



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE FALLA DEL MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO
TAMACA EN EL KM 6+632 DE LA CARRETERA SAN JULIÁN - PASO
DEL TORO EN EL ESTADO DE VERACRUZ**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN VÍAS TERRESTRES

PRESENTA:

ING. JUAN HUGO HERNÁNDEZ ANDRADE

DIRECTOR DE TESINA: **ING. PEDRO CORONA BALLESTEROS**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

SEPTIEMBRE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, principalmente, por darme la oportunidad de concluir una etapa muy importante en mi vida y por guiar mis pasos para seguir cumpliendo mis sueños.

A mis padres, con la mayor gratitud a todos sus esfuerzos realizados para que yo pudiera terminar este posgrado y este trabajo recepcional, siendo para mí la mejor herencia en la vida.

A mi madre, Juana Andrade Sánchez, que es el ser más maravilloso del mundo, gracias por el apoyo moral, por el cariño y comprensión que desde pequeño me ha brindado, por guiar mi camino y estar junto a mí en los momentos más difíciles.

A mi padre, Martín Hernández Aguilar, que aunque ya no está conmigo, sé que aún guía mis pasos, nunca dejará de estar presente en mis pensamientos y en mi corazón, desde pequeño fue para mí un hombre grande y maravilloso que me enseñó a nunca darme por vencido en la vida y a alcanzar todos mis sueños, gracias por todos los consejos, abrazos y por ser el gran ejemplo que siempre he tenido presente día con día en mi vida, gracias por todo tu amor papa.

A mi hermana, Mariana Hernández Andrade, quién siempre ha estado para mí en todo momento, por apoyarme cada vez que la he necesitado, por confiar y creer en mi indudablemente, le agradezco por estar presente en cada uno de mis sueños realizados.

A Lupita López Ortiz por acompañarme durante la realización de este posgrado y brindarme todo su apoyo y cariño incondicional, el cual significa mucho para mí. Gracias por estar siempre a mi lado.

Al ingeniero Pedro Corona Ballesteros por sus enseñanzas durante la especialidad, por revisar y dirigir este trabajo recepcional.

Al Dr. René Álvarez Lima, por apoyarme durante la realización de este posgrado que sin su ayuda no hubiera sido posible realizarlo, por confiar en mi a cada momento, por sus enseñanzas, pláticas y consejos, por brindarme su apoyo y amistad incondicional durante todo éste tiempo, espero que así siga siendo siempre.

A la familia García Cuevas, por estar cerca de mí durante ya varios años y brindarme con sinceridad su aprecio, gracias por todo ese apoyo que me han dado y toda la motivación para seguir adelante, siempre estarán presentes en mi vida. En especial al Dr. René García Véles, que aunque ya no está con nosotros sé que aún sigue guiando mis pasos, gracias por todos esos momentos y consejos inolvidables que conservo en mi corazón.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, la Universidad de la Nación y a cada uno de los docentes quienes aportaron grandes cosas en mi crecimiento académico, es un gran honor haber egresado de un posgrado de ésta casa de estudios.

A los revisores de éste trabajo recepcional, por el tiempo y esfuerzo que dedicaron a la revisión de dicho trabajo, muchas gracias.

Finalmente a todos mis familiares, amigos, colegas y compañeros que formaron parte de mi crecimiento y estuvieron ahí apoyándome en la realización de este trabajo.

ÍNDICE

Introducción

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	8
1.1 Planteamiento del problema.....	9
1.2 Justificación.....	9
1.3 Delimitación.....	9
1.4 Objetivos.....	9
1.5 Metodología.....	10
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL.....	11
2.1 Muros mecánicamente estabilizados.....	12
2.2 Elementos de los muros mecánicamente estabilizados.....	13
2.3 Material de relleno.....	16
2.4 Condiciones geométricas.....	17
2.5 Geotecnia elemental.....	18
2.6 Obras de drenaje.....	23
2.7 Principios para el diseño de un muro mecánicamente estabilizado.....	26
2.8 Control y supervisión de la calidad durante la construcción.....	27
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA.....	33
3.1 Recopilación de información del sitio.....	34
3.2 Análisis geotécnico.....	37
3.3 Cálculos de estabilidad y resistencia.....	41
3.4 Estados límite de servicio.....	45
CAPÍTULO IV. RESULTADOS	47
4.1 Sistema de pilotes de refuerzo.....	48
4.2 Factores de seguridad y fatiga del muro.....	51
4.3 Resultado de las cargas máximas en el esfuerzo del muro.....	51
4.4. Diseño del refuerzo contra deslizamiento del muro.....	52

Conclusiones

Recomendaciones

Lista de Ilustraciones

Bibliografía

INTRODUCCIÓN

En la actualidad es imprescindible realizar obras de calidad que le brinden una seguridad y satisfacción total a la población que hace uso de ella, es por ello por lo que el ingeniero civil requiere estar capacitándose continuamente para estar actualizado en cuanto a sus conocimientos y avances tecnológicos para hacer obras de calidad que cumplan con las normativa y especificación correspondiente.

De igual forma para poder cumplir con los objetivos antes mencionados, es necesario contar con el personal adecuado para llevar a cabo un correcto control de calidad y supervisión, y derivado de esto, se obtendrán los resultados previstos.

Es así como surge este trabajo, pues por falta de atención en algún aspecto constructivo o de diseño en el muro mecánicamente estabilizado “Tamaca” ubicado en la carretera San Julián – Paso del Toro en el km 6+632 se originó una falla de dimensiones considerables, pues un aproche de dicha obra colapsó y gran parte del material de relleno desplazó las escamas generando un problema mayúsculo.

Es imperativo que se haga algo al respecto y se solucione lo antes posible para evitar posibles accidentes mayores y dar paso al tránsito de la zona, la cuál tiene un TDPA significativo circulando diariamente en la carretera.

