

چکیده

یکی از مهمترین مشکلات و دغدغه‌های موجود در رشته مهندسی عمران، حفاظت از گودها و ساختمان‌های موجود در مجاورت آن می‌باشد که در صورت عدم رعایت روش‌های مناسب به منظور در حفاظت گودها و همچنین شیب‌های در حال احداث، امکان ایجاد خسارت‌های جبران‌ناپذیر وجود دارد و لذا لازم است که قبل از شروع حفاری با استفاده از سیستم نگهدارنده جانبی، محیطی امن و پایدار جهت حفاظت از دیواره گود ایجاد نمود. روش‌های بسیاری برای پایدارسازی گودها وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش میخ‌کوبی، مهاربندی با انکر و سازه نگهبان خrpایی اشاره کرد.

در این تحقیق پس از شرح مختصر روش‌های مذکور، اثر پارامترهای مقاومتی خاک در پایدارسازی گود بررسی می‌شود برای بررسی اثر پارامترهای مقاومتی خاک 5 ترانشه با عمق‌ها و ضرایب چسبندگی و اصطکاک مختلف تحلیل پایداری گردیده‌اند برای این منظور روش‌های میخ‌کوبی و مهاربندی با انکر در نرم‌افزار GeoStudio نسخه 2004 و روش سازه نگهبان خrpایی در نرم‌افزار Sap 2000 نسخه 14.1 مدل‌سازی شده و آنالیز پایداری روی آن‌ها صورت گرفته است سپس برای هر روش برآورد اقتصادی صورت می‌گیرد. همچنین یک سری تحلیل بار- تغییر شکل بر روی تعدادی از ترانشه‌ها صورت گرفته تا تغییر مکان‌ها نیز مورد بررسی قرار گیرند و در نهایت نتایج بدست آمده به صورت نمودار ارایه گردیده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

در گودهای عمیق که به دو روش میخ‌کوبی و مهاربندی با انکر پایدارسازی شده‌اند. روش مهاربندی با انکر هزینه کمتری را نسبت به روش میخ‌کوبی دارد که این تفاوت تا 50٪ نیز ممکن است برسد. همچنین در ترانشه‌هایی که قابلیت پایدارسازی با روش میخ‌کوبی و سازه نگهبان خrpایی را دارند مقرون به صرفه‌تر است تا از روش خrpایی استفاده شود این امر مخصوصاً در خاک‌های با مقاومت کم مشهودتر می‌باشد.

کلمات کلیدی: گودبرداری، میخ‌کوبی، مهاربندی با انکر، سازه نگهبان خrpایی، تحلیل پایداری، آنالیز عددی.

فصل اول: پیشگفتار

1-1- مقدمه

در مهندسی ژئوتکنیک روش‌های متفاوتی برای بهبود خواص مکانیکی خاک به کار برده می‌شود. روش تسلیح خاک به عنوان یک روش مفید و اقتصادی برای حل بسیاری از مسائل علمی در مهندسی ژئوتکنیک نظیر پایدارسازی شیروانی‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. با افزایش روزافزون گودبرداری‌های عمیق در شهرها نیاز به افزایش دانش نسبت به این مساله امری ضروری به نظر می‌رسد. در این راستا استفاده از روش‌های میخ‌کوبی^۱، مهاربندی با انکر^۲، و سازه نگهبان خریایی متداول شده است. یکی از موارد تاثیرگذار بر پایداری شیروانی‌ها، پارامترهای مقاومتی خاک مانند زاویه اصطکاک و چسبندگی می‌باشد که در روش‌های مذکور باید بررسی و با یکدیگر مقایسه شوند.

1-2- بیان مساله

برای پایدارسازی شیروانی‌ها از روش‌های مختلفی مانند اصلاح هندسی، اجرای دیوار حائل، تسلیح خاک و... استفاده می‌شود در این تحقیق از 3 روش میخ‌کوبی، مهاربندی با انکر و سازه نگهبان خریایی جهت پایدارسازی شیروانی‌ها استفاده می‌شود. در هر روش تاثیر پارامترهای مقاومتی خاک مانند زاویه اصطکاک و چسبندگی بر پایداری بررسی شده و سپس نتایج روش‌ها با یکدیگر مقایسه می‌گردند برای این منظور برای هر روش 5 گود با اعماق مختلف و با زاویه‌های اصطکاک 25 و 27 و 30 و 35 و 40 و 45 درجه و با چسبندگی‌های 1، 5، 10، 15 و 20 کیلوپاسکال در نظر گرفته شده و در نرم‌افزار مورد نظر مدلسازی می‌شود برای روش میخ‌کوبی و مهاربندی با انکر از GeoStudio2004 و برای سازه نگهبان خریایی از Sap2000 استفاده می‌شود. پس از تحلیل نتایج برای حالت‌های مختلف گراف‌های مورد نظر تهیه می‌شود. بدین صورت تاثیر پارامترهای مقاومتی در شیروانی‌ها بررسی شده و روش مناسب برای شیروانی مورد نظر میسر خواهد شد.

1-3- ضرورت تحقیق

با روند رو به افزایش جمعیت شهرها و افزایش سرعت ساخت و ساز، توجه به محافظت و ایمنی گودها و ساختمان‌های مجاور گودبرداری‌ها از مهم‌ترین مسائل در ساخت و سازهای شهری می‌باشد به همین دلیل موضوع پایدارسازی گودها و شیروانی‌های خاکی مسلح موضوعی بسیار مهم و کاربردی می‌باشد بنابراین مطالعه تاثیر پارامترهای مقاومتی خاک بر روش‌های مختلف از اهمیت به سزایی برخوردار است. در سال‌های اخیر نیاز به تعیین روش‌های مناسب پایداری شیروانی‌ها در شهرهای بزرگ

1- Nailing
2- Anchorage

از جمله تهران افزایش یافته است اما در این میان کمتر به مقایسه روش‌های مختلف و تهیه گراف‌های کاربردی در این زمینه پرداخته شده است. به همین دلیل انجام پژوهش‌هایی در این زمینه به جهت افزایش دانش در این زمینه و فهم بهتر ضروری به نظر می‌رسد.

1-4- روش تحقیق

با انجام مطالعات کتابخانه‌ای که شامل استفاده از کتاب، پایان‌نامه، آیین‌نامه‌ها و مقالات چاپ شده در مراجع علمی معتبر می‌باشد ادبیات موضوع و روش‌های تحلیل استخراج شده‌اند. روشی که برای تجزیه و تحلیل اطلاعات به کار رفته است تحلیل عددی می‌باشد و از طریق این نتایج گراف‌های کاربردی برای روش‌های مختلف بدست آمده است.

1-5- اهداف تحقیق

هدف اصلی این تحقیق بررسی تاثیر پارامترهای مقاومتی خاک بر پایداری گودهای مسلح شده می‌باشد که با انجام مدل‌سازی گودهای مختلف و تحلیل عددی نتایج روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. اهمیت این کار در تعیین روش مناسب برای پایداری گودها پر واضح است اما اندک بررسی نشان خواهد داد که بیشتر پژوهش‌های انجام شده در این زمینه کمتر به مقایسه روش‌های مختلف پرداخته شده است و هدف از انجام این پژوهش بررسی و مقایسه روش‌های میخ‌کوبی، مهاربندی با انکر و سازه نگهبان خرابایی می‌باشد.

1-6- ساختار تحقیق

این پایان‌نامه در 6 فصل تدوین شده است:

فصل اول ضمن تعریف مساله و بیان ابعاد آن، پیرامون اهمیت و لزوم انجام این پژوهش سخن به میان آورده است.

فصل دوم مروری بر ادبیات فنی می‌باشد و در نخستین گام به جمع‌آوری، معرفی و بررسی تعدادی از معتبرترین پژوهش‌های اخیر، پرداخته می‌شود.

در فصل سوم، مبانی نظری روش‌های میخ‌کوبی، مهاربندی با انکر و سازه نگهبان خرابایی و ارایه روابط مربوطه می‌باشد.

در فصل چهارم، به ارائه روش تحقیق می‌پردازد که چه تعداد دیوار با ارتفاعات مختلف و خاک‌ها با پارامترهای برشی مختلف شامل c و ϕ به روش‌های میخ‌کوبی، مهاربندی با انکر و سازه نگهبان خرابایی پایداری می‌شوند و ضرایب اطمینان مربوطه توسط نرم‌افزار GeoStudio2004 برای دو روش اول و نرم‌افزار Sap2000 برای روش آخر محاسبه می‌شود و براساس تحلیل این نرم‌افزارها

دیوارها با یکدیگر از لحاظ اقتصادی و هزینه اجرا مقایسه می شوند تا روش بهینه و اقتصادی برای یک تیپ دیوار و یا گودبرداری حاصل شود. همچنین دیوارها از نظر تغییر شکل نیز بررسی خواهند شد. در فصل پنجم، نتایج بدست آمده از تحلیل صورت گرفته ارایه می شود و هزینه اجرایی دیوارها براساس پارامترهای مختلف مانند پارامترهای برشی خاک و ارتفاع دیوارها محاسبه می شود و در نهایت با مقایسه روش های مختلف یک روش کم هزینه برای گودبرداری مورد نظر پیشنهاد می شود. در فصل ششم، یک جمع بندی از نتایج بدست آمده در این تحقیق ارائه خواهد گردید و در پایان موضوعاتی برای علاقه مندان جهت ارائه پژوهش در زمینه کار انجام شده و تحقیقات بیشتر پیشنهاد می شود.

