرد میخی تولیدی قرار خواهد داشت. میخهای تست اثبات تولید کوچکتر از ۴m (۱۲ft) در طول ممکن است با کمتر از حداقل طول پیوند ۳m (۱۰ft) ساخته شود.

بار آزمایشی طرح (DTL) به اینصورت تعیین خواهد شد: $DTL=L_{BPI} \times Q_{All}$

DTL : بر مبنای طول های پیوندی ساخته شده محاسبه خواهد شد.

B. تستهای اثبات را به وسیله بارگیری فزاینده میخ آزمایش تایید تا ۱۵۰ درصد از DTL ، مطابق با جدول بارگیری زیر انجام دهید حرکات میخ خاکی را در هر افزایش بار ثبت کنید.

Proof Test Loading Schedule.

Load	Hold Time
0.05 DTL max. (AL)	Until Movement Stabilizes
0.25 DTL	Until Movement Stabilizes
0.50 DTL	Until Movement Stabilizes
0.75 DTL	Until Movement Stabilizes
1.00 DTL	Until Movement Stabilizes
1.25 DTL	Until Movement Stabilizes
1.50 DTL (Max. Test Load)	Creep Test (see below)

بار هم ترازوی (AI) باید حداقل بار مورد نیاز برای هم ترازوی دستگاه تست بوده و نباید از ۵ درصد DTL تجاوز کند. قطرها باید بعد از کاربرد بار هم ترازوی روی «صفر» تنظیم گردد.

C. دوره جریان خزش به محض به کارگیری حداکثر بار آزمایش (DTL ۱/۵) آغاز شده و حرکات میخ در دقایق ۱۰ و ۶/۵/۳/۲/۱ اندازه گیری و ثبت گردد. جائیکه حرکت میخ بین دقیقه ۱ و ۱۰ از ۱mm (۰/۰۴in) فراتر می رود، حداکثر بار آزمایش برای یک ۵۰ دقیقه اضافی را حفظ کرده و حرکات را در دقایق ۲۰ و ۳۰ و ۵۰ و ۶۰ ثبت کنید. افزونه های بار در ۵ درصد از بار مورد نظر را حفظ کنید.

۱-۱۳ معیار پذیرش میخ آزمایشی

A. یک میخ آزمایشی وقتی قابل قبول است که همه معیارهای زیر را داشته باشد:

۱- برای تستهای تایید، حرکت جریان خزش کلی کمتر از $2\text{mm}(0/0.8\text{in})$ و بین خواندنیهای ۶۰ دقیقه و ۶ دقیقه می باشد و سرعت جریان خزش در سرتاسر مدت نگهداری بار آزمایشی جریان خزش به صورت خطی یا در حال افت می باشد.

۲- برای تستهای اثبات، حرکت جریان خزش کل در طول خواندنیهای ۱۰ دقیقه ای کمتر از $1\text{mm}(0/0.4\text{in})$ بوده یا حرکت جریان خزش کل در طول خواندن ۶۰ دقیقه کمتر از $2\text{mm}(0/0.8\text{in})$ می باشد و سرعت جریان در سرتاسر دوره نگهداری بار آزمایشی جریان خزش به صورت خطی یا در حال افت است.

۳- برای تستهای تایید و اثبات، حرکت اندازه گیری شده کلی در حداکثر بار آزمایشی از ۸۰ درصد کشیدگی الاستیک نظری طول پیوندی میخ آزمایشی متجاوز می گردد.

۴- شکست عقب نشینی در $3/0\text{ DTL}$ تحت تست تایید و بار آزمایشی $1/5\text{DTL}$ تحت تست اثبات رخ نمی دهد. شکست عقب نشینی به صورت عدم توانایی در افزایش بیشتر بار آزمایشی تعریف می شود در حالیکه حرکت عقب نشینی میخ آزمایشی ادامه می یابد. بار شکست عقب نشینی را به عنوان بخشی از داده های آزمایش ثبت کنید.

B. حفظ پایداری طول غیرپیوندی موقت آزمایشی برای دوغاب ریزی بعدی بر عهده پیمانکار می باشد. اگر طول آزمایشی غیرپیوندی میخهای تست اثبات تولیدی نمی تواند به صورت رضایت بخش متعاقب با آزمایش دوغاب ریزی شوند. میخ آزمایش اثبات، قربانی شده و با یک میخ تولیدی اضافی بدون اعمال هزینه اضافی به مالک جایگزین خواهد شد.

۱۴-۱ عدم قبول میخ آزمایشی

A. اگر یک میخ آزمایش، معیار پذیرش را نداشته باشد:

۱- برای میخهای آزمایش تایید، مهندس، نتایج هر قسمت تایید را ارزیابی خواهد کرد. روشهای نصب که ملزومات آزمایش میخ را ندارند رد خواهند شد. پیمانکار روشهای بعدی را ارائه کرده و میخهای آزمایش تایید جایگزین را نصب می کند. میخهای آزمایشی جایگزین، نصب شده و بدون هیچ هزینه اضافی آزمایش می شود.

۲- برای میخهای تست اثبات، ممکن است مهندس پیمانکار را ملزم به جایگزینی بعضی یا تمام میخهای نصب شده میان یک میخ تست اثبات مغلوب و میخ تست اثبات مجاور بنماید. متناوباً ممکن است مهندس نصب و آزمایش میخهای آزمایش اثبات اضافی را برای بررسی میخهای تولیدی مجاور که قبلاً نصب شده اند

برای داشتن ظرفیت حمل بار کافی، ضروری بداند. نصب و آزمایش میخهای تست اثبات اضافی یا نصب میخهای تعدیل شده یا اضافی به عنوان نتیجه شکست میخ تست اثبات بدون هیچ هزینه اضافی خواهد بود.

۱۵-۱ شبکه زهکشی دیوار

A. تمامی عناصر شبکه زهکشی دیوار را همانطور که در پلانها نشان داده شده است نصب کنید. شبکه زهکشی از نصب باریکه های زهکش ژئوکامپوزیت، لوله های اتصال PVC، بار پی دیوار، زهکش ها و ابر و تراوشگر مطابق با پلانها، تشکیل شده است.

بدون در نظر گرفتن زهکش های بارپی دیوار تمام عناصر شبکه زهکشی پیش از بتون پایینی نصب می شوند.

۱- باریکه های زهکش ژئوکامپوزیت - باریکه های زهکش ژئوکامپوزیت در مرکزیت میان ستونهای میخها را همانطور که در پلان نشان داده شده است. نصب کنید. باریکه های زهکش حداقل (۱۲in) ۳۰۰mm پهنا داشته و به سمت ژئوتکستیل برخلاف زمین واقع می شود. باریکه ها را به طرف نمای حفاری ایمن کرده و از آلودن ژئوتکستایل توسط شاتکریت جلوگیری کنید. باریکه های زهکش به طور عمودی پیوسته خواهد بود. اتصالات جوشی با انطباق حداقل (۱۲in) ۳۰۰mm بسازید به گونه ای که جریان آب مسدود باشد. صفحه زهکش و لوله اتصال دهنده را بر پایه هر باریکه نصب کنید. خسارت وارده به باریکه زهکش ژئوکامپوزیت را که ممکن است باعث اختلال در جریان آب گردد تعمیر کنید.

۲- زهکش های بارپی. زهکشهای بارپی را در انتهای هر دیوار همانطور که در پلانها نشان داده شده است. نصب کنید بافت زمین شناختی زهکشی ها لوله و سنگدانه های زهکش بارپی را مطابق با ابعاد برش - پوشش خواهد داد. در راس سنگدانه زهکشی مطابق با پلان، بافت زمین شناختی زهکشی را بر هم منطبق کنید. ژئوتکستال زهکش معیوب یا آسیب دیده را جایگزین یا تعمیر کنید.

۱۶-۱ نمای شاتکریت (بتن پاشیده)

A. نمای شاتکریت ساختمان و نمای شاتکریت ثابت (در صورت نیاز) را مطابق با..... فراهم کنید. (به مشخصه شاتکریت دائم که متعاقبا در این پیوست ارائه میشود مراجعه کنید.) در جائیکه برای تکمیل ناحیه دوغاب ریزی نشده را زده چاه میخ نزدیک به نما، شاتکریت به کار می رود نازل را درون دهانه زده چاه قرار دهید تا جای خالی به طور کامل پر شود.

۱- پرداخت نمای نهایی - پرداخت شاتکریت (بتن پاشیده) هم یک پرداخت تلمبه دستی (تفنگ الکترونیکی) مختل شده باشد. مثل آنچه از نازل، میله، جاروب، ساله چهارسو چوبی، ماسه لاستیکی، چکمه فولادی به کار رفت و هم پرداخت شمشه ناصاف مثل آنچه در پلانها نشان داده شده است.

۲- اتصال صفحه اتکای سر میخ و مهره - یک صفحه اتکا، واشرها و مهره ها را به هر سر میخ مثل آنچه در پلان نشان داده شده، متصل کنید. در حالیکه نمای ساختارشاتکریت هنوز و قبل از تنظیم لوله پلاستیک است. صفحه را روی شاتکریت به وسیله آچار فرانسه محکم کننده مهره به طور یکنواخت نصب کنید. در جائیکه تماس منسجم میان صفحه و شاتکریت را نمی توان فراهم نمود، صفحه را در بستر ملات نصب کنید. بعد از اینکه ملات به مدت ۲۴ ساعت ریخته شد. با آچار مهره را سفت کنید. اطمینان یابید که صفحات اتکا با سرستونها درون حیطة تحمل نشان داده شده در پلان واقع شده باشند.

۳- حیطة تحمل نمای شاتکریت - حیطة تحمل ساختار برای نمای شاتکریت از محل پلان و ابعاد پلان به شرح زیر است:

- مکان افقی توری سیمی جوش خوردنی، میل گردهای تقویت کننده و سرستونها: $10\text{mm}(0/4\text{in})$
- مکان سر ستونها روی صفحات اتکا: $6\text{mm}(1/4\text{in})$
- فضاگذاری بین میل گردهای تقویت کننده: $25\text{mm}(1\text{in})$
- روی هم افتادگی تقویت کننده از بعد مشخص شده: $25\text{mm}(1\text{in})$
- ضخامت کامل شاتکریت: اگر ماله کشیده شده یا شمشه باشد: $15\text{mm}(0/6\text{in})$
- اگر به صورت تیزرها شده: $30\text{mm}(1/2\text{in})$
- مسطح بودن خلا سطح پرداخت نما زیر خط کش $3\text{M}(10\text{FT})$

اگر شمشه با ماله کشیده شده باشد $15\text{mm}(0/6\text{in})$ اگر به صورت تیزرها شده باشد $30\text{mm}(1/2\text{in})$

• انحراف صفحه اتکای سر میخ از موازی تا نمای دیوار:

درجه ۱۰

۱۷-۱ حائل موقت و صورتها

A. ترسیم صورتها و حائل موقت را مطابق با بخش آماده و ارائه کنید (از مشخصه های استاندارد آژانس استفاده کنید)

۱۸-۱ فولاد تقویت کننده

A. لیست تمام سفارشات و نمودارهای خمش، فولاد تقویت کننده تولیدی، مکان و مواد حفاظتی و انتقال و فولاد تقویت کننده اتصالی و سفت شده را مطابق با بخش ارائه کنید (بخشها، زیر مجموعه های مشخصات معیار آژانس در صورت وجود باید بنیان شود)

۱۹-۱ بتن ساختاری

مخلوط، مخزن نگهداری، جابه جایی و اندازه مخلوط سیمان را طراحی کرده، مواد را مخلوط کنید و سیمان را تحویل دهید. کنترل کیفیت را اعمال کرده و نمای سیمانی را مطابق با بخش بسازید. (بخشها و زیر مجموعه های مشخصات معیار آژانس در صورت وجود باید بنیان شود).

۲۰-۱ پرداخت سطح معماری

A. شالوده را از خط کشها طراحی و تمام کنید، از خط کشها نصب کنید و یک پرداخت سطحی (کاربرد رنگ/لکه) به کار گیرید که الگوی نشان داده شده در پلان ها را کپی می کند. ترسیمات مفصل خط کش صورت را برای پذیرش حداقل ۷ روز پیش از شروع کار خط کشی صورت به مهندس ارائه کنید. پیش از آغاز کار تولیدی یک پانل آزمایشی با ۱m (۳ft) ارتفاع در $۰/۵\text{m}$ ($۱/۵\text{ft}$) عرض و ۳m (۱۰ft) طول در محل و با استفاده از روشها، فرایندها، خط کش صورت، پیکربندی بافت، درز وارفت، مخلوط سیمان و کاربرد رنگ/ لکه پیشنهادی برای کار تولیدی مشابه بسازید.