De este modo se comenzará por delimitar el problema y se plantear los objetivos que se pretenden alcanzar, en donde destaca el hecho de querer saber cuál fue la razón por la que falló el muro, y, por otro lado, encontrar la solución que sea más factible tanto económica como técnicamente, para que la estructura cumpla con los requerimientos de calidad y seguridad necesarios.

Así mismo, durante el desarrollo de este trabajo se proporcionará el marco teórico elemental que servirá como guía para analizar el caso en estudio y tener las bases adecuadas durante el proceso de su realización

Del mismo modo se establecerá la metodología adecuada que nos llevará de la mano paso a paso con el proceso análisis, la cual será los más concreta posible

para enfocarse en los temas que en realidad son importantes, para poder dar una solución lo más pronto posible.

Una vez que tengamos los análisis y cálculos correspondientes se van a revisar los resultados obtenidos cuidadosamente bajo un buen criterio ingenieril, para cerciorarse de que sean correctos y así continuar con las propuestas de solución y elegir la más conveniente.

Finalmente, se proporcionarán las conclusiones y recomendaciones respectivas que complementen el trabajo para que este sea lo más claro posible, y con base en ellas se tenga un panorama general de que es lo que se hará para solucionar la falla existente, y que, sin duda, servirán como pauta en casos donde se presenten fallas con características similares y así este trabajo pueda también servir como una guía para el análisis de fallas en muros mecánicamente estabilizado.



Ilustración 1. Falla ocurrida en el muro mecánicamente estabilizado "Tamaca".

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES TEÓRICOS

1.1 Planteamiento del problema

Se originó una falla sobre el muro mecánicamente estabilizado “Tamaca”, en el estado de Veracruz. La falla crea cierta incertidumbre con la población y autoridades de la secretaría, ya que puede incrementar su tamaño afectando mayor parte del terraplén, además de que es muy probable que ocurra otra posible falla en el otro enfoque del muro; y es por esto, que se debe dar solución al problema lo antes posible para abrir nuevamente el tramo al tránsito vehicular y evitar problemas en el tramo carretero.

1.2 Justificación

Siendo éste un problema que ya ha ocurrido es imperativo solucionarlo cuanto antes, así que se justifica por completo este trabajo de investigación, y la secretaría necesita saber cuál fue la causa de dicha falla para deslindar responsabilidades, y lo más importante encontrar una solución económica y técnicamente factible lo más pronto posible.

1.3 Delimitación

Los resultados obtenidos de este análisis servirán como pauta y en cierta forma como base para alguna falla similar en algún otro muro mecánicamente estabilizado, siempre y cuando tenga dimensiones y materiales de construcción parecidos, de tal forma que servirá como una guía de apoyo.

1.4 Objetivos

Objetivo general: El objetivo general es encontrar una solución factible y costeable para corregir la falla ocurrida en el muro mecánicamente estabilizado.

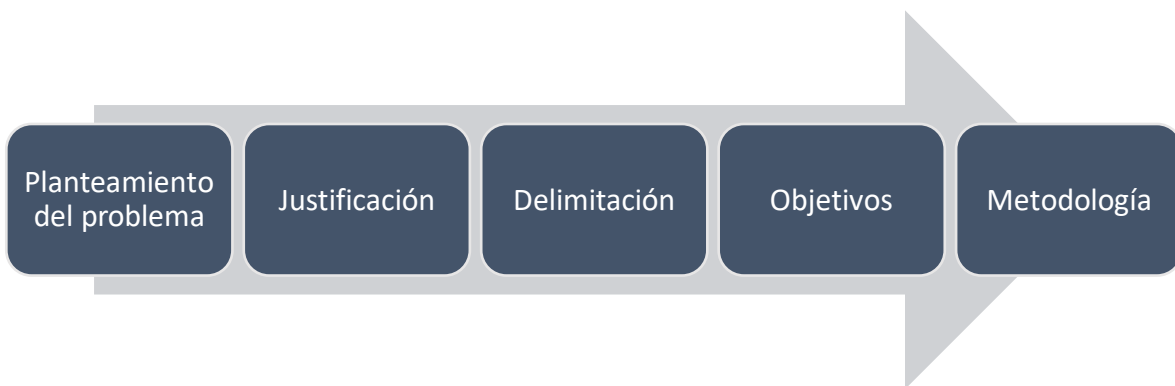
Objetivos específicos: A partir de la información obtenida en campo se plantean los siguientes objetivos específicos descritos a continuación.

- Realizar un estudio geotécnico del material de terraplén.
- Elaborar un análisis mecánico del muro mecánicamente estabilizado.
- Obtener la topografía del lugar con la falla ocurrida.

1.5 Metodología

Durante esta tesina la metodología que se va a utilizar para su correcta elaboración será, en un principio definir detalladamente el problema y como es que este se va a solucionar. Con base a esto se formuló la siguiente secuencia metodológica:

- a. Trabajos de capo correspondientes, que consisten en recorridos en el sitio para tener un panorama más preciso de las circunstancias en las que nos encontramos, teniendo esto se planea el lugar donde se van a realizar los sondeos para la obtención de muestras.
- b. Realizar un levantamiento topográfico para tener los datos necesarios y saber la magnitud de la falla ocurrida.
- c. Teniendo los datos necesarios se procederá a realizar los cálculos necesarios para ver cuál es su comportamiento.
- d. Finalmente optar por la solución más factible y funcional para resolver el problema, y brindar las recomendaciones correspondientes.



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

2.1 Muros mecánicamente estabilizados

Los Muros Mecánicamente Estabilizados consisten en la estabilización mecánica de un terraplén por medio de un sistema de refuerzo y paramento, gracias a la interacción que se presenta entre estos elementos. El suelo al querer deslizarse es retenido por el elemento de refuerzo, el cual entra en tensión formando un bloque o macizo de tierra mecánicamente estabilizada.

La tecnología de los muros mecánicamente estabilizados fue desarrollada en Francia hace más de 50 años, como una alternativa técnica y económica a la solución tradicional de muros de contención de concreto armado y mampostería.