فصل دوم: مروری بر ادبیات فنی

مطالعات گوناگونی بر روی انواع سیستم‌های حفاظت گودبرداری صورت گرفته است. دسته‌ای از این مطالعات به بررسی رفتار این سیستم‌ها می‌پردازند و دسته دیگر به بررسی رویکردهای مختلف مدل‌سازی عددی به وسیله نرم‌افزارهای عددی پرداخته‌اند. از آنجایی که هدف این پایان‌نامه بررسی تاثیر پارامترهای مقاومتی خاک بر پایداری گودها و شیروانی‌های مسلح‌سازی شده می‌باشد بنابراین در این فصل پیشینه پژوهش‌های صورت گرفته بر پایداری شیروانی‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

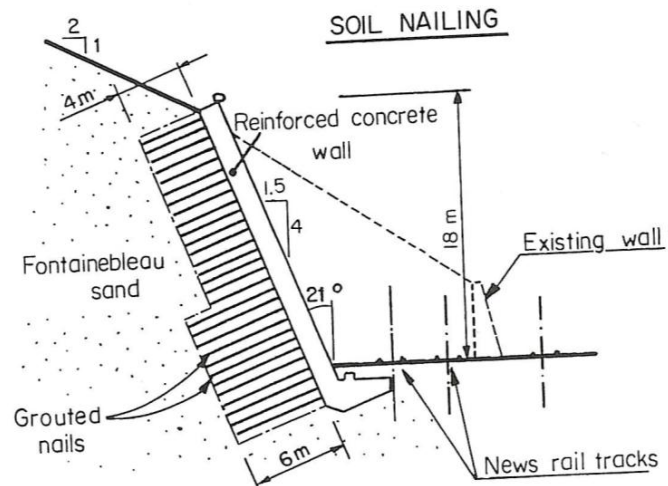
2-1- مروری بر مطالعات روش میخ‌کوبی

2-1-1- میخ‌کوبی خاک و تاریخچه

این تکنیک در ابتدا از روشی که برای پایدارسازی سنگ توسط پیچ سنگ (Rock Bolt) به وجود آمده بود نشأت گرفت. برای اولین بار مهندسین استرالیایی از روش میخ‌کوبی برای پایدارسازی شیروانی‌های سنگی در تونل استفاده کردند آن‌ها در اوایل دهه‌ی 1960 برای پایدارسازی جداره‌های تونل، شبکه‌ای از سوراخ‌ها را در طاق و دیوارهای سنگی تونل حفاری کرده، در داخل آن میلگردهای فولادی قرار داده و قسمت انتهایی آن را با شبکه مش‌بندی در محیط تونل گیردار کردند.

سپس با دوغاب‌ریزی در سوراخ‌های حفر شده و بتن‌پاشی به جداره‌ی تونل، موفق به پایداری ایمن جداره‌های داخلی تونل شدند. این روش بعدها توسط مهندسین آلمان و فرانسوی برای پایدارسازی در شیروانی‌های خاکی مورد استفاده قرار گرفت. به عبارت دیگر مهندسین آلمانی و فرانسوی، روش استرالیایی میخ‌کوبی در سنگ را برای شیب‌ها و دیوارهای خاکی به کار بستند. آن‌ها استفاده از تکنولوژی میخ‌کوبی در تونل را به پایدار نمودن شیب‌ها و دیوارهای گود و کوله‌ی پل‌ها تعمیم دادند.

یکی از اولین کاربردهای میخ‌کوبی در خاک که در شکل نشان داده شده است در سال 1972 برای تعریض خط آهن نزدیک ورسای (Versailles) در فرانسه صورت گرفت. این دیوار موقت به ارتفاع 18 متر و با شیب 70 درجه در ماسه سمته شده، با به کارگیری میخ‌های کوتاه و با تراکم زیاد ساخته شد. مساحت این دیوار 12000 متر مربع که با 25000 میخ فولادی در گمانه‌هایی که با دوغاب سیمان پر شده بود، مسلح شد. اولین دیوار میخ‌کوبی شده در امریکا در سال 1976 به طول 13/7 متر به منظور گودبرداری برای بیمارستان Good Samaritan در Portland ساخته شد. در مقایسه با دیگر روش‌های پایدارسازی این گود، 30٪ در زمان و 15٪ در کل هزینه‌ها صرفه‌جویی شد [2].



شکل 2-1: اولین دیوار میخ‌کوبی شده [1]

در آلمان اولین دیوار در سال 1979 به ارتفاع 14 متر در اشتوتگارت ساخته شد همچنین تحقیقات گسترده‌ای بر روی دیوارهای میخ‌کوبی شده توسط دانشگاه کارل شروهه (Karlsruhe) و شرکت ساختمانی بوئر (Bauer) بین سال‌های 1975 تا 1981 انجام شد. این برنامه تحقیقاتی شامل آزمایش بر روی دیوارهای آزمایشی با مقیاس واقعی و با اندازه‌های مختلف بود تا بتوان از طریق آن روش‌های تحلیل و طراحی دیوارهای میخ‌کوبی شده را گسترش داد. هزینه تحقیقات 2/3 میلیون دلار اعلام شد. با گسترده شدن استفاده از این روش یک برنامه تحقیقاتی بزرگ تحت عنوان Clouterre در سال 1989 در فرانسه آغاز شد. هزینه این برنامه 5 میلیون دلار تخمین زده شد و شامل دیوارهای ساخته شده در ماسه سمته شده بود که در سه آزمایش، اطلاعات مفیدی برای تحلیل عملکرد این دیوارها بدست آمد.

در اولین آزمایش دیواری با ضریب اطمینان 1/1 ساخته شد و خاک اشباع گردید. با اشباع شدن خاک و کم شدن چسبندگی بین میخ و خاک، دیوار به مرز خرابی رسید. در آزمایش دوم، هدف مطالعه پایداری کلی و موضعی دیوار بود. دیواری به ارتفاع 6 متر ساخته شد و با افزایش ارتفاع فازهای ساخت، دیوار به مرز خرابی رسید.

در آزمایش سوم، اثر طول میخ در پایداری کنترل شده میخ‌ها در غلاف‌هایی تعبیه شده بودند و به تدریج میخ‌ها بیرون کشیده می‌شدند تا کمترین طول میخ که متناظر با خرابی دیوار بود، مشخص شود. در آمریکای شمالی برای اولین بار در دهه‌ی 1970 دیوارهای میخ‌کوبی شده‌ی زیادی در شهرهای ونکوور (Vancouver)، واشنگتن (Washington) و مکزیکوسیتی (Mexico City) اجرا شد. یکی از اولین

دیوارهای میخ‌کوبی شده‌ی قابل توجه در آمریکا، مهار خاکبرداری با عمق 13/7 متر در ماسه لای دار متراکم برای توسعه بیمارستان گود سمیرتان (Good Samaritan) واقع در پورتلند اورگان (Portland Oregon) بود که در سال 1976 به بهره‌برداری رسید. مهندسين این طرح در مقام مقایسه بین اجرای دیوار میخ‌کوبی شده و اجرای دیوار حایل بتنی ابراز داشتند که این طرح با نصف زمان و 85 درصد کاهش هزینه نسبت به اجرای دیوار حائل بتنی به بهره‌برداری رسیده است. هم‌چنین وزارت راه آمریکا در سال 1989 برای اولین بار از تکنولوژی میخ‌کوبی برای گودبرداری کوله‌های پل استفاده کرد. در دو دهه‌ی اخیر استفاده از تکنولوژی میخ‌کوبی در سراسر جهان رشد چشمگیری داشته است. این روش جز روش‌های مورد علاقه‌ی کارفرمایان بوده و مهندسين طراح و اجرا توجه بیشتری به تکنیک‌های طراحی و اجرای میخ‌کوبی پیدا کرده‌اند. در ابتدای رواج سیستم میخ‌کوبی از این سیستم بیشتری برای احداث سازه‌های نگهدارنده موقت استفاده می‌شد، در حالی که در 10 سال گذشته استفاده از میخ‌کوبی در احداث سازه‌های نگهدارنده دائمی رشد چشمگیری پیدا کرده است [3].