۲۱-۱ خاکریزسازی پشت پایه بالایی نمای دیوار

A. خاکریز را تا ۱ متر (۳ft) پشت پایه بالایی نمای دیوار با استفاده از بازتابنده مکانیکی سبک فشرده سازید.

B. خاکریز به طور نسبی عاری از مواد دانه ریز زهکشی می باشد.

۲۲-۱ پذیرش

مواد مورد نیاز برای دیوار حایل میخ خاکی بر مبنای تاییدیه تولید، تولید کننده یا ازمدارک و اسناد تولید، مورد قبول قرار خواهد گرفت. ساختار دیوار حایل نیز بر مبنای بررسی بصری و اسناد آزمایشات تولیدی وابسته پذیرفته می شود.

بخش ۲) اندازه گیری و پرداخت

۲-۱ میخهای خاکی

تولید میخهای خاکی را با استفاده از متر خطی اندازه گیری کنید. طولی که باید پرداخت شود، طولی خواهد بود که در امتداد خط مرکز میل گرد میخی از نمای پشتی شاتکریت تا انتهای صفحه کوچک انتهایی میل گرد میخی همانطور که در پلانها نشان داده شده است، خواهد بود. برای میخهای تست دافع هیچ اندازه گیری مجزایی صورت نخواهد گرفت که به طور تصادفی برای نصب میخ تولیدی مدنظر قرار خواهد گرفت. یک به یک میخهای تست تأیید را اندازه گیری کنید. میخهای تست تأیید شکست خورده یا میخهای تست تأیید اضافی که برای روشهای نصب میخ متداول پیشنهادی پیمانکار نصب شده اندازه گیری نخواهد شد.

۲-۲ حفاری ساختاری

حفاری برای دیوار میخ خاکی را به صورت حجم پلان نظری به متر مکعب در محدوده حفاری ساختاری نشان داده شده در پلان، اندازه گیری کنید. این حجم حفاری درون ناحیه اندازه گیری شده از ابتدا تا انتهای نمای دیوار شاتکریت و گسترش تا ۲ متر (۶ft) به طور افقی در مقابل خط حفاری نهایی دیوار پلان خواهد بود. حفاری مضاعف فرای خط حفاری نهایی دیوار پلان حاصل از بی نظمی ها در نمای بریدگی، خاکبرداری اضافه بر نیمرخ یا حفاری بی ملات اندازه گیری نخواهد شد. برای استفاده از پاگردهای تثبیت کننده موقت هیچ اندازه گیری صورت نخواهد گرفت. حفاری شوسه عمومی یک آیتم پرداخت دیوار مجزا نخواهد بود ولی به عنوان بخشی از حفاری شوسه عمومی شامل حمل و نقل اندازه گیری خواهد شد.

۲-۳ نمای دیوار

دیوارهای حائل میخ خاکی را به صورت مترمربع (فوت) از نمای دیوار اندازه گیری کنید. اندازه گیری بر عمودی نمای جلویی مورد قبول در کار نهایی صورت خواهد گرفت. هیچ اندازه گیری یا پرداختی برای شاتکریت مضاعف یا سیمان cip مورد نیاز در پر کردن جاهای خالی تولیدی بی نظمی ها در نمای بریدگی، خاکبرداری اضافه بر نیمرخ یا حفای بدون ملاحظه آنسوی خط حفاری نمای دیوار نهایی پلان یا شکست در ساخت نما در خط درجه و مقاومت مشخص شده صورت نخواهد گرفت.

کمیت پرداخت نهایی شامل تمام شاتکریت ساختاری، افزونه ها، تقویت کننده، توری سیمی جوش خوردنی، ابزار نگهداری سیمی، مواد زهکشی دیوار، صفحات اتکا، مهره ها، فایل های آزمایشی و کلیه نمونه گیری ها، آزمایشات و گزارشات مورد نیاز پلان ها و این مشخصات، خواهد بود. کمیت پرداخت نهایی، کمیت طرح افزوده شده یا کاهش یافته توسط هر گونه تغییر اعمال شده توسط مهندس خواهد بود.

۲-۴ پرداخت

کمیت‌های پذیرفته شده که مطابق به موارد فوق اندازه گیری شده با ارزش واحد قرارداد در هر واحد از اندازه گیری آیتم های پرداخت فهرست شده در زیر پرداخت خواهد شد که در جدول پیشنهاد صورت حساب نشان داده شده است.

واحد پرداخت	آیتم پرداخت
متر طولی (یا فوت طولی)	میخهای خاکی ثابت شماره میل گرد (درجه.....)
متر طولی (یا فوت طولی)	میخهای خاکی ثابت شماره میل گرد (درجه.....)
هر یک	میخهای تست تایید
مترمکعب (یا فوت مکعب)	دیوار میخ خاکی - حفاری ساختاری
مترمربع (فوت مربع)	دیوار میخ خاکی

مشخصه های اجرایی دیوار میخ خاکی

بخش ۱

۱-۱- این بخش شامل:

A. ۱-۲- قلمرو کار

B. ۱-۳- فهرست پیش تایید

C. ۱-۴- داده های موجود

D. ۱-۵- ملزومات طرح دیوار میخ خاکی

E. ۱-۶- ارائه های طرح

۱-۲- قلمرو کار

- A.** مشخصه های تحت یک روش ساختاری نوع اجرایی به جز بخش اول برای مشخصه های روندی معین می باشد.
- B.** این کار شامل طراحی و ساخت دیوارهای مایل میخ خاکی ثابت در محل نشان داده شده در ترسیمات می باشد پیمانکار تمام کار، پلانها، ترسیمات، محاسبات طرح و دیگر موارد و تجهیزات مورد نیاز برای طراحی و ساخت دیوارهای حائل را مطابق با این مشخصه انجام و تامین می نماید.

۳-۱- فهرست پیش تایید

پیمانکار اصلی باید یکی از پیمانکاران متخصص فهرست شده در زیر انتخاب کرده و پیمانکار تخصصی طرح خود را در افتتاح مزایده مشخص نماید. هیچ جایگزینی بدون مجوز کتبی از مهندس مجاز نمی باشد. جانشینی و تعویض پس از افتتاح مزایده زمینه تغییرات در قیمت‌های پیشنهادی نمی باشد.

۱- نام و آدرس پیمانکار تخصصی ۱

۲- نام و آدرس پیمانکار تخصصی ۲ و غیره

۴-۱- داده های موجود

A. داده های موجود توسعه یافته توسط آژانس شامل آیتم های زیر می باشد:

۱- عنوان ترسیمات قرار داد،..... در تاریخ.....

۲- گزارش ژئوتکنیک (مراجع کامل برای کلیه داده ها و گزارشات ژئوتکنیک را فراهم کنید)

۳- موارد دیگر (داده های بازرسی آژانس، راهبردهای طرح و غیره)

(نکته: این مشخصه های اجرایی باید با افزودن بخشهای فرعی ۳-۱ تا ۲۱-۱ و بخش ۲ از مشخصه های روندی تکمیل گردد)

۵-۱- ملزومات طراحی دیوار میخ خاکی

A. دیوارهای میخی خاکی را با استفاده از روش طراحی تنش مجاز (ASD) که روش بارفید (SLD) هم نام دارد و در بخشنامه مهندسی ژئوتکنیک FHWA شماره ۷، طراحی کنید. پارامترهای مقاومت برشی طرح خاک/ صخره شیب و بار اضافی خارجی، ضریب لرزه ای طرح، نوع نمای دیوار، درمان معماری، ملزومات حفاظت از فرسایش شیمیایی، راحتی و حق تقدم مطابق با آنچه در ترسیمات نشان داده شده است خواهد بود.

۶-۱-ارائه های طرح

A. حداقل ۴۵ روز قبل از شروع برنامه ریزی شده حفاری دیوار، محاسبات کامل طرح و ترسیمات کار را برای بازنگری و تایید به مهندس ارائه کنید که شامل کلیه جزئیات، ابعاد، کمیت ها، برش های عمودی و سطوح مقطع لازم در ساخت دیوار می باشد. محدوده های دیوار و داده های نقشه برداری را پیش از مهیاسازی ترسیمات بررسی کنید. ترسیمات کار مطابق استانداردها (آژانس) آماده خواهند شد. ترسیمات و محاسبات توسط مهندس حرفه ای ثبت شده در ایالت..... مهر و امضاء می گردد (نام ایالت/ کشور مشترک المنافع). مهندس طی ۳۰ روز بعد از دریافت ارائه کامل پیمانکار آن را رد یا تایید خواهد کرد. پیمانکار ساخت یا مواد مشارکت را تا زمانیکه ملزومات ارائه برطرف نشده و مورد قبول مهندس قرار نگیرد وارد کار نمی کند.

مشخصه های بتن پاشیده دیوارمیخی خاکی

بخش (۱)

۱-۱- این بخش شامل موارد زیر می گردد:

A. حوزه کار **B.** مواد **C.** ارجاع به مشخصه های دیگر (مثل مشخصه های دیوار میخی)

۱-۲- حوزه کار:

(A) این کار از ساختار یک یا چند مرحله ای بتن پاشیده بر یک سطح مهیا شده تشکیل شده است.

۱-۳- مواد:

A (برای موارد زیر از مشخصه های استاندارد آژانس استفاده کنند)

۱- افزونه محتوی هوا (فقط مخلوط خیس)

۲- ترکیبات شیمیایی (فقط مخلوط خیس)

۳- عوامل رنگ آمیزی سیمان

۴- مواد عمل آورنده

۵- سیمان هیدرولیک

۶- پوزولانها

۷- فولاد تقویت کننده

B. سنگدانه های بتن پاشیده

۱- برای سنگدانه های آلی ذرات کاملا پر شده را مطابق با AASHTOM6 کلاس B تنظیم کنید که شامل ملزومات مکمل سنگدانه ای راکتیو می باشد به جز مواردی که به شرح زیر اصلاح یا تکمیل شده اند:

مواد عبوری از مسیر $75\text{-}\mu\text{m}$ ، AASHTO T11 حداکثر ۳٪

مقدار معادل ماسه، AASHTO T176 ۷۵ دقیقه. روش میانجی

۲- برای سنگدانه های درشت مطابق با AASHTO M80 کلاس B، بجز موارد اصلاح شده یا تکمیل شده به شرح زیر:

خراشیدگی لوس انجلس، AASHTO T96

Table 1: Shotcrete Gradation Limits for Combined Aggregates.

Sieve Size	Percent by Mass Passing Designated Sieve (AASHTO T 27)		
	Grading Designation		
	A	B	C
19 mm	100	100	100
12.5 mm	100	100	80-95
9.5 mm	100	90-100	70-90
4.75 mm	95-100	70-85	50-70
2.4 mm	80-100	50-70	35-55
1.2 mm	50-85	35-55	20-40
600 μm	25-60	20-35	10-30
300 μm	10-30	8-20	5-17
150 μm	2-10	2-10	2-10

۴-۱- فیبرهای تقویت کننده

A. ممکن است پیمانکار از فولاد تغییر شکل یافته تقویت کننده یا فیبرهای پلی پروپیلن الیافی مطابق با ASTM C1116 کاربرد فیبرهای تقویت کننده باید مورد تایید مهندس قرار گیرد.

بخش ۲) ساختار

۲-۱- عمومی:

(A) مطابق با شرح زیر:

- ۱- ACI 506R راهنمایی به بتن پاشیده.
- ۲- ACI 506.1 حالت گزارش فنی بتن پاشیده تقویت کننده فیبری
- ۳- ACI 506.2 مشخصه های نسبت بندی کاربرد بتن پاشیده.
- ۴- AASHTO C311 روشی برای نمونه گیری و تست خاکستر بادی یا پوزولان های طبیعی برای کاربرد به عنوان یک ترکیب معدنی در سیمان
- ۵- ASTM C1077 تمرین برای آزمایشگاههای تست کننده سیمان و سنگدانه های سیمان برای استفاده از ساختار و معیار ارزشیابی آزمایشگاهی

۲-۲- ارائه های پیش ساختار

A. مواد بتن پاشیده، تجهیزات، مهیاسازی و کاربرد حداقل ۳۰ روز قبل از جایگزینی بتون پاشیده موارد زیر را برای پذیرش به مهندس ارائه کنید:

- ۱- شرح تجهیزات پیشنهادی برای ترکیب و کاربرد بتن پاشیده مطابق با بخش ۲-۰۳ شامل دستورالعمل تولید کننده توصیه ها - عملکرد و تاریخ آزمایش
- ۲- طرح ترکیب بتن پاشیده پیشنهادی مطابق با بخش ۲-۴ با ویژگی های ترکیب
- ۳- نمونه های نماینده مواد بتن پاشیده در صورت نیاز از طرف مهندس.
- ۴- نتایج کلیه تست های پیش ساختاری بتن پاشیده مطابق با بخش ۲-۵
- ۵- روش پیشنهادی برای کاربرد و عمل آوردن بتن پاشیده مطابق با بخشهای ۲-۶-۲-۷-۲ و ۲-۸.
- ۶- دیگر اطلاعات لازم برای بررسی پذیرش با ACI 506/2
- ۷- تاییدی مطابقت بتن پاشیده با استانداردهای مشخص شده در اینجا

۸- در صورت استفاده، نمونه های فیبر با توصیه های تولید کننده یا عرضه کننده برای استفاده.