Un muro mecánicamente estabilizado se define como una estructura de contención en la cual se utilizan refuerzo junto con un sistema de placas para contener el material que se encuentra en la parte posterior del sistema.

En los últimos años el sistema de contención de tierras mediante muros mecánicamente estabilizados ha ganado gran mercado en comparación con los sistemas de contención tradicionales, esto debido a su competitividad económica, rapidez de montaje y variadas posibilidades arquitectónicas.

A través de los años este sistema de contención ha evolucionado considerablemente, debido a las necesidades que presenta en nuestro entorno, motivo por el cual se ha tenido que innovar en diferentes tipos de refuerzo que se coloca en el macizo, así como los diferentes tipos de paramentos que se pueden emplear.

Debido a los cambios e innovaciones que se han presentado en los muros mecánicamente estabilizados, se han creado nuevas combinaciones de paramento-refuerzo, los cuales han generado mayor competencia, seguridad y calidad en la construcción de proyectos de contención de tierras.

Debido a los fenómenos y aspectos que presenta el medio ambiente, tales como lluvia, viento, inestabilidades locales y la topografía de la zona, se debe proteger la parte frontal del muro, cubriéndolo para evitar problemas de erosión, socavación u otros que se presenten.

El muro se construye como un terraplén, en donde a cada cierto número de capas se incorporan elementos de refuerzo longitudinal y perpendicular al

paramento. Este refuerzo se unirá con el paramento mediante una conexión especial, para una mejor interacción, del conjunto suelo, refuerzo y paramento.



Ilustración 2. Diagrama de muro mecánicamente estabilizado.

2.2 Elementos de los muros mecánicamente estabilizados

Un Muro Mecánicamente Estabilizado se conforma básicamente por tres elementos:

- Paramento
- Refuerzos
- Material de Relleno

Paramento

El paramento es la cara del muro mecánicamente estabilizado, es un componente más del sistema de contención, usado para prevenir la erosión, pérdida de confinamiento y en su caso la socavación del material de relleno. Esta protección, que se coloca en la parte frontal del muro y puede estar formado por:

- *Paneles o bloques prefabricados de concreto armado.*
- *Muro de concreto armado colado en sitio.*
- *Paneles metálicos*

La elección del paramento a emplear para el muro mecánicamente estabilizado se realizará, de acuerdo con las necesidades que exija el proyecto, factores externos que influyan (clima, topografía, presencia de agua, obstrucciones, etc.), requerimientos del contratista o dependencia y acabado, los cuales deben ser indicados de origen en las especificaciones particulares.

Paneles prefabricados de concreto armado

Los paneles de concreto armado empleados en los muros mecánicamente estabilizados son bloques prefabricados de diferente geometría, colocados como recubrimiento y formando la parte aparente del sistema de contención.

Los paneles de concreto son prefabricados, y serán diseñados estructuralmente para soportar las fuerzas horizontales que se presenten; adicionalmente a estas fuerzas, se considerarán los esfuerzos que se presentan en el panel debido a la compactación que ocurre cerca del paramento durante la construcción.

Es importante mencionar que, al realizar el montaje del muro, es recomendable colocar almohadillas de neopreno en las juntas horizontales de los paneles con el fin de evitar desportilladuras entre los mismos. En dichos paneles se ahogarán los elementos que conectarán al refuerzo del sistema.

Geometría de los paneles

Los paneles usados pueden ser de diferentes geometrías: cuadrados, rectangulares, hexagonales, cruciformes, etc.

El proyectista o contratista puede adoptar la geometría de panel que considere adecuada. También puede proponer nuevas geometrías, que cumplan con los requerimientos de los paramentos para los muros.



Ilustración 3. Tipos de paneles más utilizados.

Los paramentos metálicos para muros mecánicamente estabilizados son paneles de malla electrosoldada, metal expandido o similar. Cuando se utiliza este tipo de paramento para los muros mecánicamente estabilizados, se diseñarán para prevenir deformaciones excesivas entre los niveles de los elementos de refuerzo debido a la compactación del material de relleno, peso propio del material o cargas adicionales que se puedan presentar. Esto puede lograrse, limitando el tamaño del panel o reduciendo la separación vertical de los elementos de refuerzo.

Elementos de refuerzo

Un suelo granular con baja o nula cohesión en estado de reposo genera taludes, si a estas partículas se les incorporan láminas rugosas o con resaltes, las partículas en contacto con ellas restringirán su movimiento por el fenómeno de fricción o efecto pasivo, permitiendo conformar taludes verticales estables.

La introducción de los elementos de refuerzo en el suelo presenta una mejora en su resistencia a la tensión. El suelo es muy resistente a la compresión, no así a la tensión, por lo que es necesario colocar elementos de refuerzos horizontales, para mejorar sus características mecánicas, es decir, aumentar la fricción, y poder formar terraplenes totalmente estables.

Los tipos de refuerzo pueden variar de acuerdo con la geometría, material de relleno, temperatura, presencia de agua y vida útil.

El refuerzo colocado en el terraplén puede ser:

- *Metálico*: Armaduras de acero galvanizado o sin galvanizar tipo barra y armaduras de acero galvanizado o sin galvanizar tipo malla.
- *Sintético (Geosintéticos)*: Armaduras compuestas por geotextiles de polipropileno, polietileno o poliéster, armaduras de geomallas de polipropileno de alta densidad, polietileno, armaduras de PVC u otros plásticos. Los Geosintéticos son materiales elaborados principalmente a partir de polietileno, polipropileno y poliéster. Los refuerzos Geosintéticos pueden ser del tipo banda o tipo geomalla.

2.3 Material de relleno

Se recomienda ampliamente que el material de relleno que se emplee sea de tipo granular y que permita el libre drenaje. En caso de que se tenga material fino es necesario proveer de drenaje para reducir la presión hidrostática detrás del muro. El material que se emplee cumplirá con la granulometría que establece la norma AASHTO, así mismo el índice de plasticidad no debe exceder el 6%.