2-1-2 عملکرد دیواره میخ‌کوبی با عمق گودبرداری 14/5 متر در خاک دستی

Liew et al. تحقیقاتی بر روی رفتار میخ‌کوبی دیواره‌های گودبرداری به عمق 7 تا 14/5 متر در خاک دستی در کشور مالزی انجام داده‌اند. طراحی دیواره میخ‌کوبی براساس توصیه‌های FHWA (1998) صورت پذیرفته است و ضریب اطمینان حاصل از تحلیل‌های تعادل حدی به روش اسپنسر 1/4 در نظر گرفته شده است.

بر این اساس نیل‌هایی به قطر 32 میلیمتر از جنس فولاد مقاوم در برابر خوردگی با طول 6 تا 12 متر و با فواصل افقی و قائم 1/25 متر جهت پایداری سازی خاک استفاده شده است. شیب دیواره با نسبت افقی به قائم 4 به 1 می‌باشد. رویه از نوع بتن پاشی و با ضخامت 12/5 سانتی‌متر می‌باشد که با 2 لایه مش تسلیح گردیده است. گودبرداری و اجرای میخ‌کوبی به صورت مرحله به مرحله و با گام‌های حداکثر با عمق 2 متر اجرا گردیده است.

SPT-N خاک منطقه از 0 تا 20 یا عمق تغییر می‌کند. مقاومت چسبندگی عمومی منطقه در حدود 5 KPa زاویه اصطکاک داخلی آن در حدود 32 درجه می‌باشد. در عمق 12 تا 15 متری از سطح زمین یک لایه خاک ضعیف‌تر مقاومت چسبندگی 0/5 کیلو پاسکال و زاویه اصطکاک داخلی 20 درجه است. جهت رفتارنگاری از انحراف سنج‌ها، چاه‌های مشاهده‌ای، نشانگرهای تغییر شکل سطح و همچنین کرنش سنج‌ها استفاده گردیده است. نتایج رفتارنگاری نشان داد که دیواره میخ‌کوبی مورد نظر رفتار مورد قبولی در خاک سست دستی داشته است.

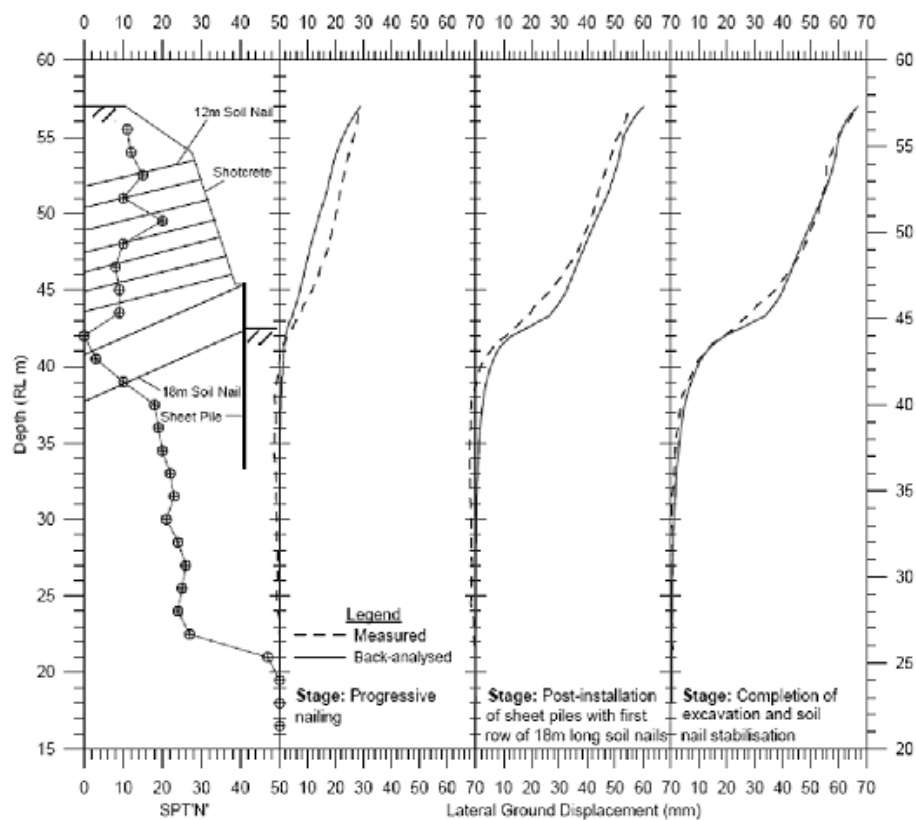
براساس مشخصات طرح مدل المان محدود برای شبیه‌سازی رفتار سیستم توسعه یافته است و از نتایج رفتارنگاری جهت آنالیز برگشتی و بهسازی مدل استفاده شده است. جدول (2-1) پارامترهای خاک حاصل آزمایشات و مقادیر حاصله از آنالیز برگشتی را نمایش می‌دهد [4].

جدول (1-2) پارامترهای خاک حاصل آزمایشات و مقادیر حاصله از آنالیز برگشتی [4]

تراز لایه	γ_b (kN/m^3)	C' (kN/m^2)	ϕ' $^\circ$	E' (kN/m^2)	E'_{ur} (kN/m^2)	Back Analysed E' (kN/m^2)
57-49	18.5	5	32	30000	90000	18000
49-43	18.5	5	32	22500	67500	16200
43-40	18	0.5(5)*	20	32500	97500	32500
40-37	18.5	5(10)*	32	25000	75000	25000
37-21	18.5	5(10)*	32	50000	150000	50000
21	19.5	7	32	125000	375000	125000

*مقادیر داخل پرانتز مقادیر بکار رفته در آنالیز برگشتی المان محدود می باشد.

شکل (2-2) نمونه ای از مقایسه نتایج حاصل از مدل ساخته شده و تغییر شکل جانبی دیواره در مراحل اجرا را نشان می دهد. براساس این مطالعه می توان با بهسازی پارامترهای خاک حاصل از آزمایشات و باتوجه به آنالیز برگشتی به مدل عددی با نتایجی قابل قبول دست یافت.



شکل (2-2) تغییر شکل جانبی دیواره [4]

2-1-3 پایداری سازی گودبرداری عمیق در سنگ نرم در استانبول ترکیه

(H.T. Durgunoglu et al. (2003 مطالعه‌ای بر روی نتایج رفتارنگاری 6 مورد از دیوارهای میخ‌کوبی شده گودبرداری‌های عمیق در شهر استانبول در ناحیه‌های با لایه‌های greywacke انجام داده‌اند. greywacke لایه‌های متناوب ماسه سنگ، سنگ سیلتی و سنگ رسی ترک خورده می‌باشد که درجات مختلفی از هوازگی نزدیک به سطح دارند.

Greywacke به عنوان سنگ‌های نرم دسته‌بندی شده که سرعت موج برشی در آنها $V_s = 400 \sim 800 \text{ m/s}$ بسته به توزیع ترک‌ها می‌باشد. مدول برشی $G_m = 20 \sim 100 \text{ MPa}$ تخمین زده شده و مدل الاستیسته $E_m = 50 \sim 250 \text{ MPa}$ بسته به هوازگی ماسه سنگ یا سنگ سیلتی یا رسی در قالب greywacke تغییر می‌کند.

در این مطالعات ارتفاع دیوارهای میخ‌کوبی شده بین 10 تا 32/5 متر تغییر می‌کند و شیب دیواره در تمامی آنها 85 درجه نسبت به سطح افق می‌باشد. جزئیات طراحی و عملکرد مربوط به هریک از پروژه‌ها در جدول (2-2) ارائه شده است.

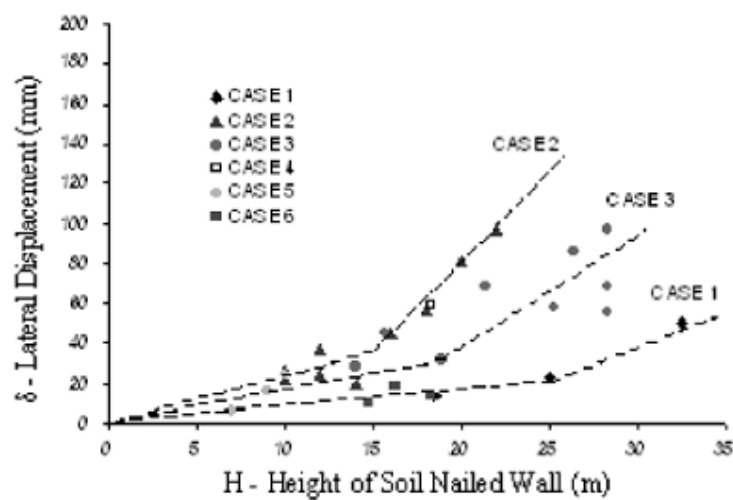
رفتار این دیوارها توسط انحراف سنج‌هایی در طول عملیات گودبرداری و پس از آن ثبت گردیده است. برای مقایسه تراکم میخ (نسبت مجموع طول نیل بکار رفته به سطح دیوار) بکار گرفته شده‌اند. براین اساس برای دستیابی به عملکرد مناسب حدودی را برای طول میانگین نیل و تراکم نیل باتوجه به ارتفاع دیوار میخ‌کوبی در شهر استانبول ارائه کرده‌اند [5].