B. حداقل ۳۰ روز پیش از قرار دادن بتن پاشیده موارد زیر را به مهندس ارائه کنید.

۱- مرجع پروژه: شامل نام پروژه - نام مالک و شماره تلفن ها از حداقل ۳ پروژه تکمیل شده طی سال اخیر

۲- آموزش و تجربه اپراتور نازل، برای هر اپراتور نازل شامل تجربه کار بردن بتن پاشیده در حداقل ۲ پروژه با ماهیت قابل قیاس

۳- تجربه ناظر بتن پاشیده شامل تجربه کاربرد مستقیم بتن پاشیده در پروژه های قابل قیاس

۴- سنجش تاییده آزمایشگاه، شامل اسناد اینکه آزمایشگاه تست مداومت با ASTM C1077 مطابقت دارد و اینکه تجربه انجام تست های مشخص شده در این بخش را دارد. آزمایشگاه برای ASTM C1077 مورد تایید AASHTO بوده یا توانایی در انجام شرایط لازم آزمایشها را نشان می دهد.

۳-۲- تجهیزات: سیستم تامین آب، برای مخلوط خشک در محل کار یک تانکر ذخیره آب فراهم کنید. یک تلمبه حجمی مثبت

A. با سوپاپ تنظیم فراهم کنید که بطور صحیح برای تامین آب، تحت فشارها و حجم های توصیه شده توسط تولید کننده دستگاه کنترل شده است.

B. ترکیب: از تجهیزات با توانایی جابجایی و کاربرد بتن پاشیده محتوی رنگدانه های با حداکثر اندازه مشخص و افزونه ها استفاده کنید یک شلنگ هوا و موردی برای پاکسازی گرد و غبار و با جهش ها در طول کاربرد بتن پاشیده تهیه نمائید.

C. سیستم تامین هوا: از یک سیستم تامین هوا با قابلیت فراهم آوردن هوا برای دستگاه تحویل و شلنگ تحت فشار و حجم های توصیه شده توسط تولید کننده دستگاه استفاده کنید. سیستم های تامین هوایی که هوای روغن آلوده منتشر می کند یا قادر به حفظ فشار پیوسته نیستند را بکار نبرید.

D. از یک دستگاه تحویل با قابلیت عرضه مواد در شلنگ تحویل با سرعت یکنواخت استفاده کنید. خروج از نازل باید متصل به سطح با حداقل واجهش و حداکثر قدرت قرار داشته باشد. هنگامیکه نازل در بازده ۱-۲-۱ متری (۳-۶FT) از سطح هدف قرار گرفته است.

۴-۲- ترکیب: (طرح مخلوط بتن پاشیده)

A. ترکیبات بتن پاشیده را مطابق با جدول ۲ برای نوع بتن پاشیده مشخص طراحی و تولید نماید. از مقدار آب مورد نیاز برای تولید بتن پاشیده با مقاومت، پایداری و کیفیت، انسجام مناسب با حداقل مقدار واجهش استفاده کنید. از انواع مواد و منابع یکسان همانگونه که با طرح ترکیب در آزمایشهای میدانی و کار تولیدی تایید شده است، استفاده کند.

۱- فیبرها: در صورت نیاز به فیبرها آنها را مطابق با نیازهای توصیه شده تامین کننده به مخلوط اضافه کنید.

۲- افزونه های استوارسازی جذب آب: ممکن است افزونه های برای گسترش زمان تحویل مجاز برای بتن پاشیده مورد استفاده قرار گیرد. مقدار مصرف بر مبنای زمان مورد نیاز برای تاخیر تنظیم اولیه بتن پاشیده برای تحویل و تخلیه در کار قرار دارد این طرح شامل محدوده زمان تخلیه در ارائه مقدار مصرف خواهد بود مقدار مصرف مورد نیاز برای تثبیت بتن پاشیده با استفاده از مواد محل کار و ترکیبات آزمایشات میدانی معین خواهد گشت. ترکیبات بسط داده شده مجموعه جذب آب همه سنگ های معدنی سیمان و سنگ گچ را کنترل خواهد کرد. حداکثر زمان مجاز تخلیه سه ساعت و پنجاه دقیقه است.

۳- اگر یک ترکیب تثبیت کننده جذب آب برای استفاده در ترکیب بتن تایید شود در طول محدوده زمان تخلیه تعیین شده طرح، تحویل داده خواهد شد. یک اکتیواتور هیداسیون سازگار ممکن است در منطقه تخلیه برای اطمینان از جای گیری و آزمایش مناسب مورد استفاده قرار گیرد.

۴- مقدار مصرف و نوع ترکیبات بسط داده شده باید با ترکیب پیشنهادی شامل گردد. در صورت درخواست تولید کننده ترکیب یک شخص متخصص را برای کمک در تثبیت مقدار مصرف مناسب ترکیب بسط داده شده و انجام تعدیلات مورد نیاز متناسب با تغییرات شرایط کار در اختیار قرار خواهد داد.

Table 2: Composition of Shotcrete.

Type of Shotcrete Process	Minimum Cement Content		Maximum W/C ⁽¹⁾ Ratio	Air Content Range (%)	Minimum 28-Day Compressive Strength ⁽³⁾	
	(kg/m ³)	(lb/cy ³)			(MPa)	(psi)
Wet	325	550	0.55	NA	28	150
Dry	325	550	0.50	NA	28	150
Wet (w/EA)	325	550	0.45	5 min	28	150
Dry (w/EA)	325	550	0.45	5 min.	28	150

Notes: (1) W/C = Water/Cement (by weight).

(2) EA = Entrained Air.

(3) According to AASHTO T 23.

۵-۲- آزمایش پیش ساخت

A. قبل از شروع تولید بتن پاشیده آزمایشات میدانی بتن پاشیده پیش ساخت را انجام دهید. به مهندس اجازه دهید در کلیه مراحل آزمایش پیش ساخت شخصا حضور داشته باشند.

۱- آزمایشات میدانی: اشکال چوبی با ضخامت حداقل ۱۵۰ میلی متر (۶ اینچ) و ابعاد یک متر در یک متر بسازید. هر اپراتور نازل باید صفحات آزمایش را در دو شکل چوبی عمودی بسازد. صفحات آزمایش را طبق AASHTO T23 بدون صفحات غوطه در عمل آورید.

۲- نمونه گیری: از هر صفحه آزمایش طبق AASHTO T24 ۶ هسته با قطر ۷۵ میلی متر حفاری کنید. انتهای هسته ها را طبق AASHTO T24 مرتب کنید تا استوانه های با طول حداقل ۷۵ میلی متر بسازید.

۳- آزمایشات مقاومت فشرده: استوانه ها را باید ۴۰ ساعت بلافاصله بعد از آزمایش در آب غوطه ور کنید سه استوانه از هر صفحه آزمایش، چهار روز بعد از آزمایش میدانی و سه استوانه باقی مانده را ۲۸ روز بعد از آزمایش میدانی تست کنید. آزمایش ها را طبق AASHTO T23 انجام دهید. همه نیازهای مقاومت خاص قبل از این که طرح ترکیب بتن پاشیده برای پذیرش در نظر گرفته شود برطرف خواهد گشت.

۴- پذیرش طرح ترکیب: مهندس بر اساس نتایج آزمایشات میدانی پیش ساخت طرح ترکیب بتن های پاشیده را قبول می کند یا آن را رد می کند. قبل از این که هر گونه تغییر در طرح ترکیب قبلی تایید شود مهندس ممکن است آزمایش پیش ساخت اضافی بدون تحویل هزینه اضافی به آژانس لازم بداند.

۲-۶- آماده سازی سطح و کاربرد بتن پاشیده

(A) آماده سازی سطح: مواد شل، گل و لای، واجهش ها و دیگر مواد خارجی را از سطح پاک کنید. از طریق سندبلاست ترکیبات اضافی را از سطوح بتن پاشیده ای که قبلا نصب شده است را پاک کنید، عمق سنج مورد تایید را برای تعیین کردن ضخامت لایه های بتن پاشیده نصب کنید. عمق سنج ها را در مرکز ۲ متری به صورت طولی و متقاطع بدون کمتر از دو مقیاس در هر افزایش سطح برای دریافت بتن پاشیده نصب کنید. همه سطوح را مرطوب کنید.

(B) محدودیت های آب و هوایی: بتن پاشیده را وقتی نصب کنید که دمای پیرامون ۵ درجه سانتی گراد یا بیشتر باشد. هنگام باد یا باران شدید عملیات بتن پاشیده را انجام ندهید.

(C) کاربرد بتن پاشیده: ۱- بتن پاشیده را برای سطوح یخ زده به کار نبرید ۲- از اپراتورهای نازلی استفاده کنید که صفحات آزمایش قابل قبولی انجام داده اند طبق بخش ۲-۲-۳. بتن پاشیده را درون ۴۵ دقیقه از افزودن سیمان به مخلوط استفاده کنید. بتن پاشیده را در درجه حرارت ده تا سی درجه سانتیگراد به کار ببرید. ۴- بتن پاشیده را

در زاویه های راست برای دریافت سطح هدایت کنید به غیر از وقتی که میل گردهای تقویت کننده زمین واقع شده اند. بتن پاشیده را در یک جریان یکنواخت سالم به کار ببرید. اگر جریان متناوب شد جریان را از منطقه کار دور کنید تا زمانی که ثابت گردد. ۵- سطح هر لایه از بتن پاشیده را یکنواخت کرده و نقاط پست، شیارها یا برآمدگی ها را بردارید. ۶- ضخامت لایه کاربرد هر بتن پاشیده را به پنجاه میلی متر محدود کنید. کاربردهای نازک تر وقتی که پیمان کار بتواند نشان دهد که هیچ پوسته ریزی و خمشی رخ نمی دهد تایید می شود اگر ضخامت اضافی مورد نیاز باشد سطح مورد نظر را شکاف داده و اجازه دهید لایه سفت شود قبل از کاربرد یک لایه اضافی سطح را مرطوب کنید. ۷- مواد شل و واجهش ها را پاک کنید بدون معطلی واجهش را از سطح کاربردارید. ۸- ساختار مخروطی را به لبه نازک با فاصله حداقل ۰/۳ متر متصل کنید، سطح اتصال را قبل از قرار دادن بتن پاشیده شده اضافی روی مفصل خیس کنید از مفصل ساختار مربعی استفاده نکنید.

(D) خلاصه تولید: خلاصه ای از کاربرد تولید بتن پاشیده برای هر شیفت آماده و ارائه کنید. طی ۲۴ ساعت خلاصه را به مهندس تحویل دهید در گزارش اطلاعات زیر را جای دهید:

- ۱- کمیت و مکان بتن پاشیده استفاده شده شامل پیش طرح ۲- مشاهدات مشکلات یا موفقیت عملیات تجهیزات کاربرد. شرایط تولید نهایی و هر گونه موضوع مرتبط دلگیر در طول تولید و کاربرد ۳- شرح جایگزینی تجهیزات ۴- تعداد اندازه مخلوط بتن در صورت کاربرد.

۲-۷- مدارک کنترل کیفیت

(A) گزارش های تست کنترل کیفیت میدانی را در دو روز کاری از انجام آزمایش ها ارائه نمایید، اطلاعات زیر را در گزارش جای دهید:

- ۱- تعیین نمونه شامل طرح مخلوط و تعداد صفحه آزمایش و جهت ۲- تاریخ و زمان آماده سازی نمونه شامل وضعیت درمان و ابعاد نمونه ۳- زمان، تاریخ و نوع آزمایش ۴- نتایج کامل آزمایش شامل بار و اطلاعات تغییر شکل در طول آزمایش پیش طرح نمونه قبل از و بعد از آزمایش و هر گونه رخداد غیرمعمول ۵- نام و امضای شخص انجام دهنده آزمایش ۶- مکان فولاد تقویت کننده پوشیده شده توسط بتن پاشیده ۷- نام اپراتور نازل

۲-۸- حفاظت و عمل آوری

(A) حفاظت و عمل آوری را طبق انجام دهید (از مشخصه های آژانس برای عمل آوری بتن استفاده کنید) برای سطح های میانی بتن پاشیده و یا اگر یک سطح نهایی پرداخت شده یا لکه دار لازم است بتن پاشیده را طبق عمل آورید (از مشخصه های آژانس برای عمل آوردن آب استفاده کنید). اگر سطح پرداخت شده و لکه دار لازم نیست از بتن پاشیده در دمای بالا ۵ درجه سانتی گراد حفاظت کنید تا زمانی که بتن پاشیده به حداقل مقاومت ۵/۲ MPA برسد (۷۵۰ PSI)

۹-۲- پذیرش

(A) مواد بتن به وسیله بازرسی بصری کار ارزیابی خواهد شد مطابق با آزمایش و تایید مواد تولید شده خارج از مکان، مقاومت فشردگی طبق آزمایش و با استفاده از جدول دو برای محدوده های مشخصات ارزیابی خواهد شد. برای نمونه گیری حداقل و آزمایش ملزومات و فهرست کیفیت پذیرش به جدول سه مراجعه کنید.