La granulometría será la que se acepte siempre y cuando el suelo no se considere agresivo. El que un suelo se considere o no agresivo también estará en función del tipo de refuerzo que se emplee en el muro mecánicamente estabilizado, por ejemplo en el caso de Geosintéticos un suelo es agresivo cuando las partículas del suelo sean mayores a $\frac{3}{4}$ " , a menos que se realicen pruebas a escala real que demuestren que no existe daño durante la instalación o que se usen recubrimientos epóxicos en refuerzos de acero. Es importante que el suelo tenga un contenido orgánico inferior o igual al 1% medido de acuerdo con la norma AASHTO para material más fino que la malla No. 10.



Ilustración 4. Tendido de material y refuerzos en muro mecánicamente estabilizado.

2.4 Condiciones geométricas

Esviajes

Los esviajes formados por cabezales o cargaderos serán de vital importancia para la geometría de los muros mecánicamente estabilizados. Los esviajes pueden ser variados; sin embargo, los muros mecánicamente estabilizados que se construyen con estructuras con un gran esviaje, en las esquinas de ángulo agudo la longitud de las armaduras suele ser muy cortas, las cuales no desarrollan el anclaje necesario y por lo consiguiente el muro podría colapsar.

Gálidos

Según la Norma de la SCT N-PRY-CAR-6-01-002/01, Proyecto de Puentes y Estructuras; cuando se trate de un puente o de una estructura que tenga por objeto cruzar una carretera o una vía férrea, el gálibo vertical, es decir, el espacio libre vertical definido por la distancia mínima entre el intradós o cara interior de la superestructura y cualquier punto de la superficie de rodamiento y de sus acotamientos.

La propuesta de un muro mecánicamente estabilizado garantiza que su disposición no afectará a gálidos horizontales, para ello es importante contar con los espacios suficientes para no alterar dichos gálidos, y dependen esencialmente de las dimensiones de la superestructura y subestructura.

Deflexiones

Es el ángulo comprendido entre dos columnas de paneles prefabricados, esta deflexión esta también basada en el tipo de junta vertical del panel o machihembrado, el cual no debe girar más de lo que su geometría permita, sin que se abra una junta vertical que permita la fuga del relleno, o se cierre hasta impedir su giro.

Rasantes

Proyección del desarrollo del eje de la corona de una carretera sobre un plano

vertical. Definitivamente, se trata de un elemento importante en la proyección de los muros mecánicamente estabilizados, ya que este nivel proyectado al hombro definirá junto con el desplante la altura del muro.

Empotramiento o profundidad de empotre

La profundidad mínima de empotramiento de la parte inferior del muro mecánicamente estabilizado (parte superior de la base de nivelación) se basará en los requisitos sobre capacidad de carga, asentamientos y estabilidad del terreno de cimentación previamente analizados adecuadamente.

Finalmente, estas estructuras térreas preferentemente no se deben diseñar para soportar cargadores de traveses de puentes por resultar peligroso y con un costo elevado, por lo consiguiente resulta más factible construir caballetes delante el muro mecánicamente estabilizado, además no será conveniente cimentar mediante zapatas o losas si estas se apoyan totalmente sobre un muro de suelo reforzado, ya que la consolidación y el asentamiento serán distintos por tener diferente espesor de relleno y se producirán asentamientos diferenciales de grandes dimensiones.

2.5 Geotecnia elemental

En función de los datos recabados en el reconocimiento del sitio, se elegirá el tipo de exploración más apropiado para el subsuelo, el cual nos proporcione datos de resistencia y deformación de los suelos y/o rocas. A continuación, se enuncian varios métodos; sin embargo, el uso de estos dependerá de la importancia del muro mecánicamente estabilizado, de la factibilidad de ejecución, del costo, etc.

Métodos directos

Se puede hacer uso de los siguientes métodos directos: Pozo a cielo abierto (PCA), Método de Penetración Estándar (SPT), Tubo de pared delgada (Shelby), Tubo de pared gruesa, Tubo dentado, Barril Denison, Barriles muestreadores en roca, Barriles convencionales (Barril sencillo, barril doble, barril doble tubo rígido, barril doble tubo giratorio), Barriles no convencionales (Barriles del grupo M, Barriles de gran diámetro), etcétera.

Pozos a Cielo Abierto (PCA)

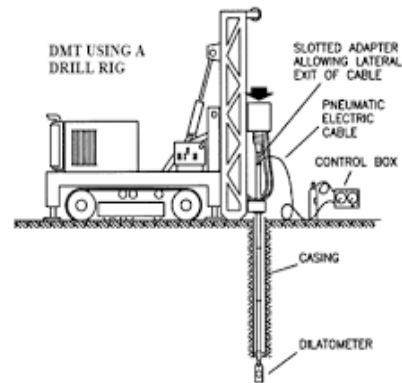
Las exploraciones a cielo abierto pueden ser realizadas en áreas que muestren inestabilidad o para explorar el material de relleno de muros existentes, con alguna falla y en muros con alturas menores o igual a 3 metros. Se obtendrán muestras cúbicas inalteradas.



Ilustración 5. Pozo a cielo abierto.

Sondeos de penetración estándar (SPT)

La prueba de penetración estándar consiste en hincar un penetrómetro de 45 cm en el suelo por medio de golpes aplicados con una masa de 64 kg, la cual se deja caer de una altura de 75 cm. Se cuenta el número de golpes en cada uno de los tres tramos de 15 cm que debe penetrar el muestreador y se define la resistencia a la penetración como el número de golpes, necesarios para avanzar los últimos 30 cm. En caso de que el penetrómetro no pueda penetrar los 45 cm, la prueba se suspende cuando se han dado 50 o más golpes. Tomando en consideración que los primeros 15 cm no se toman en cuenta debido a que en esta zona se tiene una alteración, inducida por la prueba. Cuando se encuentren suelos muy compactos con un número de golpes mayor de 50, se emplea para su avance, broca tricónica, o bien, mediante el procedimiento de lavado en suelos.