جدول (2-2) جزئیات طراحی و عملکرد دیواره‌های میخکوبی [5]

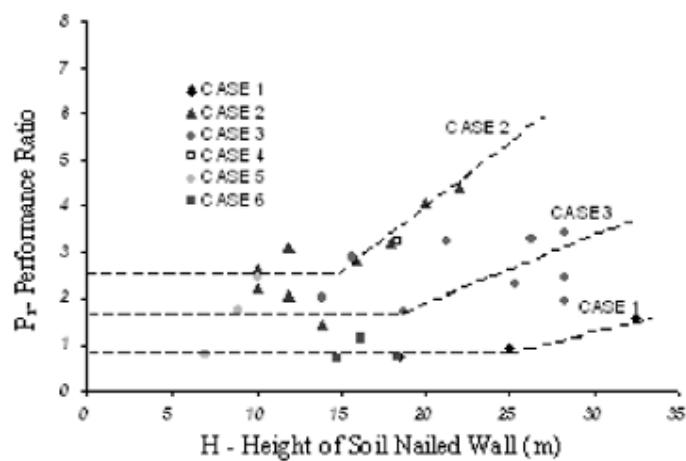
Case 1: BJK Fulya Complex, Fulya, Istanbul									
Inc. No.	H (m)	S (m ²)	L (m)	δ_h (mm)	η (m/m ²)	L_r	B_r	S_r (10 ⁻³)	P_r (10 ⁻³)
1	18.5	2.7	9.2	14.0	3.4	0.5	0.4	4.1	0.8
2	25.0	2.1	11.2	22.7	5.3	0.4	0.6	5.3	0.9
3	32.5	2.1	10.2	50.6	4.9	0.3	0.5	5.3	1.6
Case 2: Istinye Park Complex, Istinye, Istanbul									
Inc. No.	H (m)	S (m ²)	L (m)	δ_h (mm)	η (m/m ²)	L_r	B_r	S_r (10 ⁻³)	P_r (10 ⁻³)
1	10.0	3.0	5.1	26.6	1.7	0.5	0.2	3.7	2.7
2	10.0	3.0	8.3	22.0	2.8	0.8	0.3	3.7	2.2
3	12.0	3.0	6.0	36.7	2.0	0.5	0.2	3.7	3.1
4	12.0	3.0	8.8	24.7	2.9	0.7	0.3	3.7	2.1
5	14.0	3.0	9.1	19.9	3.0	0.7	0.3	3.7	1.4
6	16.0	3.0	8.2	45.3	2.7	0.5	0.3	3.7	2.8
7	18.0	3.0	9.3	56.7	3.1	0.5	0.3	3.7	3.1
8	20.0	3.0	9.7	80.8	3.2	0.5	0.3	3.7	4.0
9	22.0	3.0	10.1	96.5	3.4	0.5	0.4	3.7	4.4
Case 3: Kanyon Complex, Levent, Istanbul									
Inc. No.	H (m)	S (m ²)	L (m)	δ_h (mm)	η (m/m ²)	L_r	B_r	S_r (10 ⁻³)	P_r (10 ⁻³)
1	14.0	2.7	8.4	27.8	3.1	0.6	0.3	4.1	2.0
2	15.7	3.0	9.4	45.1	3.1	0.6	0.3	3.7	2.9
3	18.8	2.4	9.5	32.5	4.0	0.5	0.4	4.6	1.7
4	21.3	2.7	11.6	69.2	4.3	0.5	0.5	4.1	3.2
5	25.3	2.4	11.2	57.5	4.7	0.4	0.5	4.6	2.3
6	26.3	2.4	11.8	85.7	4.9	0.4	0.5	4.6	3.3
7	28.3	2.3	11.3	54.8	5.0	0.4	0.5	4.9	1.9
8	28.3	2.3	11.3	69.2	5.0	0.4	0.5	4.9	2.4
9	28.3	2.3	11.6	97.0	5.1	0.4	0.5	4.9	3.4
Case 4: Mashattan Residence, Maslak, Istanbul									
Inc. No.	H (m)	S (m ²)	L (m)	δ_h (mm)	η (m/m ²)	L_r	B_r	S_r (10 ⁻³)	P_r (10 ⁻³)
1	18.3	2.4	6.7	59.3	2.8	0.4	0.3	4.6	3.2
Case 5: Tepe Shopping Mall, Maltepe, Istanbul									
Inc. No.	H (m)	S (m ²)	L (m)	δ_h (mm)	η (m/m ²)	L_r	B_r	S_r (10 ⁻³)	P_r (10 ⁻³)
1	7.0	2.7	6.4	5.6	2.4	0.9	0.2	4.1	0.8
2	9.0	2.3	12.0	15.8	5.3	1.3	0.6	4.9	1.8
3	9.0	2.4	7.3	15.4	3.1	0.8	0.3	4.6	1.7
4	10.0	2.3	12.0	24.3	5.3	1.2	0.6	4.9	2.4
Case 6: Besler Warehouse, Pendik, Istanbul									
Inc. No.	H (m)	S (m ²)	L (m)	δ_h (mm)	η (m/m ²)	L_r	B_r	S_r (10 ⁻³)	P_r (10 ⁻³)
1	14.7	4.0	9.3	10.2	2.3	0.6	0.2	2.8	0.7
2	16.2	4.0	9.6	18.3	2.4	0.6	0.3	2.8	1.1
3	18.4	3.6	9.6	13.4	2.7	0.5	0.3	3.1	0.7

H ارتفاع حفاری (m)، $S_v * S_h$ سطح هر نیل (m²)، L میانگین طول نیل (m)، δ_h جابجایی جانبی در بالای دیوار (mm)، η تراکم نیل (m/m²)، $L/H : L_r$ ، $L/S : B_r$ ، $D * L/S : B_r$ نرخ پیوند، D قطر چال حفاری، $D^2 / S : S_r$ نرخ مقاومت و $\delta_h / H : P_r$ نرخ عملکرد.

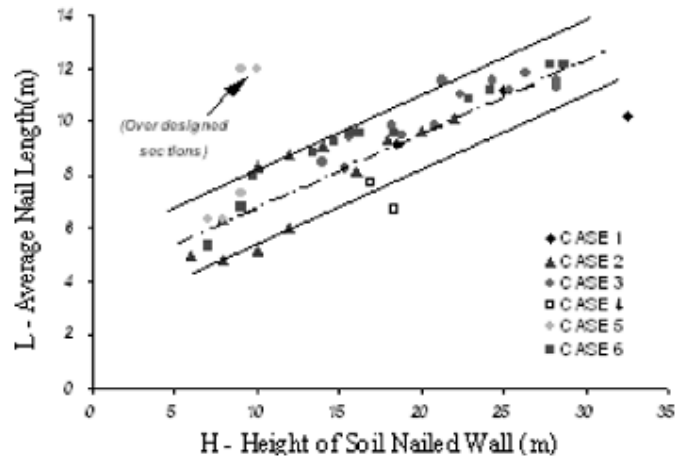
در این مطالعه چنانچه در شکل های (2-3) تا (2-5) مشاهده می شود با تهیه یک جامعه آماری سعی گردیده است مقایسه ای بین تغییر شکل های افقی و نرخ عملکرد با پیشرفت گودبرداری و میانگین طول نیل و تراکم نیل در ارتفاع دیوارهای مورد مطالعه انجام پذیرد.