Table 3: Sampling and Testing of Shotcrete.

Material or Product	Property or Characteristic	Category	Test Methods or Specifications	Frequency	Sampling Point
Shotcrete	Air content	-	AASHTO T 152 or AASHTO T 196	1 per load ⁽¹⁾	Truck, mixer or agitator ⁽²⁾
	Unit mass	-	AASHTO T 121	1 per load ⁽¹⁾	Truck, mixer or agitator ⁽²⁾
	Compressive strength	II	AASHTO T 23	1 set per 25 m ³ (33 cy), but not less than 1 set each day ⁽³⁾	Production test panels ⁽³⁾

Notes: (1) When continuous mixing is used sample every 7.5 m³ (10 cy).

(2) Sample according to AASHTO T 141.

(3) Prepare production test panels according to Subsection 2.05. Obtain two 75-mm (3-in.) diameter core specimens from each panel according to AASHTO T 24. A single compressive strength test result is the average result from two 75-mm (3-in.) diameter core specimens from the same test panel tested according to AASHTO T 23 at 28 days.

۱۰-۲- اندازه گیری

(A) اندازه گیری پرداخت برای بتن پاشیده به متر مربع سنجیده خواهد شد.

۱۱-۲- پرداخت

(A) کمیت های مورد قبول همان طور که در بالا اندازه گیری شد با ارزش قرارداد در هر واحد مقیاس برای آیتم پرداخت که در زیر لیست شده پرداخت خواهد شد که در جدول مزایده نشان داده شده است پرداخت برای کار تجویز شده در این بخش کاملاً مناسب است. پرداخت ها به شرح زیر انجام می شود:

آیتم پرداخت

بتن پاشیده

واحد پرداخت

مترمربع یا فوت مربع

تجهیزات ژئوتکنیکی دیواره میخی خاکی

بخش یک: کلی

۱-۱- محتویات بخش (A) حوزه کار (B) مواد (C) ارجاع به مشخصه های دیگر (مثل مشخصات دیوار میخی

خاکی) (D) بقیه

۱-۲- حوزه کار (A) این کار از اتمام تمام ابزار، تجهیزات، مواد و کار و انجام همه کارهای ضروری برای نصب تجهیزات دیواره میخی خاکی و بسط خواندن های اولیه تشکیل شده است. پیمان کار از همه تجهیزات در طول قرارداد حفاظت خواهد کرد. پیمان کار تجهیزات آسیب دیده یا نامناسب را در ۷۲ ساعت بعد از این که آسیب کشف شد و پیمان کار مطلع شد تعمیر و جایگزین خواهد کرد.

۱-۳- الزامات ساختار کلی (A) قبل از هر گونه کار به نصب تجهیزات و نظارت به مهندس اطلاع دهید. همه انصابت رشته ای تجهیزات باید در حضور مهندس انجام شود (B) سیم و تجهیزات بازخوانی الکتریکی را به تابلوی بازخوانی نصب کنید. سیم کشی تابلوی بازخوانی را بعد از نصب هر وسیله بعد از تست وسیله به وسیله پیمانکار برای جلب رضایت مهندس و پیش از حفاری بالابر میخ خاکی بعدی کامل کنید. مشخص کنید که سیستم طبق توصیه های تولید کننده کار می کند. بعد از تشخیص مولفه های آسیب دیده یا خراب که به هر دلیلی برای انجام کاری خاص انجام شده است آنها را تعمیر یا جایگزین کنید بدون هزینه اضافی که نظر مهندس جلب شود. (C) در مکان های نشان داده شده در پلان انحراف سنج هایی نصب کنید انحراف سنج ها را نصب کرده و قبل از ساخت دیواره میخی اولین بازخوانی را انجام دهید. در صورت لزوم برای جلوگیری از خسارت به لوله گذاری انحراف سنج مکان آنها را تغییر دهید. (D) در طول مدت قرارداد از همه تجهیزات محافظت کنید و اگر به صورت خراب به مهندسی تحویل داده شد برای جلب رضایت او آن ها را با هزینه پیمانکار تعمیر یا جایگزین کنید. تجهیزات خراب یا غیرقابل استفاده باید طی ۷۲ ساعت بعد از کشف آسیب و مطلع شدن پیمانکار تعمیر یا جایگزین شود.

۱-۴- ارائه ها و الزامات تجربی:

(A) حداقل ۱۵ روز قبل از شروع نصب تجهیزات دیواره میخی حاکی ۵ کپی از موارد زیر را به صورت نوشته شده به مهندس ارائه کنید:

۱- لیست تجهیزات پیشنهاد شده از جمله مشخصات یونیت بازخوانی و لوازم

۲- فرایندهای نصب کامل با جزئیات از جمله توصیه های تولید کننده و فرایندهای میدانی قدم به قدم پیمانکار

۳- نمودار سیم کشی با جزئیات سیم کشی تجهیزات به صفحه بازخوانی مرکزی

۴- مشخصات و ترسیمات خرید برای تجهیزات فرعی مثل صفحات بازخوانی، پوشش ها و جاسازی های سلول بار، پوشش های حفاظتی دیگر، مجرا و محفظه ها.

(B) تجهیزات را به وسیله یک متخصص تجهیزات ژئوتکنیک کارآمد با تجربه طراحی و نصب سیستم های مشابه در حداقل سه پروژه یکسال نصب کنید. ۱۵ روز قبل از شروع نصب تجهیزات دیوار رزومه افراد مسئول برای نصب و آزمایش تجهیزات را ارائه کنید. این ارائه در بردارنده حداقل سه مرجع با شماره تلفن فعلی کسانی است که می تواند الزامات تجربه را تایید کند.

۵-۱- اطمینان کیفیت

(A) واسنجی کارخانه قبل از ارسال از محل تولید روی تجهیزات انجام می گیرد. تاییدیه ارسال می شود تا نشان دهد که تست تجهیزات به کار رفته با این هدف طبق الزامات واسنجی تولید کننده تجهیزات، واسنجی و نگهداری شده و این که در جاهای مورد استفاده، واسنجی به اداره ملی استاندارد و فناوری قابل ردیابی است. تولید کننده قبل از ارسال بازرسی اطمینان کیفیتی نهایی را با نتایج ثبت شده در یک چک لیست انجام می دهد.

کپی چک لیست کامل شده همراه با هر وسیله ارسال شده فرستاده می شود.

(B) پیمانکار ضمانت تولید کننده را برای هر قطعه از تجهیزات، برای برنامه نظارت فراهم می کند و چنین ضمانتی باید در طول قرارداد در محل باشد.

۶-۱- انحراف سنج ها (اینکلی نومتر)

(A) انحراف سنج را در زده چاه عمودی تا سه درجه عمودی همان طور که با بازخوانی اولیه انحراف سنج اندازه گیری شد نصب کرده و در اعماق و مکان های نشان داده شده در پلان کاملاً دوغاب ریزی کنید.

قطر زده چاه، نباید کمتر از ۱۵۰ میلی متر یا ۶ اینچ باشد.

نصب انحراف سنج را در حداقل یک هفته قبل از آغاز حفاری دیوار کامل کنید. یکی از شیارهای غلاف به صورت عمود نسبت به دیوار تا تحمل ± 5 درجه در سرتاسر طول تنظیم خواهد شد. غلاف های مجاور دیواره میخی، خاکی با نفوذ حداقل ۵ متر (۱۵ft) زیر پایه دیوار نصب خواهد شد.

(B) سر غلاف های انحراف سنج را با یک فلز مسدود کننده حفاظتی با اندازه مناسب حفاظت کنید تا اجازه دهد نصب را با چرخ های انحراف سنج متصل به غلاف آن نظارت کنید. بعد از نصب هر یک از غلاف های انحراف سنج را بررسی کرده و مختصات و ارتفاع نما را با دقت ۳ میلی متر (۰/۱ اینچ) معین کنید.

(C) همه تجهیزات باید سازگار با لوازم بازخوانی مورد تایید مهندس بوده و واسنجی شود.

(D) غلاف انحراف سنج: انحراف سنج ها از یک غلاف فولادی، فایبرگلاس، آلومینیومی یا پلاستیکی دنده دار به طول ۳ متر (۱۰ft) با همه دو کلاهک ها و دو شاخه های پایانه ای ضروری تشکیل می شود.

غلاف از نوع خود تنظیمی و پرچ شده به یکدیگر بوده که نیازی به جفت سازی ندارد. چرخش مارپیچی شیارهای غلاف در یک بخش سه متری غلاف از یک درجه بیشتر نمی شود. سر هر غلاف باید کلاهک پلاستیکی و یک کلاهک پوششی محفظه حفاظتی از جنس فولاد ارائه می شود.

غلاف توسط شرکت اسلوپ ایندیکاتور از سیاتل، شرکت تجهیزات کارلسون آر.اس.تی از یاکیمای واشنگتن، شرکت راک تست از پلاستبورک نیویورک، شرکت ژوکن از لبنان تولید می شود.

(E) ملات انحرافی: خاک ریز اطراف غلاف انحراف سنج قادر است مخلوط ملات آب، سیمان - آهک را که از یک کیسه سیمان (۴۳kg) با سه کیسه آهک هیدراته (۶۸ kg) تشکیل شده است را پمپاژ کنید.

مخلوط های دیگر در صورت تایید توسط مهندس به کار خواهد رفت.

(F) پایه انحراف سنج یک سنسور دو محوری می باشد مثل دیجیتیل تولید شده توسط شرکت اسلوپ ایندیکاتور پایه انحراف سنج تولید شده شرکت کارلسون آر.اس.تی از یاکیمای واشنگتن، تجهیزات آکوتیل تولید شده شرکت راک تست از چامپیون نیویورک

انحراف سنج تولید شده شرکت ژوکن لبنان یا موارد مشابه مورد تایید.

سیم کشی پایه امری سنگین و ضدا ب بوده و برای حمایت وزن پایه بدون لرزش، لغزش یا جنبش تخصص یافته است. این کابل در فواصل ۳۰۰ میلی متری (۱۲ اینچ) به وضوح علامت گذاری می شود.

یونیت بازخوانی با پایه انحراف سنج سازگار است. پایه و کابل به صورت یک واحد سی روز قبل از ساخت توسط تولید کننده سرویس می شود.

۷-۱- کرنش سنج:

(A) کرنش سنج یک مقیاس ضخامت سیم فلزی لرزش جوش خوردنی تولیدی شرکت ژوکت راک تست یا گروه ژنو یا موارد مشابه مورد تایید خواهد بود. کرنش سنج ها و اتصالات آنها را طبق توصیه تولید کننده نصب و حفاظت کنید.

برای بررسی عملکرد کامل قبل از سوار شدن بر میخ، تست میدانی بر کشش سنج انجام دهید موارد معیوب باید مسترد گردد.

(B) حفاظت فرسایش شیمیایی در کپسول گذاری برای میخ های مجهز لازم نخواهد بود. هر میخ مجهز در هر مشخصه موارد دیوار میخی حاکی پوشش اپوکسی خواهد داشت. پوشش اپوکسی در صورت نیاز به نصب آشل اندازه گیر برداشته خواهد شد. آشل های اندازه گیری به صورت جفت روی میلگردها در مکان های مشخص شده در پلان جای می گیرد.

همه جفت های آشل را در جهت های مختلف میل گرد با فواصل ۱۷۰ درجه سوار کنید. همه جفت های آشل را بر یک صفحه یکسان سوار کنید. انتهای هر یک از میلگردهای میخی را در امتداد صفحه جهت یابی کشش سنج ها تثبیت کنید.

(C) همه آشل ها، سنسورها و اسمبلی ها را از رطوبت حفظ کنید.

همه اتصالات سیمی از نوع ضدا ب مورد تایید بوده و با دو برچسب ضد آب بازتابنده مقاوم با فاصله ۳ متر در انتهای سیمی صفحه بازخوانی تنظیم می گردد. کابل های مارپیچ به هم متصل نمی شوند مگر این که مهندس تایید کند.

روی میخ های مجهز متمرکز کننده هایی نصب کنید که اطمینان یابید میل گرد در ۲۵ میلی متری از مرکز زده چاه واقع شده است. میخ را به شکلی نصب کنید که مکان نهایی جفت های آشل اندازه گیری در موقعیت های ساعت ۶ و ۱۲ با مقاومت ۱۰ درجه قرار گیرد.