Métodos indirectos

Se puede hacer uso de los siguientes métodos indirectos: cono Estático, cono dinámico, presurímetro, dilatómetro, piezocono, etcétera. El uso de estos métodos depende de las condiciones específicas del sitio en estudio, de la importancia de la obra y de los datos requeridos por el Ingeniero, para realizar los análisis geotécnicos.



Ilustración 7. Piezocono.

Sondeos de Cono Eléctrico (CPT)

La prueba de cono eléctrico a pesar de que recupera muestras de suelo ha sido utilizada para determinar las variaciones del suelo mediante la medición de las resistencias a la penetración por punta y la de fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono se hincan en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, en la norma ASTM D 3441-75T para operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/s \pm 25 %. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante.

Trabajos de laboratorio

A partir de las muestras de suelo o roca obtenidas, el ingeniero realizará una examinación visual y física de las mismas, y en base al tipo de material observado de forma macroscópica y a su experiencia, realizará un programa de laboratorio que proporcione los resultados suficientes para que el ingeniero pueda decidir el comportamiento del suelo o roca en el sitio en estudio.

Para poder clasificar el suelo de desplante del muro mecánicamente estabilizado, que pueden estar compuestos por suelo o roca, se realizarán las pruebas que permitan clasificar el material con base en su composición granulométrica, y en sus características de plasticidad, representada por los límites de consistencia, los suelos se clasificarán en base en el sistema SUCS, como se indica en la norma *M-MMP-1-02/03.-Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos*.

Una vez definido el tipo de material de desplante, se recomienda realizar pruebas mecánicas que permitan estimar las propiedades mecánicas del material y, con base en éstas, realizar los análisis geotécnicos necesarios.

Resistencia del esfuerzo cortante del suelo

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de este concepto constituye un paso

previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito cualquier aplicación de la mecánica de suelos en el análisis de la estabilidad de los muros mecánicamente estabilizados y todas las obras civiles.

Una vez, aprovechando desarrollos paralelos a la teoría de la plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, y se notó que aquellas podrían ser sostenidas con dificultad, de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, las tecnologías actuales no han sido capaces aún de sustituir el sistema con el cuál antes se disponía, por otro nuevo, acorde con las nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante.

El primer trabajo en el que se trató de explicar el tema acerca de la resistencia de suelos al esfuerzo cortante es debido al ingeniero francés Coulomb (1776). La primera idea de él consistió en atribuir a la fracción entre las partículas del suelo la resistencia al corte de este y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos según la mecánica elemental.

Coulomb admitió que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de esta, el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano es proporcional a la presión normal en el plano. Automáticamente nace así la ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor, s , tal que:

$$s = \sigma \tan \phi$$

Ecuación 1 Ley de Resistencia

La constante $\tan \phi$ fue definida por Coulomb en términos de un ángulo, al que llamó ángulo de fricción interna, y la definió como una constante del material.

A los materiales que no presentan ángulo de fricción interna, Coulomb les asignó otro valor que tuviera resistencia al corte, el cual llamó cohesión, y lo consideró también como una constante en los materiales.

En general los suelos presentan características mixtas, por lo que se crea una ley que involucre tanto la fricción, así como la cohesión, esta ecuación es conocida en mecánica de suelos con el nombre de la ley de Coulomb.

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

Ecuación 2 Ley de Coulomb

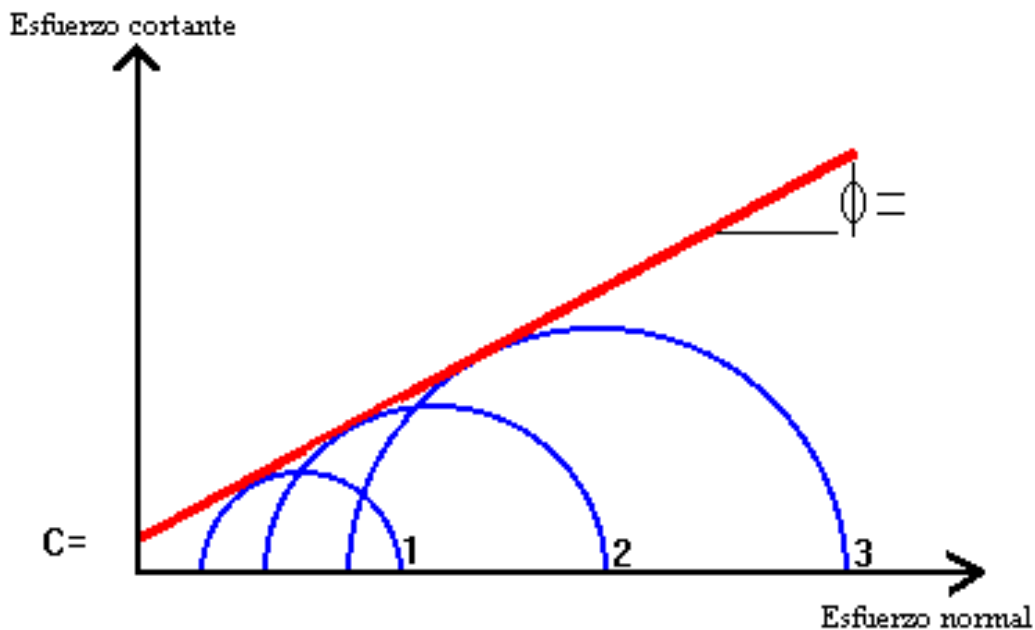


Ilustración 8. Círculos de Mohr.

2.6 Obras de drenaje

Conviene tener presente que en la elección del tipo de obra de drenaje intervienen la adecuada funcionalidad hidráulica y estructural, así como el aspecto económico condicionado a los siguientes factores:

- a) Altura del terraplén.
- b) Forma de la sección en el cruce.