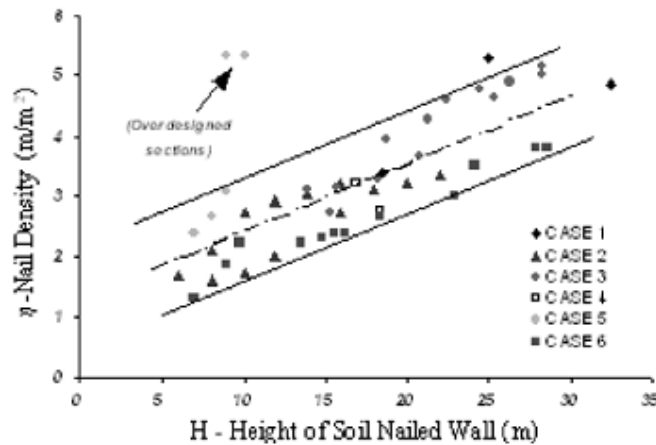
شکل (2-3) تغییر شکل های جانبی با ارتفاع [5]



شکل (2-4) نرخ عملکرد با ارتفاع [5]



شکل (2-5) طول میانگین نیل در ارتفاع دیوار [5]



شکل (2-6) تراکم نیل در ارتفاع دیوار [5]

چنانچه در شکل‌های بالا مشاهده می‌شود در این پروژه‌ها طول نیل به صورت خطی با ارتفاع افزایش می‌یابد. میانگین طول نیل بکار رفته 5 تا 8 متر برای ارتفاع 10 متر و 8 تا 11 متر برای ارتفاع 20 متر می‌باشد. و متعاقب آن تراکم نیل نیز به صورت خطی با ارتفاع دیوار افزایش می‌یابد که حدود 1/6 تا 3/2 برای ارتفاع 10 متر و 2/8 تا 4/4 برای ارتفاع 20 متر می‌باشد. چنانچه مشاهده می‌شود مقادیر جابجایی جانبی تمایل به افزایش بعد از 5 متر برای ماسه سنگ و 15 متر برای سنگ رسی دارند. نتایج این مطالعه نشان داد که افزایش خطی جابجایی جانبی یا ارتفاع دیوار تا عمق مشخص معتبر می‌باشد. براین اساس استفاده از روش‌های قراردادی برای طراحی (FHWA2003) و جدول‌ها و نمودارهای از پیش توسعه یافته برای تخمین جابجایی جانبی یا نرخ کاربرد ممکن است باعث گمراهی در میخ‌کوبی‌های عمیق شود.

2-1-4 خمش جانبی میخ کوبی خاک در یک گودبرداری

W.L.Cheang et al. در تحقیق خود از نتایج رفتارنگاری دیواره 11 متری CBP متشکل از شمع‌های مجاور بتنی به قطر 1 متر که به وسیله 7 ردیف نیل با فواصل افقی 1 متر مهار گردیده‌اند جهت توسعه و بهسازی یک مدل المان محدود برای مطالعه بر روی اهمیت سختی خمشی دیوار و نیل استفاده کرده‌اند. مشخصات خاک منطقه در جدول (2-3) ارائه شده است.

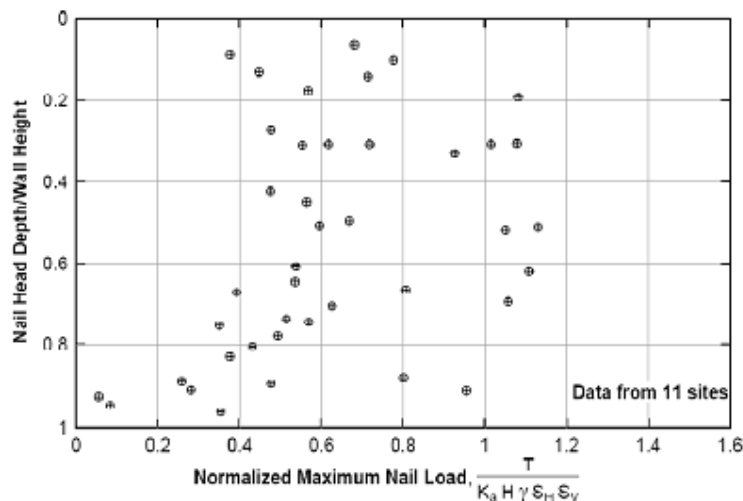
جدول (2-3) مشخصات خاک منطقه [6]

خاک	عمق (m)	N-SPT	E(KPa)	ϕ	C(KPa)
لایه 1	0-9	<12	34000	25	2
لایه 2	9-18	0	9000	0	12
لایه 3	18-27	>18	30000	35	2
لایه 4	27-35	>50	200000	30	2

براساس نتایج رفتارنگاری حداکثر تغییر شکل در بالای دیواره در حدود 6 سانتی متر بوده است. مدل ساخته شده براساس پارامترهای آزمایشگاهی تغییر شکل‌هایی بیش از مقادیر واقعی حاصل کرده است و با توجه به مکانیزم باربرداری از خاک مجاور گود در طی عملیات گودبرداری جهت بهسازی مدل پارامترهای مقاومتی خاک افزایش داده شده‌اند و در نتیجه، نتایج مدل ثانویه به واقعیت نزدیک‌تر شده است. پس از معتبر سازی مدل به کمک نتایج رفتارنگاری این دیواره، از مدل ساخته شده جهت بررسی اهمیت و تاثیر در نظر گرفتن سختی خمشی دیوار و نیل بر روی رفتار سیستم استفاده گردیده است [6].

2-1-5 تحقیقات ملی کشور فرانسه Clouterre

تحقیقات Clouterre که توسط دولت فرانسه انجام گردید شامل ساخت خاکریزهای تمام مقیاس و مطالعات گسترده در طول دوره بهره‌وری آنها بود. براساس نتایج این تحقیقات توصیه‌نامه‌ای منتشر گردید که شامل پیشنهاداتی در مورد فرضیات طراحی و همچنین پیش‌بینی رفتار سیستم می‌باشد، که به صورت جداول و نمودارهایی می‌باشند که در مطالعات مختلف بکار گرفته شده‌اند. نمودار شکل (2-7) نمونه‌ای از این نمودارها می‌باشد که در بخش میخ‌کوبی FHWA [7] ارائه گردیده و براساس آن حدودی برای تخمین نیروی کششی حداکثر نرمال شده نیل بر مبنای عمق نصب نیل از بالای دیواره پیشنهاد شده است.



شکل (2-7) نیروی کششی حداکثر نیل [1]

Andrew L. de Ambrosis et al [8] در مطالعه خود بر روی رویه بتن پاشی بکار رفته با سیستم میخ‌کوبی از داده‌های مربوط به یک مقطع آزمایشی در پروژه Clouterre جهت معتبرسازی یک مدل المان محدود سه بعدی پرداخته است.

برای ساخت این مدل تمام مقیاس لایه‌های خاک به ارتفاع 1 متر در هر نوبت ساخته شده است. خاکریز با یکنواختی و تراکم کاملاً کنترل شده ایجاد شد. شیب نیل‌ها 10 درجه با افق و طول نیل‌ها 6 تا 8 متر و رویه به ضخامت 10 میلیمتر از شاتکریت مسلح شده با مش بوده است. جابجایی‌های حاصل از حفاری بوسیله انحراف سنج اندازه‌گیری گردیده است.

نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که باوجود اینکه تغییر شکل پیش‌بینی شده تطابق خوبی با مقادیر واقعی داشته‌اند نیروهای بسیج شده در نیل‌ها مقادیری بیش از مقدار واقعی را نشان داده‌اند که احتمالاً به علت فرض صلبیت کامل بین نیل و خاک بوده است [1].

2-1-6- مقایسه اقتصادی ترانشه‌های پایدارسازی به روی میخ‌کوبی با روش سنتی احداث دیوار

حایل بتنی

برای مقایسه اقتصادی بین دیوار میخ‌کوبی شده و دیوار حایل بتنی (دیوار حایل پشت بند دار) ترانشه‌های فرضی به طول 20 متر و به عمق‌های 6 و 8 و 14 و 20 متر در نظر گرفته شده است. نوع خاک این ترانشه ماسه لای دار با وزن مخصوص 20 کیلونیوتن بر متر مکعب و چسبندگی 3 کیلوپاسکال و زاویه اصطکاک داخلی 35 درجه می‌باشد. این ترانشه برای عمق‌های مذکور یک بار از طریق میخ‌کوبی و بار دیگر از طریق طراحی دیوار حایل پشت بندار پایدار می‌گردد. در طراحی دیوارهای میخ‌کوبی شده و دیوارهای حایل پشت بندار زلزله نیز در نظر گرفته می‌شود. طراحی دیواره‌های میخ‌کوبی براساس ضوابط آیین‌نامه FHWA و آنالیز پایداری این دیوارها با استفاده از نرم‌افزار SNAIL صورت می‌گیرد. این

دیوارها از نظر وزن و حجم مصالح مصرفی و همچنین قیمت تمام شده برای عمق‌های مذکور مورد مقایسه قرار می‌گیرند.

در طراحی دیوار میخ‌کوبی شده فواصل افقی و قائم میخ‌ها از یکدیگر $1/5$ متر، فاصله اولین میخ از بالای ترانشه $0/75$ متر و فاصله آخرین میخ از پایین ترانشه نیز $0/75$ متر می‌باشد. قطر گمانه 15 سانتی‌متر، زاویه میخ‌ها با افق 15 درجه و مقاومت بسیج شده دوغاب و خاک 120 کیلوپاسکال می‌باشد. ضرایب قائم و افقی زلزله به ترتیب 0 و $0/15$ در نظر گرفته می‌شود و الگوی میخ‌کوبی روی سطح به صورت مربعی می‌باشد. طول میخ‌ها از بالا تا پایین دیوار به ترتیب 6 ، 5 ، 4 و 3 متر می‌باشد. ضرایب اطمینان و نیروی بیشینه میلگردها در حالت استاتیکی و دینامیکی به ترتیب $(1/68)$ و $(77/2)$ کیلونیوتن و $(1/31)$ و $(145/5)$ کیلونیوتن به دست می‌آید که مقادیر ضریب اطمینان بیشتر از مقادیر مورد نیاز در حالت استاتیکی و دینامیکی $(1/5)$ و (101) می‌باشد.