۸-۱- سلول های بار میخ

(A) سلول های بار میخ خاکی، ظرفیت نهایی بیش از 450 kn (100 kips) با دقت $2/25 \text{ kn}$ (500 LBS) نخواهد داشت. سلول های بار، سلول های بار حفر، مرکزی با قطر حفره حداقل 38 میلی متر ($1\frac{1}{2}$ اینچ) خواهد بود. سلول های بار، سلول های حفره مرکز تولیدی کمپانی اسلوب ایندیکاتور شرکت ژوکن گروه صنعتی ژئو از گاز ترزبرگ مرلیند، شرکت تجهیزات کارلسون آر.اس.تی، شرکت راک تست یا موارد مشابه مورد تایید خواهد بود. سلول های بار از نظر حرارتی تعدیل شده یا با سنسورهای حرارتی طبق توصیه تولید کننده عرضه می شود.

(B) سلول بار را روی میخ بین صفحه اتکا و مهره همان طور که در پلان نشان داده شده سوار کنید، همه سطوح اتکا، باید تمیز باشد. سطوح اتکاء کروی با گریس مناسب به خوبی چرب خواهد شد. سلول ها را متصل کرده و طبق توصیه های تولید کننده از اتصالات حفاظت کنید.
همه اتصالات سیمی از نوع ضدآب مورد تایید می باشد.

(C) یک جاساز مدور 300 میلی متر مربعی (0.45 in^2) در نمای دیوارساخت در جا برای اسمبلی سلول بار فراهم کنید. یک صفحه پوششی فولادی روی جاساز برای حفاظت از سلول بار نصب کنید. برای جلوگیری از فرسایش شیمیایی صفحه پوششی از رنگ آمیزی، آب کاری یا روش های دیگر استفاده کنید. عمل نصب را به طریقی انجام دهید که در آینده دسترسی به سلول بار آسان باشد.

۹-۱- صفحات بازخوانی

(A) صفحات بازخوانی باید در اندازه و گنجایش مناسب برای ارائه تعداد تجهیزات هر بخش مجهز تعبیه گردد. هر وسیله یک کانال ایزوله شده داشته و به طور مشخص با برجسب های ضدآب مقاوم در مقابل تخریب و آسیب مشخص می شود.

(B) یک صفحه بازخوانی در هر بخش تجهیزات قرار دهید، مگر این که خلاف آن مورد تایید مهندس باشد. صفحه بازخوانی را به یک تیره فولادی یا چوبی متصل کنید که به طور محکم در زمین جای گرفته و در فاصله تقریبی یک متر پشت راس دیوار میخی یا مکان مناسب دیگر مورد تایید مهندسی قرار خواهد گرفت.

همه تجهیزات را طبق توصیه های تولید کننده به صفحه بازخوانی سیم کشی کنید. صفحه نصب را به طور مطمئن ممه‌ور گشته و به صورت NEMA 4X یا بهتر درجه بندی کنید. صفحه بازخوانی را در مقابل خراب کاری و آسیب محافظت کنید همه سیم کشی های روی زمین را در یک مجرای فولادی که محکم به صفحه بازخوانی متصل شده است محفوظ نمایید. همه سیم کشی های صفحه بازخوانی تجهیزات را در طول مرحله نصب انجام دهید.

(C) لوازم واقعه نگار سازگار با تجهیزات را برای دست یابی به مقیاس اندازه گیری و داده های سلول بار فراهم کنید. واقعه نگار با کشش سنج و سلول های باز نصب شده بدون اختلال در دقت ابزار سازگار خواهد بود. واقعه نگار دارای فواصل خواندن برنامه ریزی شده ذخیره اطلاعات و قابلیت دانلود در کامپیوتر می باشد. نرم افزاری برای ارتباط با واقعه نگار و دانلود داده ها نیز فراهم می گردد.

واقعه نگار به طور کامل برای پروژه با نرم افزار سفارشی شده جهت این سیستم خاص برنامه ریزی شده و با کامپیوتر شخصی مالک سازگار خواهد بود.

پرسنل مالک برای استفاده از سیستم دست یابی اطلاعات تا حد رضایت مهندس آموزش خواهد دید.

۱۰-۱- بررسی دیوار

(A) برای هر انحراف سنج نصب شده خواندن های اولیه را حداقل ۴۸ ساعت بعد از نصب و قبل از شروع حفاری دیوار انجام دهید.

نظارت را مطابق با فرآیندهای توصیه شده تولید کننده برای پایه انحراف سنج و AASHTO T255 انجام دهید.

پرسنل مالک برای استفاده از سیستم کسب اطلاعات برای نظارت مهندس آموزش خواهند دید.

(B) یک نسخه چاپی از داده ها و یک گرافی از حرکت (میلی متر یا اینچ) در مقابل عمق (متر یا فوت) برای هر انحراف سنج در ۲ جهت طی ۲۴ ساعت از انجام نظارت و انحراف سنجی برای مهندس فراهم کنید.

مجموعه کاملی از آن چه تاکنون خوانده شده فراهم کنید. داده های بررسی و نظارت را درون متن ارائه جای دهید. یک کپی الکترونیکی از داده ها به فرمت سازگار با نرم افزار GTILT ارائه کنید.

بخش دوم) اندازه گیری و پرداخت

۲-۱- اندازه گیری

(A) هیچ اندازه گیری مجزایی برای مواد و کار مشخص شده در این بخش انجام نمی شود واحد اندازه گیری برای تجهیزات دیواره میخی خاکی مجموع حاصل جمع ها خواهد بود.

۲-۲- پرداخت

(A) مجهزسازی میخ کوبی خاک مطابق با مقدار مجموع حاصل جمع های قرارداد بر روی آیتم مجهزسازی دیوار میخی خاکی پرداخت خواهد شد. روند پرداخت برای تکمیل کلیه مواد، کار، تجهیزات، ابزار و وقایع لازم برای تکمیل کار مطابق با آن چه در این بخش و در پلان ها نشان داده شده است جبران خواهد شد.

(B) طی نصب رضایت بخش و پذیرش نهایی از جانب مهندس همه ابزار و واحدهای بازخوانی تحت این بخش نصب شده است و به انجام رسیده است جزء اموال مالک خواهد بود.

واحد پرداخت

مجموع حاصل جمع ها

آیتم پرداخت

soil nail wall مجهزسازی

(در جایی که حیطة مجهزسازی در طول طرح به خوبی گسترش نیفتاده باشد روند پرداخت می تواند بر هر اساسی برای هر ابزار فراهم شده و نصب شده انجام گردد به علاوه روند پرداختی که برای هر ابزار بازخوانی انجام شود باید بر مبنای اصول آژانس باشد نه فرد)

پیوست F

راه نمای کاربر برای نرم افزار SNAIL نسخه ۳/۰۹

نرم افزار SNAIL به وسیله تایپ عبارت nail.exe در محیط داس Dos در یک دایرکتوری که فایل های اجرایی واقع می شود به اجرا در می آید.



Press <ENTER> to Continue.



1. English to English
2. From English to Metric
3. From Metric to Metric

If user desires to create a new file, enter N,
screen prompts:
"Type in the name of your Data File now"
for new filename,
Use up to a maximum of 32 characters
Press <ENTER> to continue,

اگر کاربر بخواهد یک فایل جدید سازد. با فشار کلمه N در صفحه ظاهر می شود «اکنون نام فایل اطلاعاتی خود را تایپ کنید» برای اسم جدید فایل تا حداکثر ۳۲ کاراکتر استفاده کنید برای ادامه enter را فشار دهید.

اگر کاربر نخواهد یک فایل موجود را باز کند دکمه Y یا enter را فشار دهید سپس با عبارت نام فایل را اکنون تایپ کنید روبرو می شود سپس کاربر باید نام فایل را وارد کند.

حداکثر: ۳۲ کاراکتر

نام وارد شده فایل باید شامل اسم دیسک باشد (مثل c:\designdatainput) هیچ اکستینشنی نیاز نیست.

برای ادامه enter را فشار دهید.

برای پاک کردن Back space را فشار دهید.

Do you want to change the title? (Y/N)

If Y, the next message asks:

Type in your new title

Use up to a maximum of 32 characters

Press <ENTER> to continue,

Press <Backspace> to erase

If N, ready to input data.

برای اِسْنیل، داده ها بایستی برای هرکدام از پارامتر های درخواستی در پانل های ورودی مختلف، وارد شوند، که در زیر، طبقه بندی شده اند. برای انتقال از یک پانل به دیگری، کلید های Page down و Page up می توانند استفاده شوند. یکبار که داده ها ساخته شوند، در دیتا فایل ها ذخیره می شوند که می توانند مجدداً باز یا اصلاح شوند.

پانل های ورودی عبارتند از:

Project Description (Optional)

Wall Geometry

Reinforcement Parameters

Soil Parameters

Search Limit

بسته به گزینه های انتخاب شده، داده های بیشتری ممکن است نیاز شود، مانند:

Surcharge

Earthquake Acceleration

Water Surface

Search Limits Specification

Slope Below Wall

Varying Reinforcement Parameters

External Horizontal Force

Specified Failure Plane

تمامی داده‌ها بایستی بر اساس داده‌های مورد درخواست، وارد شوند.

پانل‌های ورودی

شرح پروژه

داده‌های معرف پروژه مرکبند از کاراکترها و اعداد. در این پانل، کاراکترهای پیرو کاما مد نظر نیستند.

هندسه‌ی دیوار (پانل ۱)

داده‌های لازم برای تعریف هندسه‌ی دیوار، بالای پنجه‌ی آن، زوایا (l_1, l_2, \dots) و طول‌ها (S_1, S_2, \dots) می‌باشند. مبدأ مختصات، پنجه‌ی دیوار می‌باشد. تمامی داده‌ها در فواصل سفید (خالی) وارد شوند. ورودی سفید، صفر معنی می‌دهد.

داده‌های زیر در هر زمانی می‌توانند ویرایش شوند:

1. Vertical Wall Height
2. Wall Batter from the vertical axis
3. First Slope Angle
4. First Slope Distance from Wall Crest
5. Second Slope Angle
6. Second Slope Distance from First Slope
7. Third Slope Angle
8. Third Slope Distance from Second Slope
9. Fourth through Seventh Slope Angle, and Slope Lengths

Panel 1

1.-WALL GEOMETRY:

H = ft-----Vertical Wall Height.
 B = Degree---Wall Batter from Vertical Line.
 I1= Degree| S1= ft---1st Slope Angle and Distance.
 I2= Degree| S2= ft---2nd Slope Angle and Distance.
 I3= Degree| S3= ft---3rd Slope Angle and Distance.
 I4= Degree| S4= ft---4th Slope Angle and Distance.
 I5= Degree| S5= ft---5th Slope Angle and Distance.
 I6= Degree| S6= ft---6th Slope Angle and Distance.
 I7= Degree-----7th Slope Angle.

2.-REINFORCEMENT INPUTS:(Use OPTION 5 if LE, AL, SV, D, or BSF* varies.)

N = -----Number of Reinforcement Levels.
 LE= ft-----Reinforcement Length.
 AL= Degree---Reinforcement Inclination.
 SV1= ft-----Vertical Distance to first Level.
 SV= ft-----Vertical Spacing from second to N level.
 SH= ft-----Horizontal Spacing
 PS= Kips-----Punching Shear at reinforcement head.
 FY= Ksi-----Yield Stress of Reinforcement.
 D = in-----Diameter of Reinforcement.
 DD= in-----Diameter of Grouted Hole.

Use Arrow and Return Keys to move around, Backspace and Delete Keys to edit
 When data entry finished, press Page Up, or Down, or Esc Key to Run program.

برای ادامه کلید Page down یا Page Up را فشار دهید.

شکل F.1 علامت قراردادی زوایا و طول ها را نمایش می دهد.

پارامتر های تسلیح (پانل ۱)

پارامتر های میخ می توانند (در میان پانل ۱) برای تمام میخ ها به طور همزمان اصلاح شوند و یا در تراز هر میخ در پانل ۵ مستقیماً ویرایش شوند. پارامتر های با ستاره علامت خورده استثناء هستند که تنها می توانند به طور غیر مستقیم در پانل ۵ اصلاح شوند.