- c) Pendiente de la plantilla de la obra.
- d) Capacidad de sustentación del terreno.
- e) Materiales de construcción disponibles en la región.
- f) Tipificación de las obras y dimensiones.

a) Altura Del Terraplén

En relación con la altura del terraplén, cuando la subrasante ya está definida los tubos y las bóvedas requieren un colchón mínimo de terraplén en los hombros de 0.60 m y 1.00 m, respectivamente; en cambio, las losas y la parte superior de los cajones pueden quedar a la altura de la rasante del camino. De ser necesario, se verá la conveniencia de modificar la rasante para dar cabida al tipo de alcantarilla más adecuado.

b) Forma de la sección en el cruce.

Si la sección del escurrimiento en el cruce es amplia y no está bien definida, puede utilizarse una losa de poca altura, pero de claro amplio no se recomienda construir varios tubos pues el sistema no es eficiente. En terreno de lomerío suave, en donde la rasante a menudo es bajas, pero los escurrideros ya están definidos, es factible emplear tubos, losas o cajones. A medida que las secciones se estrechan y se profundizan, las obras necesarias son las bóvedas, además de las losas y los tubos, según la altura del terraplén que quedará sobre ellas.

c) Pendiente de la plantilla de la obra.

Por condiciones de construcción y de operación, la pendiente de las losas se limita a 12% si la cimentación es continua o a 25%, si se escalona, la pendiente de las bóvedas se limita a 20 y 25%, respectivamente. La pendiente de los tubos puede ser de 30%, sin anclajes intermedios ni en los extremos, o de 40% si cuenta con ellos. En términos muy generales, los tubos son muy económicos para áreas hidráulicas hasta de 1.5 m².

d) *Capacidad de sustentación del terreno.*

La capacidad de carga del terreno influye en el costo y la elección de las obras, pues la cimentación que requieren tiene en cada caso costos diferentes y por ellos utilizan, a menudo, cajones para los terrenos con baja capacidad de carga.

e) *Materiales de construcción disponibles en la región.*

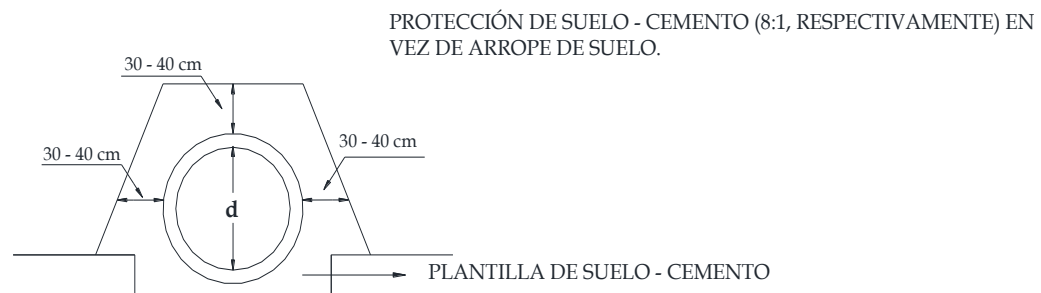
Por razones económicas, los materiales que están disponibles en la región para construir las alcantarillas juegan un papel preponderante en la elección en el tipo de obra. En cortes de material rocoso suelen ser proveedores de piedra braza para la construcción de mampostería de 3ª, útil para estribos y bóvedas.

f) *Tipificación de las obras y dimensiones.*

En caminos de corta longitud, las cuencas son, con frecuencia, semejantes en superficie, pendiente, precipitación pluvial, vegetación y características del suelo, además de que requieren obras del mismo tipo y de dimensiones casi iguales. Cuando esto sucede, conviene llegar a la tipificación. Aunque del estudio resulten una o varias obras con tipo y dimensiones diferentes, en la elección definitiva es importante unificar estas características hasta donde sea posible. De acuerdo con los factores anteriores, se eligen las obras más adecuadas; sin embargo, cuando haya dos o más alternativas para cada una, se seleccionarán las de menor costo.

PROTECCIÓN DE SUELO - CEMENTO EN TUBOS EN VEZ DE ARROPE DE SUELO COMPACTADO.

UNA ALTERNATIVA EFICAZ Y DE CONSTRUCCIÓN RÁPIDA QUE BRINDA MAYOR PROTECCIÓN AL TUBO **MAYOR AVANCE EN LAS TERRACERÍAS**, NO PERMITE LA FUGA DE AGUA EN SU PARTE INFERIOR POR IMPOSIBILIDAD DE "ACOSTILLAR" LA JUNTA CON MORTERO Y FIJACIÓN EFECTIVA DE LOS TUBOS EN LOS TERRENOS CON PENDIENTE CONSIDERABLE DE 30 A 40%.



2.7 Principios para el diseño de un muro mecánicamente estabilizado

El diseño de los muros mecánicamente estabilizados se realizará considerando tanto la estabilidad externa como la estabilidad interna de la masa del suelo retenido detrás de los paneles; siendo también necesario que se hagan revisiones de estabilidad global.

Se puede considerar el uso de los muros mecánicamente estabilizados. en los mismos casos en los cuales se considera el uso de muros de contención convencionales, en especial cuando se esperan asentamientos totales y diferenciales significativos.

Sin embargo, los muros mecánicamente estabilizados no se deberán utilizar en ninguna de las situaciones siguientes:

- Quando se necesiten construir instalaciones para servicios públicos dentro de la zona reforzada y la fractura de las tuberías pueda llegar a afectar negativamente la estabilidad de la estructura, a menos que se provea acceso

a las instalaciones, que no interfiera con los refuerzos o que se trate del drenaje de la carretera.