سطح مقطع میلگرد در حالت استاتیکی 22 می‌باشد ولی به دلیل بررسی کفایت سطح مقطع برای تحمل نیروها در حالت دینامیکی این سطح مقطع کافی نبوده بنابراین از میلگرد 25 استفاده می‌شود. و با همان آرایش قبلی دیوار در نرم‌افزار مدل می‌شود. برای این مدل ضرایب اطمینان و نیروی بیشینه میلگردها در حالت استاتیکی و دینامیکی به ترتیب $(1/68)$ و (74) کیلونیوتن و $(1/31)$ و (143) کیلونیوتن بدست آمد که مقادیر ضرایب اطمینان کافی بوده و سطح مقطع قادر به تحمل نیروها در حالت استاتیکی و دینامیکی می‌باشد.

رویه موقت دیوار شاتکریت به ضخامت 10 سانتی‌متر می‌باشد که توسط شبکه سیمی جوش شده با مساحت 169 میلی‌متر مربع در متر مسلح می‌شود. رویه دائم دیوار دال بتنی درجا ریز به ضخامت 20 سانتی‌متر می‌باشد که توسط میلگردهایی به قطر 16 میلی‌متر و با فواصل 30 سانتی‌متر در جهات افقی و قائم مسلح می‌شود.

در طراحی دیوار حایل پشت بندار ضریب اصطکاک بتن و خاک $0/6$ ، تنش مجاز خاک 250 ، مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگردها به ترتیب 20 و 420 مگا پاسکال می‌باشد. ضرایب قائم و افقی زلزله به ترتیب 0 و $0/15$ می‌باشد و از روش مونواوکابه ضریب فشار جانبی محرک در حالت زلزله $0/34$ در نظر گرفته می‌شود.

طول پاشنه و طول پنجه $1/8$ متر می‌باشد. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی $2/03$ است که بزرگتر از 2 می‌باشد و ضریب اطمینان لغزش $1/07$ است در این دیوار از یک زبانه برشی به عمق $0/5$ استفاده شده است.

برای ارتفاع 8 ، 14 و 20 متر دیوارهای میخ‌کوبی شده و دیوار حایل نیز به صورت مشابه عمل می‌شود.

جدول 2-4: وزن فولاد مصرفی در دیوارهای حایل و دیوارهای میخ‌کوبی شده نسبت به ارتفاع دیوار [9]

وزن فولاد مصرفی (ton)		
ارتفاع دیوار (m)	دیوار میخ‌کوبی شده	دیوار حایل پشت بند دار
6	3.4	1.5
8	5.3	2.9
14	18.1	11.7
20	39.7	28.2

ملاحظه می‌گردد که وزن فولاد مصرفی در دیوار میخ‌کوبی شده نسبت به دیوارهای حایل پشت بنددار بیشتر است.

جدول 2-5: قیمت نهایی دیوارهای حایل و دیوارهای میخ‌کوبی شده نسبت به ارتفاع دیوار [9]

قیمت نهایی (میلیون تومان)		
ارتفاع دیوار (m)	دیوار میخ‌کوبی شده	دیوار حایل پشت بند دار
6	23.5	15.1
8	36.4	24.7
14	115.4	87.8
20	182	196.8

ملاحظه می‌گردد که برای ترانشه مفروض برای عمق‌های زیر 18 متر دیوارهای حایل پشت بنددار نسبت به دیوارهای میخ‌کوبی شده از نظر اقتصادی مقرون به صرفه‌تر می‌باشد. برای عمق‌های بالای 18 متر دیوارهای میخ‌کوبی شده قیمت تمام شده کمتری خواهند داشت [9].

2-2-2- مروری بر مطالعات روش مهاربندی با انکر

بطور کلی مهاربندی با انکر شامل عناصر فولادی (میلگردها یا تاندون‌ها) و تزریق در گمانه‌های حفر شده می‌باشد، این تاندون‌ها تحت کشش قرار می‌گیرند که این کشش باعث ایجاد یک فشار جانبی یا عمودی می‌شود و هدف آن‌ها پایدارسازی گودها می‌باشد. تاندون‌های مورد استفاده در این سیستم انواع مختلفی دارد که در ادامه معرفی خواهند شد.

2-2-1- تاریخچه روش مهاربندی با انکر

اولین کاربرد مهاربندی با انکر (در کارهای ژئوتکنیکی) در آمریکا برای حفاری‌های موقت بود این سیستم در ابتدا توسط پیمانکاران متخصص طراحی و اجرا می‌شد سیستم دائم مهاربندی با انکر در پروژه‌های عمومی در آمریکا در اواخر دهه 70 به کار گرفته شد و امروزه به عنوان یک روش متداول در مسلح کردن زمین و پایدارسازی شیب‌ها کاربرد دارد.

در شرایط خاص از طراحی و ساخت سیستم مهاربندی با انکرینگ مزایایی نسبت به سیستم‌های متداول دارد و از نظر فنی و اقتصادی قابل توجه تر می‌باشد برای مثال مزایای دیوارهای مهاربندی با انکر در مقایسه با دیوارهای حائل بتنی به شرح زیر است:

- عدم اشغال فضا در هنگام گودبرداری
 - قابلیت تحمل فشارهای افقی نسبتاً زیاد
 - عدم نیاز به یک سیستم حائل موقت در هنگام گودبرداری (زیرا خود سیستم مهاربندی با انکر به تنهایی این عمل را انجام می‌دهد)
 - عدم نیاز به پر کردن پشت کار
 - عدم نیاز به فونداسیون‌های عمیق
 - کاهش زمان ساخت
- در سال 1979 موسسه FHWA یک پروژه مهاربندی با انکر به صورت سیستم دائم تعریف کرد هدف از این پروژه فراهم کردن آژانس‌هایی با اطلاعات کافی برای گسترش سیستم مهاربندی با انکر بود. اهداف این پروژه به صورت زیر بود:
- مطالعه تکنولوژی مهاربندی با انکر و روش نصب
 - تعیین زمینه‌های مورد نیاز برای مطالعه بیشتر
 - به روز کردن تکنولوژی موجود
 - فراهم کردن یک آیین‌نامه طراحی
 - ترغیب پیمانکاران در به کارگیری این تکنولوژی در پروژه‌های راه [10]

2-2-2- بکارگیری تاندون‌های FRP¹ در سیستم مهاربندی با انکر

مقاومت کششی بالا، مقاومت خوب در برابر شکست و خزش، وزن سبک و تا حدی توانایی تغییر مدول الاستیسیته از مزایای استفاده از سیستم‌های FRP می‌باشد. در سه دهه گذشته انواع سیستم‌های آن مورد تحقیق قرار گرفته است و نتایج آن نشان می‌دهد که سیستم‌های پیش تنیده شده با FRP بسیار کارآمد و موثر می‌باشد. اما اغلب مواقع بحث آن است که این ویژگی‌های کارآمد را چگونه می‌توان پیدا کرد و چگونه با این سیستم‌ها می‌توان به مهاربندی قابل قبولی دست یافت. سیستم‌های مهاربندی متعددی برای استفاده با آرامید، شیشه و تاندون‌های FRP کربن در دهه گذشته پیشنهاد شده است هر سیستمی با نوع خاصی از تاندون مطابق می‌شود. (Jacob W. Schmidt et al.(2012) تحقیقاتی در این زمینه انجام داده اند [11]. در دهه‌های اخیر روش‌های زیادی برای طراحی سیستم‌های FRP مطرح شده است در تمامی این روش‌ها سیستم‌های FRP پیش تنیده (Post – tensioned) [12-21] و میله‌های قرار داده شده در نزدیک سطح و تقویت شده می‌باشند [22].

1- Fiber Reinforced Plastic (Polymer)

در سیستم پیش تنیده از مقاومت مواد FRP با سطوح و میزان بالاتری استفاده می‌شود. شکست سازه‌ای که در این سیستم‌ها رخ می‌دهد بیشتر به خاطر شکست فشاری در بتن و یا شکست کششی در تاندون‌ها می‌باشد دیگر نوع شکست که ممکن است اتفاق بیفتد لغزش در ناحیه مهار است به همین دلیل مهاربندی مناسب عامل مهمی در این سیستم‌ها می‌باشد چه در انتهای نیروی مورد نیاز و چه در تعامل و تراکنش با مابقی سازه.