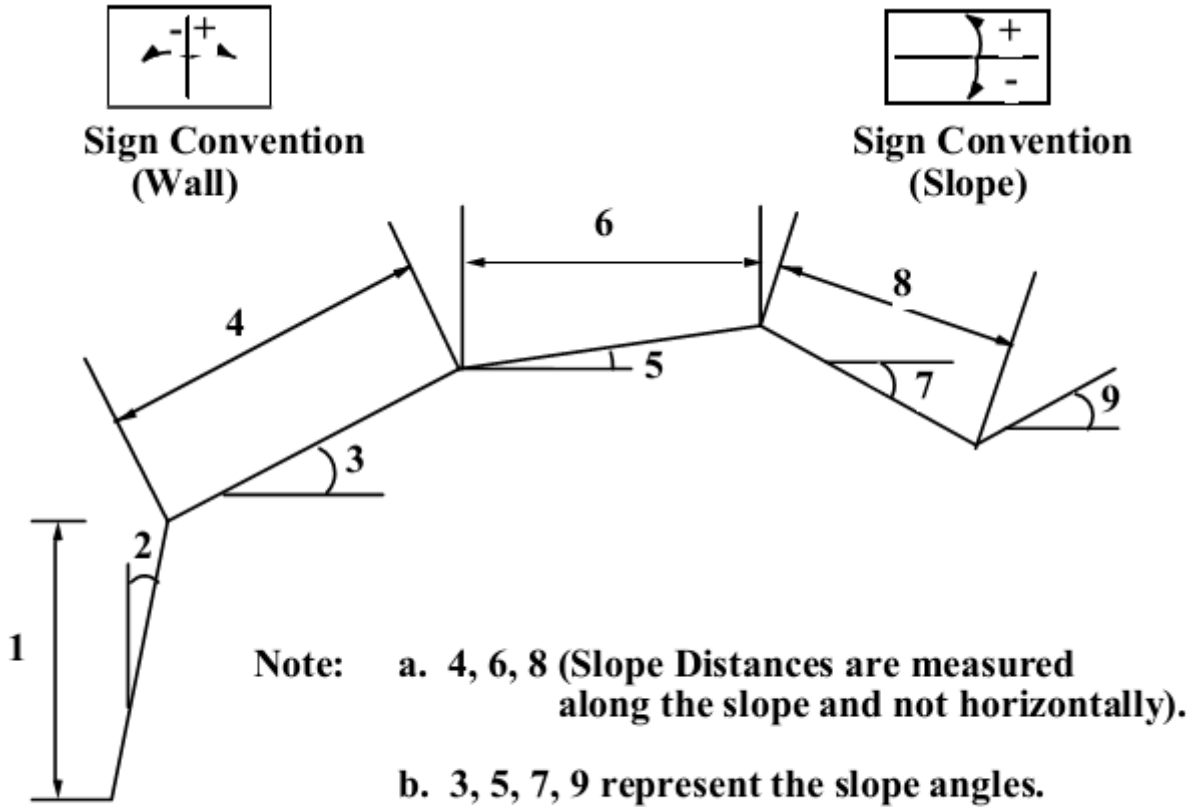


Figure F.1: Wall Geometry Definition.

پارامترهای ثابت عبارتند از:

1. Number of nail (reinforcement) levels (Maximum of 30)
2. Nail (Reinforcement) length (*)
3. Reinforcement inclination (*)
4. Nail vertical distance to first level (can be negative)
5. Vertical spacing (*)
6. Horizontal spacing
7. Punching shear capacity
8. Nail bar yield strength
9. Diameter of nail bar (*)
10. Diameter of drillhole
11. Bond strength*

شکل F.2 تعریف پارامترهای تسلیح ثابت را نشان می دهد.

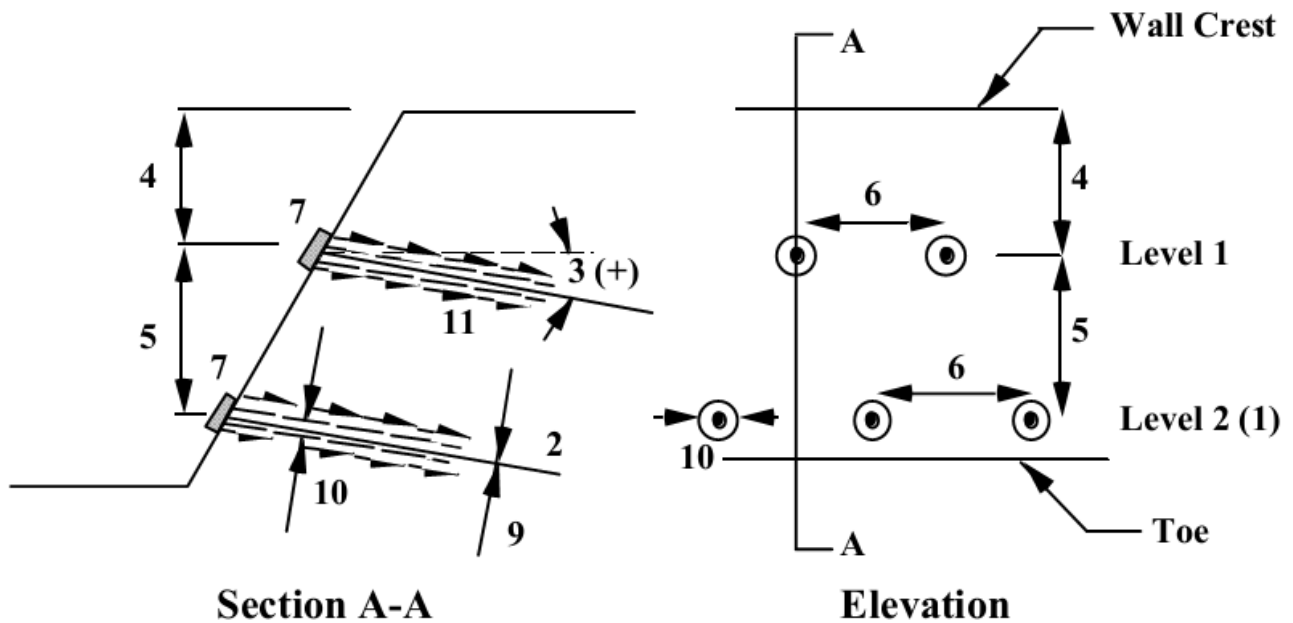


Figure F.2: Reinforcement Parameters.

پارامترهای خاک (پانل ۲)

حداکثر هفت لایه ی خاک می توانند با متغیرهای زیر تعریف شوند:

1. Unit Weight, GAM.
2. Friction Angle, PHI.
3. Cohesion, COH.
4. Bond Stress, SIG.

مرز بین لایه های خاک، با تعیین مختصات دو نقطه پشت دیوار، تعریف می شود. ترتیب لایه ها از چپ به راست، یا از بالا به پایین می باشد.

محدوده ی کاوش

محدوده های مساحت مورد تفحص، در پشت شیب (شکل E-3) با مختصات ایکس نقاط LS و LN تعیین می گردد. محدوده ی چپ می تواند از دیوار یا از مکان گزینش شده توسط کاربر، آغاز شود. اگر LS وارد نشود نرم افزار آن را صفر فرض کرده و کاوش از تاج دیوار آغاز می گردد. محدوده ی راست، همیشه توسط کاربر انتخاب می شود. برنامه به طور خودکار، فاصله ی مورد کاوش را به ۱۰ بخش برابر تقسیم می کند.

Panel 2

```

3.-SOIL PARAMETERS:
NS =   Number of soil types.(1=Top layer to 7=Bottom layer-
      Layers must not intersect within limits of search).
      Weight| Angle|Cohes.| Bond*| XS | YS | XE | YE
LAYER Pcf| Deg. | Psf | Psi | (ft) | (ft) | (ft) | (ft)
1

4.-SEARCH LIMIT:
LS=    ft-Begin Search.If LS=0, Search starts at wall crest.
LN=    ft-End Search.(Horizontal Distance From Wall Toe).
+++++ End of Data Inputs required to run SNAIL.+++++
5.-SURCHARGE: Maximum of 2 different surcharges are entered.
      First | Second
XL=      |      ft---Begin Surcharge: Dist. from Toe.
XR=      |      ft---End Surcharge: Dist. from Toe.
PL=      |      psf/ft-Loading At Begin Surcharge.
PR=      |      psf/ft-Loading At End Surcharge.
+++++ Use 'UP'or'DOWN'arrows to scroll. Hit 'Q' or 'q' to quit.+++++

```

برای ادامه کلید Page down یا Page Up را فشار دهید.

سربار (پانل ۲)

سربار هایی را که اسنیل می تواند در نظر بگیرد عبارتند از:

بی باری؛ بار یکنواخت؛ و بار به طور یکنواخت دگرگون شونده

تا ۲ مجموعه سربار تعریف شده از چپ به راست، در اسنیل می توانند در نظر گرفته شوند (شکل E-4). سربار ها می توانند در جلو و عقب دیوار، تعبیه شوند (۰،۰) پنجه دیوار است). اگر سربار جلوی دیوار تا دیوار گسترش یابد از $XR=-0.1$ استفاده کنید.

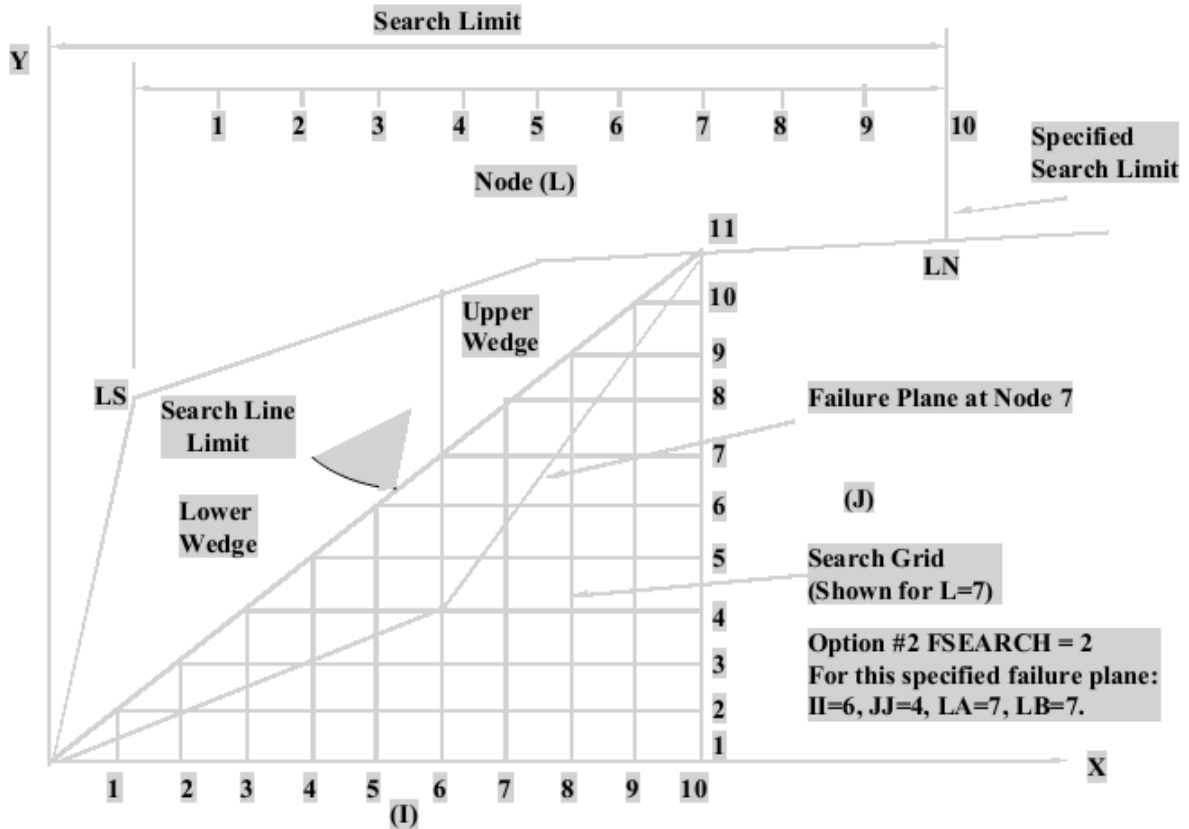
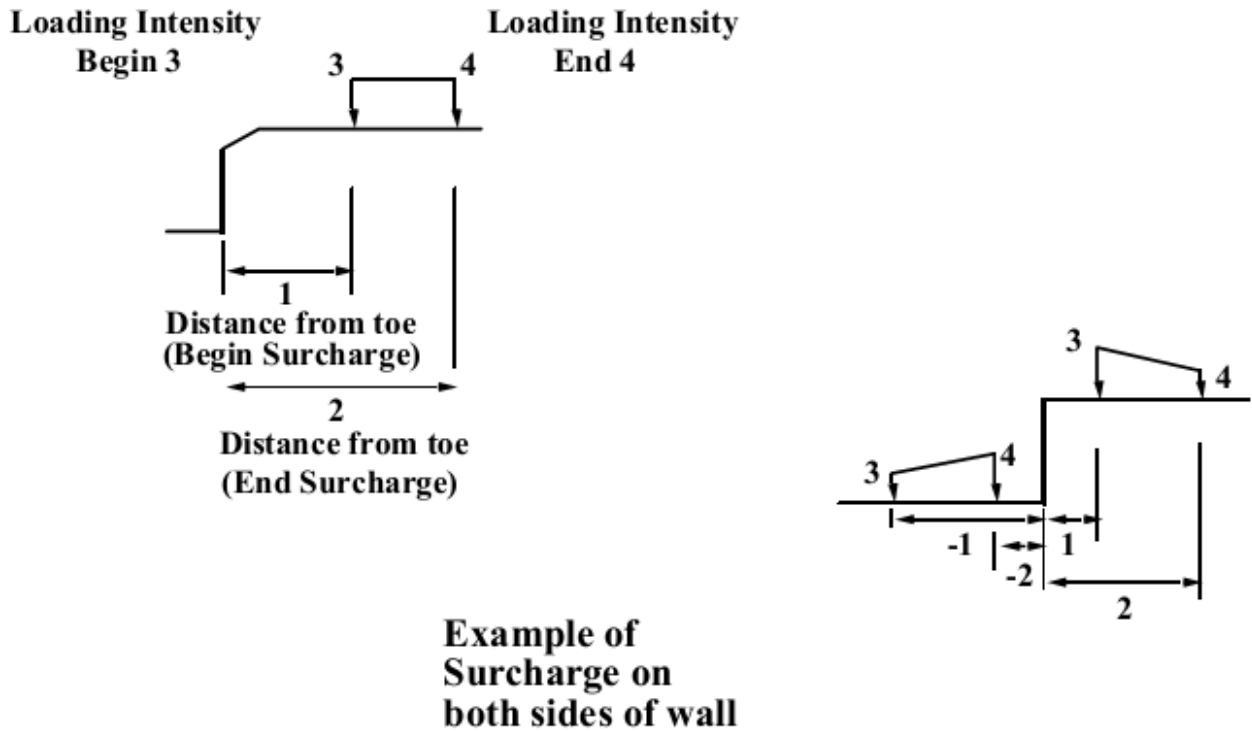


Figure F.3: Search Grid Definition.