- b) Si la socavación de la zona de inundación pueda llegar a afectar el relleno armado, el paramento o cualquier estructura de apoyo.
- c) c) Cuando los refuerzos puedan llegar a estar en contacto con líquidos industriales contaminantes o condiciones ambientales agresivas, a menos que se realicen estudios de corrosión o degradación a largo plazo y que específicamente se contemplen estas condiciones.
- d) El principio básico de funcionamiento de los muros mecánicamente estabilizados es lograr que una masa de suelo granular a través de refuerzos colocados estratégicamente pueda soportar fuerzas de tensión, por lo tanto, para garantizar su labor, al momento de diseñar el muro mecánicamente estabilizado se deberá considerar:
 - La estabilidad externa, que depende de la geometría del muro, las propiedades de los materiales de relleno detrás del muro y las sobrecargas.
 - La estabilidad interna del muro reforzado detrás del paramento, donde intervienen las propiedades a corto y largo plazo de los materiales utilizados para reforzar el suelo.
 - Fallas por estabilidad global y compuesta, que dependen del entorno y la zona específica donde se localiza el muro.
 - Diseño estructural del paramento que contempla los tipos de paneles que formarán este paramento, garantizando la retención correcta del material.

Empuje del suelo

El empuje del suelo (EH) se deberá considerar en función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo
- Contenido de agua
- Grado de compactación
- Ubicación del nivel freático
- Interacción suelo-estructura
- Cantidad de sobrecarga
- Efectos sísmicos
- Pendiente del relleno
- Inclinación del muro

El movimiento que se necesita para llegar al empuje activo mínimo o al empuje pasivo máximo depende de la altura del muro y del tipo de suelo.

2.8 Control y supervisión de la calidad durante la construcción

El control de calidad abarcará los siguientes aspectos:

- Comportamiento mecánico
- Durabilidad
- Aspecto

Algunos de estos parámetros son controlados en fábrica y otros dentro de la obra. Cuando se trate de control desde fábrica, éste quedara plasmado en un certificado de garantía o documento que garantice la calidad de los elementos.

El paramento es un componente de los muros mecánicamente estabilizados utilizado para interactuar con el suelo y realizar mejoras de las propiedades mecánicas entre las filas de refuerzo. Los revestimientos comunes incluyen paneles prefabricados de concreto, bloques modulares, láminas de metal, placas, mallas de alambre o láminas envueltas con geosintéticos. El revestimiento desempeña un papel estructural de menor importancia en la estabilidad de la estructura, pero contribuye al de control de la erosión.

Se puede asumir que la tensión en los refuerzos es resistida por un empuje del suelo uniformemente distribuido en la parte posterior del bloque reforzado.

Se buscará utilizar un revestimiento que no se deforme lateralmente y que no se desplome más allá de las tolerancias establecidas.

Control de calidad del material de relleno

El objeto de este control es comprobar que el material que se va a utilizar cumple lo establecido en las prescripciones técnicas tanto en el lugar de origen como en el de empleo para evitar las alteraciones que puedan producirse como consecuencia de las operaciones de extracción, carga, transporte y descarga.

Se comprenderán las siguientes etapas en este control:

I. Antes de la iniciación de la obra

Se realizarán el número de muestras representativas de cada tipo de material que señale el responsable de la obra y que serán dos como mínimo. Se efectuarán los siguientes ensayos en cada muestra:

- Proctor
- Ensayo granulométrico completo
- Equivalente de arena
- Determinación de resistividad
- Determinación de pH
- Determinación del contenido en materia orgánica
- Ensayo cualitativo de la presencia de sulfuros

II. En banco

Se realizarán las siguientes operaciones:

- a) Comprobar el retiro de tierra vegetal antes del comienzo.
- b) Comprobar la explotación racional del frente y en su caso la exclusión de las vetas no utilizables.

c) Tomar muestras representativas, de acuerdo con el criterio del responsable de la obra, del material excavado en cada desmonte o préstamo. Sobre ellas se efectuarán los siguientes ensayos si el control es intenso.

- Determinación de la resistividad
- Ensayo granulométrico
- Proctor
- Determinación de pH
- Contenido en materia orgánica

III. En el lugar de colocación

Se examinarán los montones procedentes de la descarga de camiones, desechando de entrada aquéllos que, a simple vista, presenten restos vegetales, materia orgánica, o boleos de mayor tamaño que el admitido como máximo; y señalando aquellos otros que presenten alguna anomalía en cuanto al aspecto que se recomienda tenga el material que llegue a obra de los bancos aprobados, tales como distinta coloración, exceso de plasticidad, etcétera.

El control de humedad y la densidad es imprescindible para la construcción de los muros mecánicamente estabilizados, incluso cuando se utilizan materiales granulares de alta calidad, los problemas pueden ocurrir si no se ejerce un control en la compactación. El material de relleno será colocado y compactado en o dentro del dos por ciento seco del contenido de humedad óptimo.

Si el relleno reforzado es drenante, con menos de cinco por ciento de material que pasa la malla N ° 200, el contenido de agua podrá estar dentro de ± 3 puntos porcentuales de la óptima.

La colocación del contenido de humedad puede tener un efecto significativo en la interacción del suelo con el refuerzo. Un contenido de humedad demasiado alto hace que sea cada vez más difícil mantener una alineación aceptable en el paramento, especialmente si el contenido de finos es alto. El contenido de humedad demasiado seco puede resultar en asentamientos significativos durante los períodos de precipitación.

Una densidad de 95 por ciento del valor máximo del *PVSM* se recomienda para muros de contención, y el cien por ciento se recomienda para muros estribo y muros soportando cimentaciones de estructuras.

Es preferible se solicite una especificación de procedimiento cuando un porcentaje significativo de material grueso, generalmente treinta por ciento o superior es retenido en la malla de 19 mm ($\frac{3}{4}$ "). En esta situación, típicamente tres a cinco pasadas con equipos convencionales de compactación con rodillo vibratorio es adecuado para alcanzar la densidad máxima práctica. Los requisitos reales se determinarán con base a las pruebas de campo.

Las capas de suelo serán compactadas hasta o ligeramente por encima de la elevación de cada nivel de las conexiones de refuerzo antes de colocar la capa de elementos de refuerzo.

La secuencia de construcción se compone principalmente de la preparación del desplante, colocación y compactación de relleno, tendido del refuerzo en su posición y la instalación de los elementos que componen el paramento (puede ser necesaria tensión del refuerzo). No son requeridos equipo o habilidades especiales y puede ser utilizada la mano de obra local disponible. La mayoría de los proveedores de materiales proporcionan capacitación para la construcción de sus sistemas.