تاکنون هیچ سیستم FRP استفاده نشده است که از نظر اقتصادی قابل مقایسه با سیستم‌های فولادی پیش تنیده (post-tension) موجود باشد. در واقع این سیستم‌ها ارائه گر مهاربندی خوبی هستند که می‌توانند ظرفیت‌ها و بارهای مورد نیاز را تحمل کنند و قابل اطمینان می‌باشند [11]. مواد FRP را می‌توان با محدوده‌های متفاوتی از مقاومت و سختی تهیه کرد و این بدان معناست که این مواد پتانسیل استفاده در محدوده وسیعی از کاربردها را دارند. مواد FRP ویژگی‌های برابر از نظر محور اصلی عمودی (Orthotropic) دارند. الاستیسیته و شکنندگی برابری دارند و این برخلاف فولاد است که ایزوتروپیک و پلاستیسیته است. در ادامه انواع مختلف تاندون‌ها و مهاربندی‌های مربوط به آن را که به عنوان جایگزینی برای سیستم‌های قدیمی فولادی استفاده می‌شوند و پیشرفت‌هایی که در تاندون‌های FRP در طول سالیان صورت گرفته به صورت طبقه‌بندی در جدول (2-6) آورده شده است.

2-2-2-1 سیستم‌های AFRP¹

یکی از اولین تاندون‌های AFRP که ساخته شد Parafil rope بود که در دهه 1960 به منظور مهار کردن سکوها‌ی ناوبری (دریانوردی) در آتلانتیک شمالی مورد استفاده قرار گرفت [23].

این نوع از تاندون هیچ ماتریسی ندارد و در نتیجه نمی‌تواند به سازه وصل شود. Burgoyne تحقیقات بسیار زیادی در مورد Parafil rope‌هایی که رشته هسته مرکزی از آرامید (Aramid) ساخته شده بود انجام داد [24-25]. سه نوع Parafil rope وجود دارد که هرکدام هسته خاصی دارند نوع A، نوع F و نوع G. که آخرین نوع آن برای مصارف سازه‌ای به خودی خود در برابر خستگی عملکرد بسیار عالی دارند اما در تست‌های مربوط به خستگی خمشی، دچار شکست می‌شوند و خمش ناحیه خم شده به خاطر تنش روی فیبرهای خارجی می‌باشد. تحقیقاتی که روی رفتار طولانی مدت AFRP انجام شده هنوز ادامه دارد. شکست طولانی مدت یکی از اصلی‌ترین دلایلی است که مهندسان تمایل به قبول تاندون‌های AFRP در مورد کاربردهای پیش تنیده و یا کابل‌های دکل‌ی ندارند.

سایر انواع تاندون‌های AFRP که مورد استفاده هستند عبارتند از Arapree که گزارش شده به وسیله [29-25] Gerritse et al.، [30] FiBRA و [31-33] Technora.

2-2-2-2 سیستم‌های GFRP

تحقیقات بر روی GFRP در دهه 1970 آغاز شد زمانی که بسیاری از پل‌ها در آلمان و استرالیا با استفاده از کابل‌های GFRP پیش تنیده (Prestressed) بودند. این تقویت و تحکیم از پیش، برای جبران مدول پایین الاستیسیته در GFRP در واقع انجام شد. یکی از اولین سازه‌هایی که با استفاده از تکنولوژی GFRP ساخته شد پل بزرگراه دوبانده Dusseldorf آلمان در سال 1986 بود [34].

بعدها Iyer et al. [35 و 36] یک پل یک بانده را توصیف کردند و از CFRP¹، GFRP² و کابل فولادی پیش تنیده استفاده کردند این نشان دهنده آن بود که کابل‌های CFRP و GFRP که در این زمینه استفاده شدند پاسخگوی این سیستم بوده و نشان دادند که هر تغییر کوتاه مدتی در ویژگی‌های آن‌ها قابل پیش‌بینی است به علاوه کمپانی Neptco Inc. کابلی تهیه کرده بود که 7 میله GFRP که از یک میله مرکزی که توسط 6 تای دیگر احاطه شده بود تشکیل می‌شد این میله‌ها به هم پیچیده و تنیده شده بودند و توسط تسمه‌های پلاستیکی در جایشان قرار گرفته بودند [37].

2-2-2-3 سیستم‌های CFRP

CFRPها ویژگی‌های خزشی بهتری دارند. وارفتگی (relaxation) کمتر و مقاومت بالاتری دارند و می‌توانند تنش‌های کششی زیاد ناشی از جک زدن را تحمل کنند. اما هزینه آن بالاست [31]. یکی از اولین محصولات استفاده شده در این زمینه CFRP Leadline بود که اکنون با الگوهای متفاوتی تولید می‌شود. این میله‌ها معمولاً تحت کشش قرار می‌گیرند و بیشتر با استفاده از سیستم مهاربندی لبه‌ای، در مهاربندی استفاده می‌شوند [23] یک میله CFRP مشابه میله فیبرکربنی Technora است که یک میله مارپیچی است که توسط رزین استر³ تقویت شده است [31 و 33].

میله‌های کربنی توسط اپوکسی تقویت و معمولاً با ماسه پوشش دار می‌شوند تا مهار آنها وقتی در بتن فرو برده می‌شوند، افزایش یابد. [32] تاندون‌های CFCC (کابل‌های کامپوزیت فیبری کربنی) دیگر نوع تاندون‌ها هستند و در مرحله آخرشان مشابه با کابل‌های کششی فولادی تولید می‌شوند که در آن چند فولاد کوچکتر از یک کابل منشعب می‌شود. تحقیقات وسیعی در مورد تاندون‌های CFRP صورت گرفته به عنوان مثال تقویت داخلی یک سیستم پل (DT)⁴ که در آن از تاندون‌های CFRP استفاده شده بود [38] و این DT توسط میله‌های GFRP تقویت و با تاندون‌های CFRP به صورت خارجی تقویت شد. همچنین مقالاتی وجود دارد در مورد کاربردهای وسیع‌تر که از CFRP خارجی تقویت شده و یا از پیش تنیده آن در پل‌ها استفاده شده است [39 و 40].

1- Carbon Fiber Reinforced Polymer

2- Glass Fiber Reinforced Polymer

3- Vinyl ester resin

4- Double-Tee

جدول (2-6): مقایسه خصوصیات انواع تاندون‌ها

Tendon type	Units	AFRP	CFRP	GFRP	Prestressing steel
Fibre	(-)	Aramid	Carbon	Glass	-
Resin	(-)	Epoxy	Epoxy	Epoxy	-
Fibre volume ratio	(-)	0.65	0.65	0.55	-
Density	(g/cm ³)	1.28	1.53	2.1	7.85
Longitudinal tensile strength	(GPa)	1.25-1.4	2.25-2.55	1.08	1.86
Transverse tensile strength	(MPa)	30	57	39	1860
Longitudinal E-modulus	(GPa)	65-70	142-150	39	210
Transverse E-modulus	(GPa)	5.5	5.7	8.6	210
In-plane shear strength	(MPa)	4.9	71	89	-
In plane shear modulus	(GPa)	2.2	7.2	3.8	72.1
Major Poisson's ratio	(-)	0.34-0.6	0.27	0.28	0.3
Minor Poisson's ratio	(-)	0.02	0.02	0.06	0.3
Bond strength	(MPa)	10-13	4-20	-	6.6-7.1
Maximum longitudinal strain	(%)	2.0-3.7	1.3-1.5	2.8	4.0
Maximum transverse strain	(%)	-	0.6	0.5	4.0
Longitudinal compressive strength	(MPa)	335	1440	620	1860
Transverse compressive strength	(MPa)	158	228	128	1860
Longitudinal thermal expansion coefficient	(1/°C)	-2×10^{-6}	-0.9×10^{-6}	7×10^{-6}	11.7×10^{-6}
Transverse thermal expansion coefficient	(1/°C)	60×10^{-6}	-27×10^{-6}	21×10^{-6}	11.7×10^{-6}
Relaxation ratio at room temperature	(% loss from jacking stress)	12 at 103 h	2-3	-	8

2-2-2-4- ارزیابی و محاسبات تحلیلی و مدل‌های المان محدود (FE) در مورد سیستم‌های FRP

مقالات اولیه در مورد موضوع مهاربندی‌ها با تاندون‌های FRP تلاش می‌کردند که از مدل‌های المان محدود و تحلیلی استفاده کنند و رفتارشان را ارزیابی کنند. در طول سالیان بعد، این مدل‌ها بیشتر پیشرفت کردند. مدل‌های المان محدود از دو بعدی و متقارن محوری تا 3 بعدی را شامل می‌شود [41 و 42] این مدل‌ها نوعاً براساس تعادل استاتیک بین نیروها ساخته می‌شوند [43].