Example of Surcharge on both sides of wall

Figure F.4: Surcharge Definition.

شتاب زلزله (پانل ۳)

وارد کنید:

۱. ضریب افقی زلزله

۲. ضریب عمودی زلزله

اگر ضریب عمودی زلزله به کار رود، بایستی به شکل کسر اعشاری ضریب افقی زلزله، وارد شود.

سطح آب (پانل ۳)

سطح آب با تعریف ۳ نقطه ی مختصات تعریف می شود. مختصات نقاط را همیشه با ۰،۰ در دیوار تعریف کنید. برای تحلیل فراتر از پنجه ی دیوار، سطح آب همانند زیر مشخص می شود: (۱) مختصات نقطه ی چپ بر روی وجه دیوار می باشد، سطح آب با پشت دیوار و زیر سطح زمین منطبق می شود؛ (۲) مختصات ۷ نقطه ی چپ منفی است، سطح آب مسطح شده یا بر سطح زمین منطبق می گردد. سطح آب بایستی یک سطح مقعر را شکل دهد (یعنی شناور شود به سوی وجه)، در غیر اینصورت، یک خطا به وجود می آید.

Panel 3

```

6.-EARTHQUAKE ACCELERATION:
KH=      A/G-----Horizontal Earthquake Coefficient.
PKH=     %KH/100--Vertical Earthquake Coefficient.
7.-WATER:
FLAGW=   ==> 0= not Used. 1= Piezometric. 2= Phreatic
          1st Point  2nd Point  3rd Point
X-Coor.==> XW1=    ft XW2=    ft XW3=    ft
Y-Coor.==> YW1=    ft YW2=    ft YW3=    ft
***** OPTION #1 *****
FLAGT=   ==> 0= Ultimate Bond, Yield, &Punching Shear values.
          1= Factored Bond, Yield, &Punching Shear values.
          2= Tie-back Wall only (with Soldier pile wall).
***** OPTION #2 *****
FSEARCH= ==> 0= The Search is Routinely from Nodes 1 to 10.
          1= The Search is conducted from nodes LA to LB.
          2= For Specified Failure Plane. Input II And JJ.
          LA= Beginning at node 'LA'.    II = Horizontal
          LB= Ending at node 'LB'.      JJ = Vertical
***** OPTION #3 *****
FLAG =   ==> 0= There is no TOE; 1= There is TOE. Enter DATA:
1st Slope Angle|1st Slope Length| 2nd Slope Angle|2nd Slope Length
I8= Degree| S8= Feet| I9= Degree| S9= Feet
SD= Ft, Vertical Depth of search.| NTS= No. of Searches.

```

برای ادامه کلید Page Up یا Page down را فشار دهید.

پیش از اجرا (ران) اسنیل، کاربر باید تصمیم بگیرد برای مسئله ی مفروض، کدامین گونه تحلیل نیاز می باشد. اسنیل اجازه ی انتخاب انواع تحلیل زیر را به کاربر می دهد:

Option 1: Used this option to define the maximum reinforcement strength. The option is recognized through the field FLAGT.

FLAGT = 0. Values of bond strength, reinforcement yield strength, and punching shear capacity are entered with ultimate values. Program uses these strength parameters divided by the indicated factor of safety.

FLAGT = 1. Values of bond strength, reinforcement yield strength, and punching shear capacity are entered as factored values. SNAIL uses these values to calculate the factor of safety.

FLAGT = 2. Use only for tieback walls (with soldier piles). No vertical component of the reinforcement is transmitted to the failure wedge.

Option 2: Search is specified within limits provided by points LS to LN (x-coordinate of left and right boundaries).

FSEARCH = 0. Search is performed for all nodes, from 1 to 10.

FSEARCH = 1. Search is performed between specified nodes LA and LB.

FSEARCH = 2. Factor of Safety of a specified failure surface is computed. Enter points II and JJ. Results are limited to selected range.

Option 3: Toe geometry is specified (see Figure F.5)

FLAG=0. No toe is considered

FLAG=1. Toe is considered and geometry must be input:

- (1) First slope angle (positive counter clockwise)
- (2) Length of first slope
- (3) Slope angle below toe (positive counter clockwise)
- (4) Length of slope extension
- (5) Maximum depth of search below toe
- (6) Number of searches (maximum of five) below toe

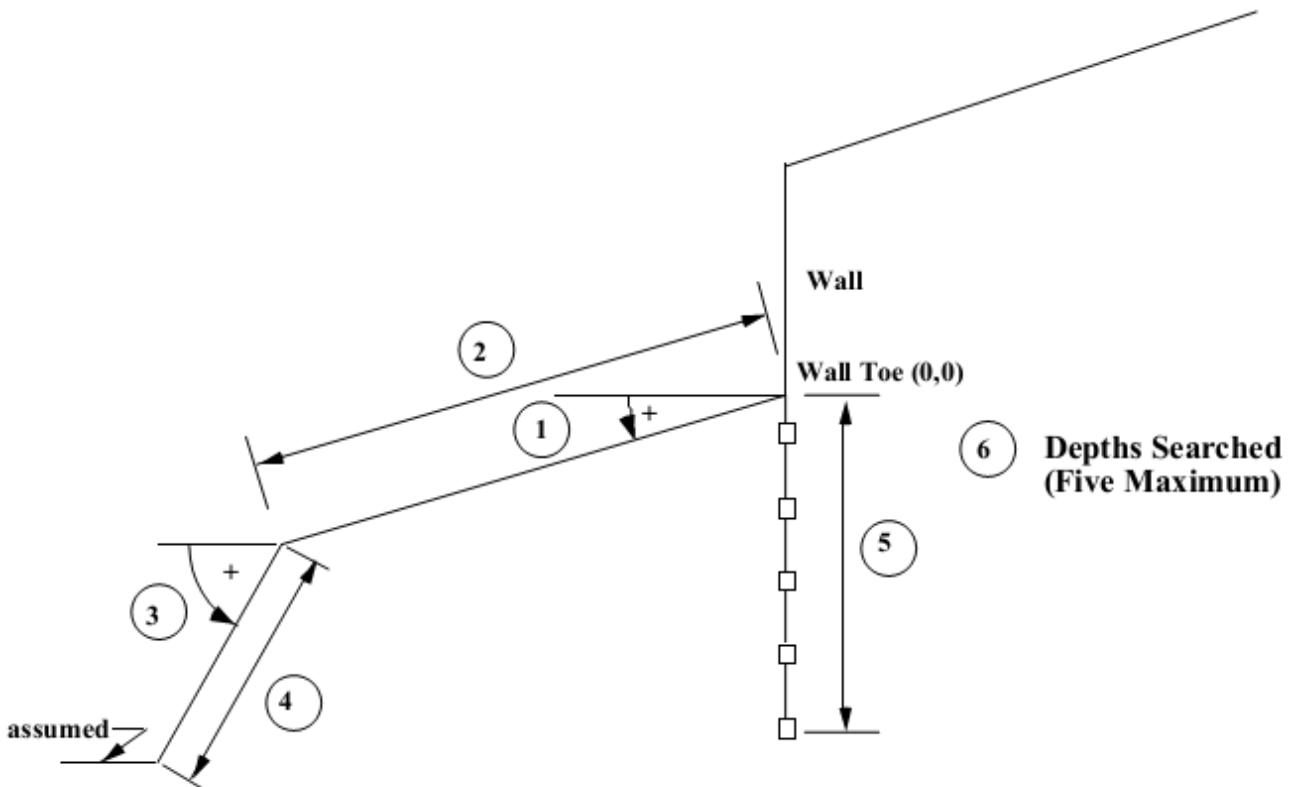


Figure F.5. Slope Geometry below Wall Toe.

Option 4: An external horizontal force, PD, which acts on the wall is specified. Force is positive when pointing toward the wall and negative when pointing away from the wall. Moments due to force are not considered. Force is transmitted to lower wedge.

Option 5: FLAGN = 0. Unused variable.

FLAGN = 1. Data for varying nail parameters is entered (Panel 5).

OPTION 5 allows modifying the nail parameters listed below (Nos. 13-20) at each nail level.

13. Total nail length
14. Nail angle of inclination
15. Nail vertical spacing
16. Nail bar diameter

17. Bond Strength
18. Nail horizontal spacing
19. Drillhole diameter
20. Nail bar yield strength

گزینه های ۴ و ۵ می توانند مستقیماً در پانل ۴ اصلاح شوند. فاصله ی عمودی میخ، و قدرت پیوند بایستی در بیرون اصلاح شوند همانطور که برای به دست آوردن پارامتر های معادل ۱۸ تا ۲۰.

Panel 4

```

***** OPTION #4 *****
PD=   Kips/ft-Width. External force on Wall. -->(+)|(-)<--
AN=   Degrees from horizontal. Positive = Counterclockwise.
***** OPTION #5 *****
FLAGN= ==> 0= OPTION #5 is not Used; 1= Used. Enter DATA:
  Reinf.      Reinf.      Vert.      Bar      Bond
Length  Inclinatio Spacing  Diameter  Stress
  (ft)    (Degree)   (ft)     (inch)    Factor*
LE(01)= AL(01)=  SV(01)=  D(01)=  SIG(01)=
LE(02)= AL(02)=  SV(02)=  D(02)=  SIG(02)=
LE(03)= AL(03)=  SV(03)=  D(03)=  SIG(03)=
LE(04)= AL(04)=  SV(04)=  D(04)=  SIG(04)=
LE(05)= AL(05)=  SV(05)=  D(05)=  SIG(05)=
LE(06)= AL(06)=  SV(06)=  D(06)=  SIG(06)=
LE(07)= AL(07)=  SV(07)=  D(07)=  SIG(07)=
LE(08)= AL(08)=  SV(08)=  D(08)=  SIG(08)=
LE(09)= AL(09)=  SV(09)=  D(09)=  SIG(09)=
LE(10)= AL(10)=  SV(10)=  D(10)=  SIG(10)=

*NOTES: The Bond Stress Factor (BSF) is a mutiplier of Bond applied
throughout a bar, regardless of soil parameters. (Default = 1.00)

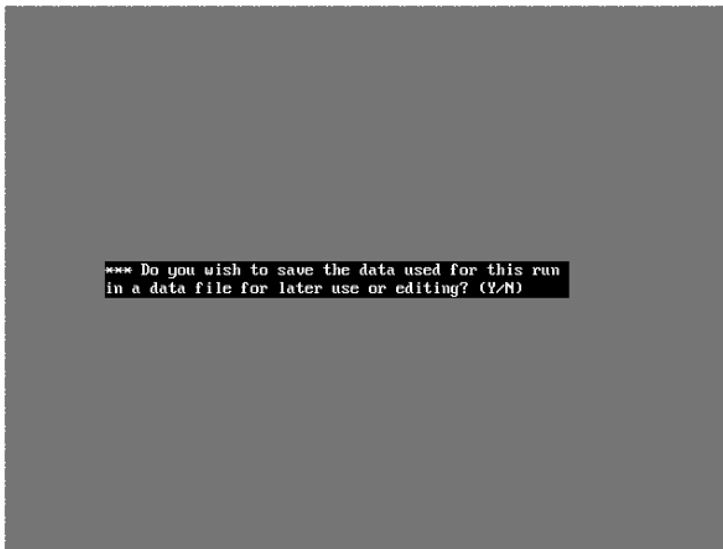
+++++ Use 'UP'or'DOWN'arrows to scroll. Hit 'Q' or 'q' to quit.+++++
    
```

```

LE(11)= AL(11)=  SV(11)=  D(11)=  SIG(11)=
LE(12)= AL(12)=  SV(12)=  D(12)=  SIG(12)=
LE(13)= AL(13)=  SV(13)=  D(13)=  SIG(13)=
LE(14)= AL(14)=  SV(14)=  D(14)=  SIG(14)=
LE(15)= AL(15)=  SV(15)=  D(15)=  SIG(15)=
LE(16)= AL(16)=  SV(16)=  D(16)=  SIG(16)=
LE(17)= AL(17)=  SV(17)=  D(17)=  SIG(17)=
LE(18)= AL(18)=  SV(18)=  D(18)=  SIG(18)=
LE(19)= AL(19)=  SV(19)=  D(19)=  SIG(19)=
LE(20)= AL(20)=  SV(20)=  D(20)=  SIG(20)=
LE(21)= AL(21)=  SV(21)=  D(21)=  SIG(21)=
LE(22)= AL(22)=  SV(22)=  D(22)=  SIG(22)=
LE(23)= AL(23)=  SV(23)=  D(23)=  SIG(23)=
LE(24)= AL(24)=  SV(24)=  D(24)=  SIG(24)=
LE(25)= AL(25)=  SV(25)=  D(25)=  SIG(25)=
LE(26)= AL(26)=  SV(26)=  D(26)=  SIG(26)=
LE(27)= AL(27)=  SV(27)=  D(27)=  SIG(27)=
LE(28)= AL(28)=  SV(28)=  D(28)=  SIG(28)=
LE(29)= AL(29)=  SV(29)=  D(29)=  SIG(29)=
LE(30)= AL(30)=  SV(30)=  D(30)=  SIG(30)=

Use Arrow and Return Keys to move around, Backspace and Delete Keys to edit
When data entry finished, press Page Up, or Down, or Esc Key to Run program.
    
```

هنگامی که تمامی داده های پانل ها تکمیل گردید، کلید <ESC> را فشار دهید.