2-2-2-5- بحث و تحقیقات آتی در مورد سیستم‌های FRP

در حال حاضر سیستم‌های کارآمد و مناسب تقویت شده برای تاندون‌های FRP وجود ندارند علی‌رغم تحقیقاتی که در دو دهه اخیر انجام شده یک چالش بزرگ در مورد مهاربندی تاندون‌های FRP وجود دارد و تلاش‌های بسیاری برای استفاده از سیستم‌های FRP صورت گرفته است و انواع مختلفی از مهارها به روش‌های مختلف استفاده شده است. مهارهای مکانیکی مختلف برای مهار کردن تاندون‌های FRP استفاده شده است مثل مهاربندی توسط گوه^۱ و یا توسط گیره^۲. اما پایداری این مهارها قابل اطمینان نیست و نتایج آزمایشگاهی بیان می‌کند که فقط اختلاف کوچکی در روش قرار دادن آن‌ها به مقدار زیادی بر عملکرد آن مهاربند تاثیر می‌گذارد. روشی که در آن سیستم مهار مکانیکی کار می‌کند و جواب می‌دهد به نظر می‌آید برای مدلسازی بسیار پیچیده باشد.

تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که مهاربندی با آلومینیوم نرم در انتقال تنش‌های برشی به لبه‌ها بدون ایجاد شکست ناگهانی بسیار مناسب بوده است. کنترل کردن، تشخیص دادن و بنابراین کاهش تعداد مدهای شکست از مهمترین زمینه‌های تحقیقاتی هستند که می‌تواند این مشکلات را و یا شکل مهاربندی FRP را حل کند. موضوعات اصلی مربوط به مهاربندی‌های FRP و استفاده از تست‌های مناسب برای تشخیص عملکرد آنها باید در آینده بهتر بررسی شود.

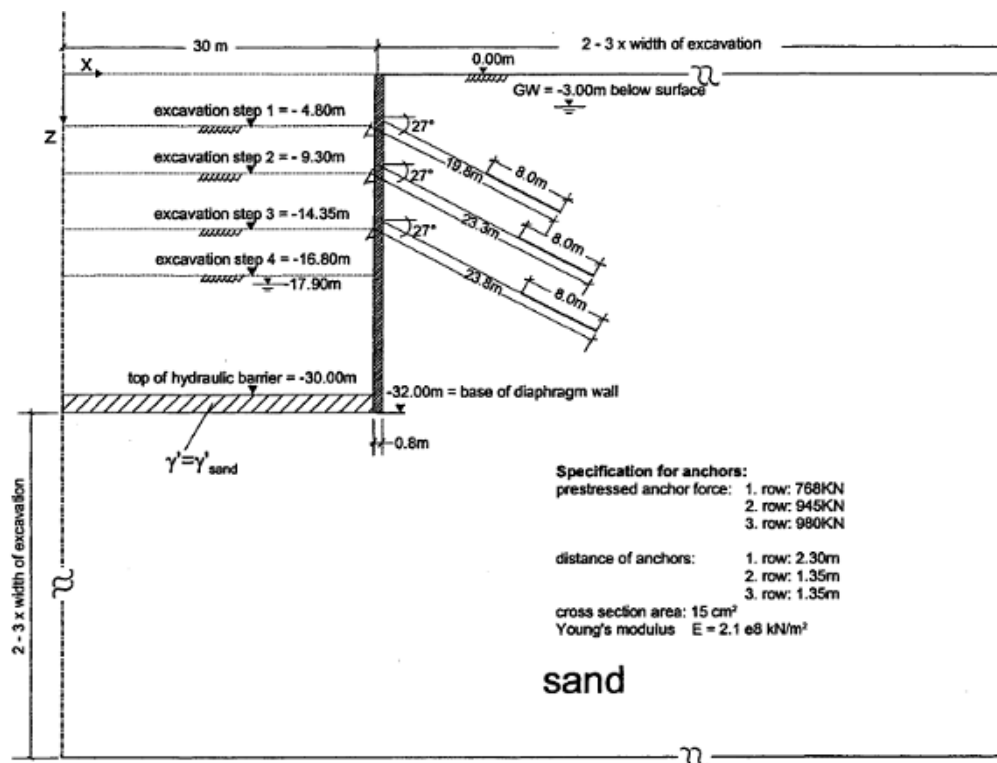
1- Wedge

2- Clamping

در واقع تست و آزمون‌های مربوط به تاندون‌های FRP نشان داد که رفتار شکننده‌ای وجود دارد که باعث یک شکست ناگهانی در نیروهای زیاد می‌شود. بنابراین تشخیص بین شکست یک تاندون و یک مهار کار مشکلی است. این بدان معناست که شکستی که به نظر می‌آید در تاندون باشد ممکن است به خاطر عیب در مهاربند ایجاد شده باشد. مشکل این است که آیا تمرکز به مقدار تنش به تاندون باشد یا به کل سیستم (مهاربند+ تاندون).

2-2-3- بررسی رفتار حفاری‌های عمیق مهارشده در خاک‌های ماسه‌ای

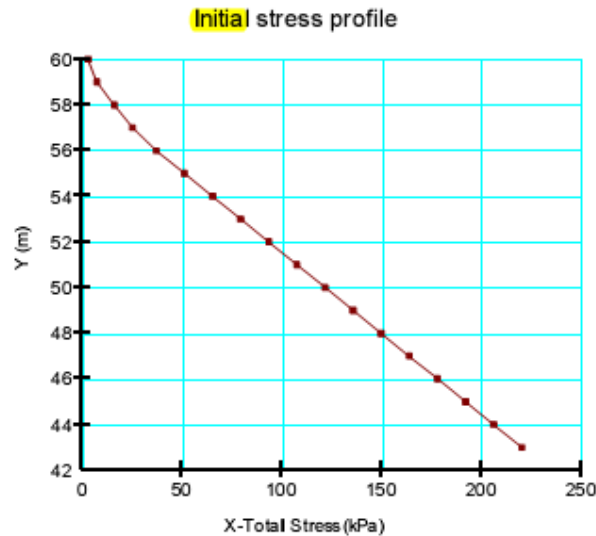
Carter et al (2000) تحقیقاتی بر روی رفتار دیوارهای مهار شده در خاک ماسه‌ای انجام دادند. شکل زیر مراحل حفاری و مهاربندی با انکرهای مورد استفاده در این حفاری را نشان می‌دهد. بر این اساس مهاربندی با انکرهای فولادی دارای قطر 43/7 میلیمتر می‌باشند. خاک منطقه دارای وزن مخصوص 19 کیلو نیوتن بر متر مکعب و زاویه اصطکاک داخلی حدود 32 درجه می‌باشد. طی فرآیند حفاری به منظور دستیابی به اهداف تحقیق فرض بر این است که سطح ایستایی آب، همیشه سطح حفاری خواهد بود. به عبارت دیگر در فرآیند حفاری هم آب و هم خاک به طور همزمان برداشته می‌شوند.



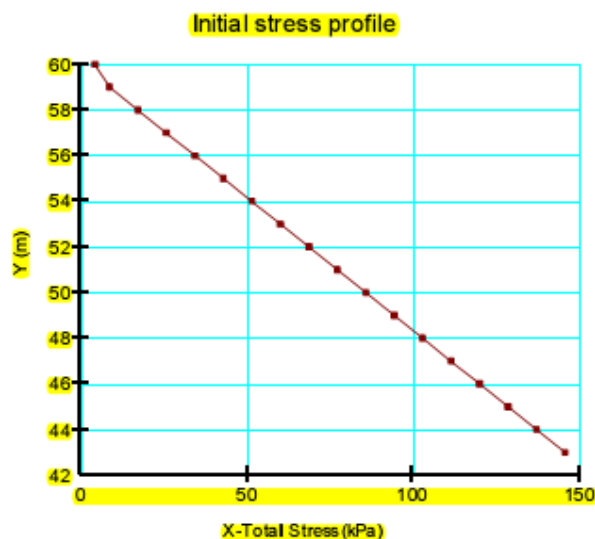
شکل 2-15: دیوار برلین^[44]

برای تحلیل این فرآیند حفاری شبیه‌سازی شده عوامل محدودی به کار می‌رود. در آنها نیروهایی به کار می‌روند که در سطح حفاری برابر ولی در جهت عکس یکدیگرند. این نیروها قبل از خاک‌برداری وارد می‌شوند. فشار کل در سطح حفاری به صفر می‌رسد به بیان دیگر این فشار کل است که در پشت دیوار بعد از حفاری عمل می‌کند.

شکل (2-8) فشار کل وارد شده بر 17 متر بالایی دیوار قبل از اجرای حفاری را نشان می‌دهد. و شکل (2-9) فشار کل وارد شده را بدون در نظر گرفتن سطح ایستایی آب نشان می‌دهد.



شکل (2-8) پروفیل فشار جانبی کل در محل دیوار با در نظر گرفتن سطح ایستایی آب [44]



شکل (2-9) پروفیل فشار جانبی کل در محل دیوار بدون در نظر گرفتن سطح ایستایی آب [44]

سطح تحت حفاری در دو شکل بالا برآوردی از نیروی جانبی کل است. زمانی که سطح ایستایی آب را در نظر بگیریم نیروی کل وارده در حدود 1870 کیلونیوتن بر هر متر دیوار است. بدون در نظر