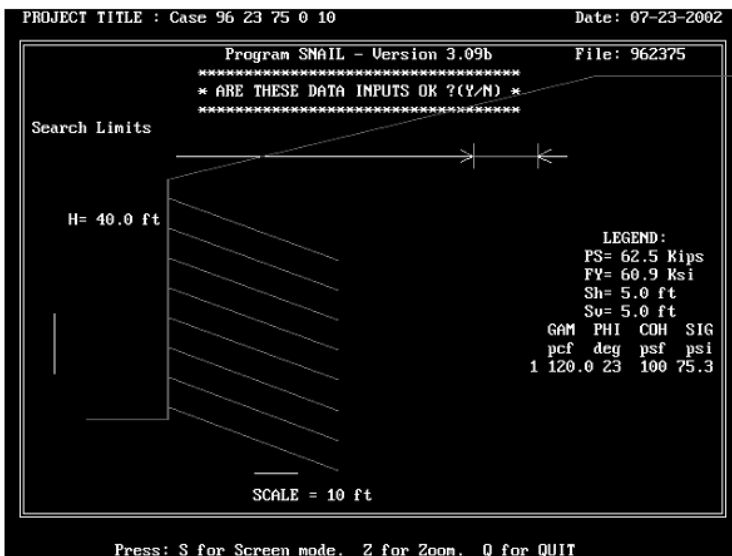
User is asked if input needs to be saved.

If **N** is entered, the program returns to data input panels for further modifications.

If **Y** is entered, input file must be saved. If the selected filename is the same as an existing file, the existing file will be overwritten. File automatically assigned the extension "inp."

Press <ENTER> to continue

داده های ورودی و هندسه ی مسئله می توانند یکبار دیگر در صفحه نمایش چک شوند.

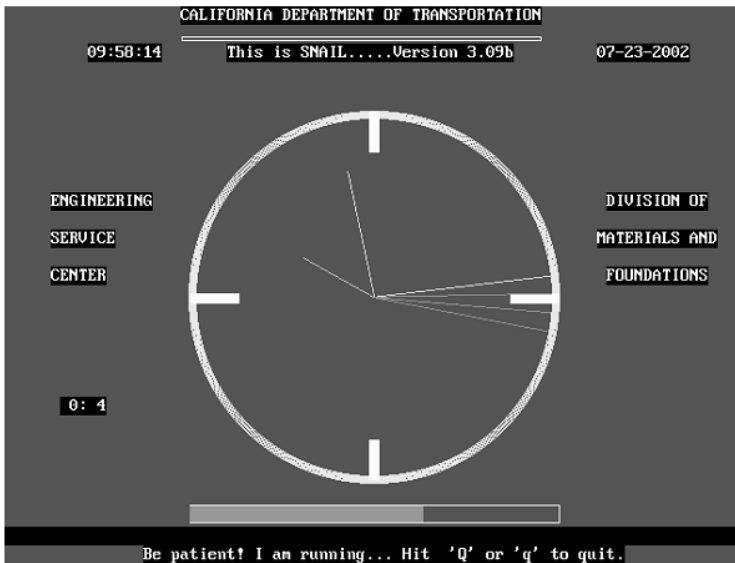


If data requires additional modification, press <N>

If data is correct, press **Y**.

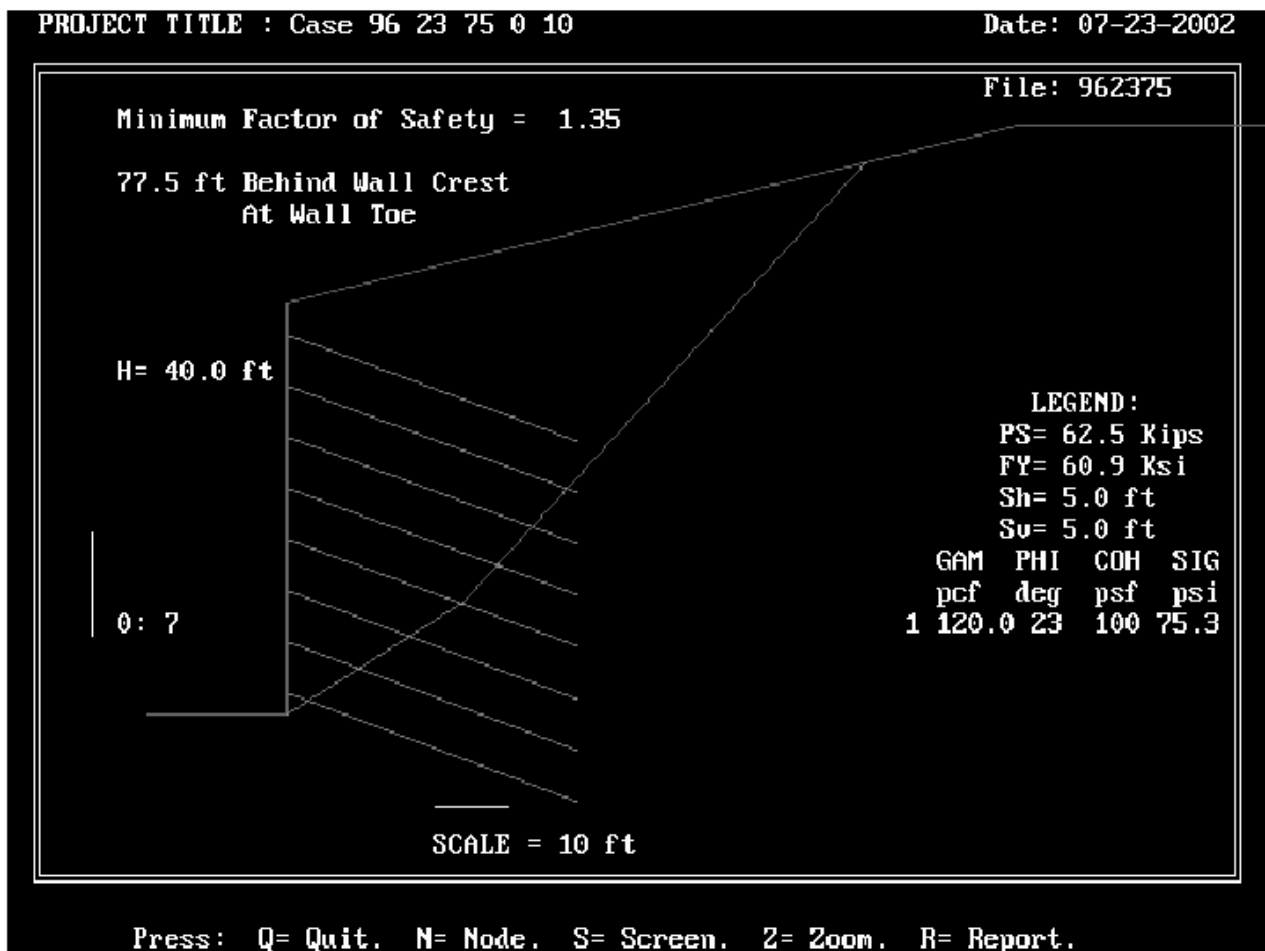
The solution is initiated.

در جریان حل، صفحه ی زیر نمایش داده می شود:



Run can be interrupted by pressing <Q>.

در شکل زیر خلاصه ای از حل به طور گرافیکی نمایش داده شده است.



المان های زیر نمایش داده شده اند:

1. Problem title, filename, and run date;
2. Wall geometry with nails, boundary lines between soil layers, and water surface;
3. Critical failure surface and associated minimum global factor of safety;
4. Distance behind the wall where the failure surface daylight;
5. Search depth below wall toe (if 3-wedge option is used);
6. Surcharge, water table and the horizontal force (PD) on facing boundary lines will be shown;
7. Legend summarizing soil unit weight, strength parameters, water table surface (if used), soil layers ID, vertical and horizontal nail spacing, nail bar yield strength, and facing punching shear capacity (PS on output screen);
8. Height of the wall (H), and reinforcement length (L); and
9. If seismic loading was present, K_H (horizontal seismic coefficient), ratio of vertical-to-horizontal seismic coefficient, and A_c : yield acceleration that gives a FS = 1.0.

سپس از کاربر پرسیده می شود:

Do you want to print the Minimum factors of safety? (Y/N)

If **Y**, analysis results is printed in a report

If **N**, user is asked if previous data needs to be modified

Do you want to edit previous data file for another run? (Y/N)

If **N**, user is asked if another existing file or a new file will be modified

Do you want to edit another file? (Y/N)

If **Y**, filename must be entered. If **N**, the program stops

Nail forces at every nail level is shown for the 10 most critical failure surfaces along with the associated factors of safety and are saved to an output file (ASCII or text file). Additionally, the average nail force that yields a global factor of safety=1.0 is also included in the output file. An abridged output file of an example run is presented below:

RESULTS OF THE MINIMUM SAFETY FACTOR FOR SPECIFIED FAILURE PLANES AT THE TOE AND BELOW							
	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE	UPPER FAILURE			
	SAFETY	BEHIND	PLANE				
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH	
	(ft)	(deg)	(ft)	(deg)	(ft)		
Toe	1.354	71.5	26.1	23.9	40.1	65.4	
Reinf. Stress at Level 1 = 0.000 Ksi							
	2 =	4.490 Ksi (Pullout controls...)					
	3 =	10.470 Ksi (Pullout controls...)					
	4 =	16.449 Ksi (Pullout controls...)					
	5 =	22.429 Ksi (Pullout controls...)					
	6 =	30.767 Ksi (Pullout controls...)					
	7 =	39.508 Ksi (Pullout controls...)					
	8 =	43.524 ksi (Punching Shear controls..)					
Press <ENTER> to continue...							

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL (ft)	FAILURE TOE (ft)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	FAILURE LENGTH (ft)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	FAILURE LENGTH (ft)
NODE 2	1.352	73.0	25.8	24.3	39.6	66.3	

Reinf. Stress at Level 1 = 0.000 Ksi
 2 = 3.878 Ksi (Pullout controls...)
 3 = 9.929 Ksi (Pullout controls...)
 4 = 15.980 Ksi (Pullout controls...)
 5 = 22.031 Ksi (Pullout controls...)
 6 = 30.552 Ksi (Pullout controls...)
 7 = 39.383 Ksi (Pullout controls...)
 8 = 43.559 ksi (Punching Shear controls..)

Press <ENTER> to continue...

...skips intermediate results

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL (ft)	FAILURE TOE (ft)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	FAILURE LENGTH (ft)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	FAILURE LENGTH (ft)
NODE 6	1.353	79.0	27.1	35.5	38.5	60.6	

Reinf. Stress at Level 1 = 0.000 Ksi
 2 = 0.682 Ksi (Pullout controls...)
 3 = 6.911 Ksi (Pullout controls...)
 4 = 14.343 Ksi (Pullout controls...)
 5 = 22.843 Ksi (Pullout controls...)
 6 = 31.344 Ksi (Pullout controls...)
 7 = 39.845 Ksi (Pullout controls...)
 8 = 43.427 ksi (Punching Shear controls..)

Press <ENTER> to continue...

```

*****
*           For Factor of Safety = 1.0           *
* Maximum Horizontally Average Reinforcement Working Force: *
*           22.323 Kips/level           *
*****
    
```

Press <ENTER> to continue...