Hay algunas consideraciones especiales de construcción que el equipo de inspección tiene que ser consciente para evitar problemas potenciales en el rendimiento. Estas consideraciones se refieren al tipo de sistema que se va a implementar, a las condiciones específicas del sitio, al material de relleno utilizado y especificaciones del paramento.

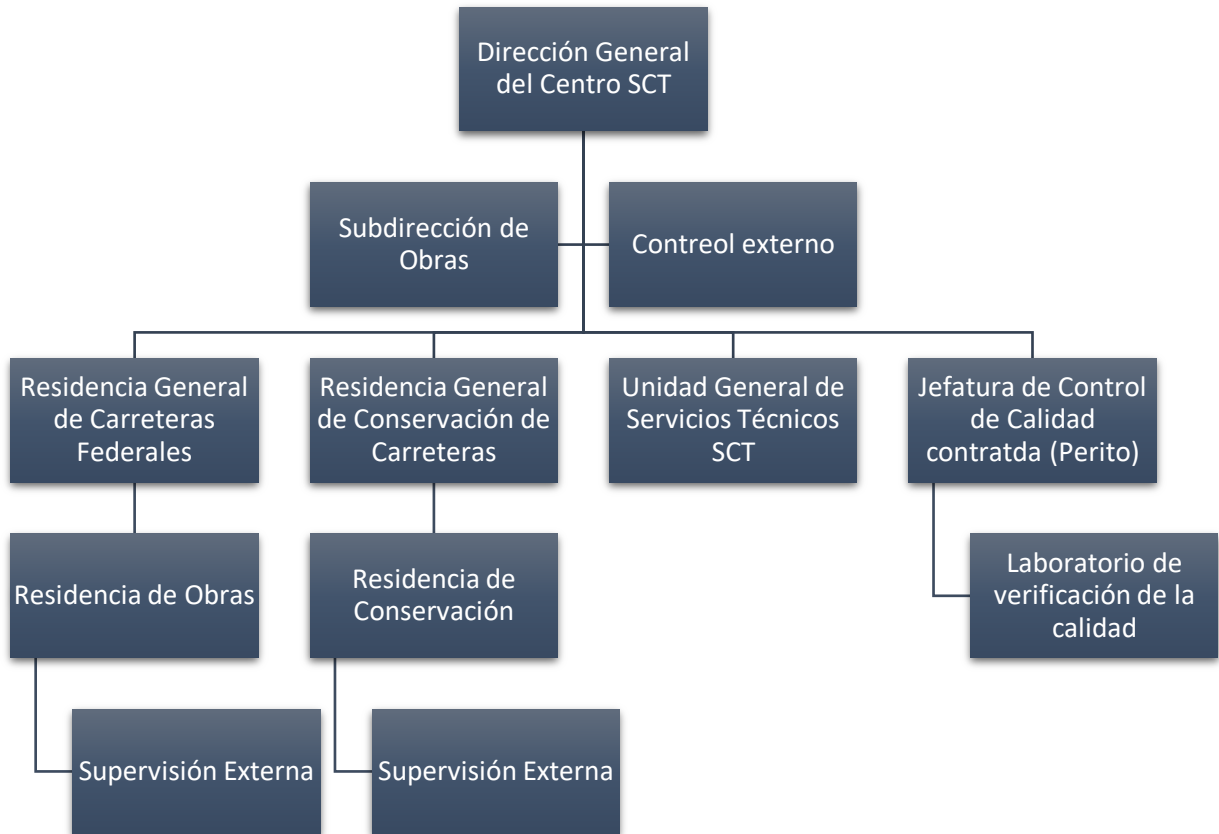


Ilustración 9. Verificación de la calidad durante la construcción o conservación de obras SCT. N. CAL. 1.01./05

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Recopilación de información del sitio

El acceso del muro mecánicamente estabilizado *Tamaca* en el km 6+632 de la carretera San Julián – Paso del Toro, falló repentinamente en una longitud aproximada de 70m bloqueando un carril de los dos que conducen en el sentido de San Julián a Paso del Toro, esto motiva la rápida intervención de la dependencia Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), especialistas y constructor a fin de resolver la problemática. Independientemente del motivo de la falla del muro mecánicamente estabilizado, se requiere revisar las características del subsuelo para la construcción de nuevo muro que necesariamente se construirá.

Con lo que respecta al material de relleno, se requiere la revisión de capacidad de carga y asentamientos para el reforzamiento del muro mecánicamente estabilizado denominado M2 y M1. La dependencia indica que independientemente de los resultados de capacidad de carga y asentamientos se refuerce el subsuelo garantizando que no pueda ocurrir alguna falla atribuible al suelo de cimentación del muro mecánicamente estabilizado.



Ilustración 10. Vista frontal de la falla ocurrida en el muro mecánicamente estabilizado.



Ilustración 11. Vistas de la falla ocurrida.

La región pertenece a la Planicie Costera del Golfo, en los alrededores del sitio se encuentran tres unidades de suelos de era Cenozoica, periodo cuaternario pertenecientes a las cuencas de Tampico – Misantla y cuenca de Veracruz.

El sitio de estudio se ubica en el cruce de la carretera Xalapa-Veracruz y San Julián-Paso del Toro, en el cadenamiento 6+632.22 de esta última carretera, sus coordenadas en el sistema de Mercator son: 786562.00mE y 2124021.37mN, con tipo de clima semiseco con lluvias en verano y escasas a lo largo del año, muy cálido, con un porcentaje de precipitación invernal menor de 5%., precipitación media anual de 1500 a 2000 mm y topografía plana.



Ilustración 12. Localización del sitio de estudio.

3.2 Análisis geotécnico

Se realizaron cuatro sondeos de penetración estándar a profundidad de 12m en sitios ubicados estratégicamente considerando dos perforaciones por cada muro. Debido a que el constructor requiere continuar trabajando en la construcción del muro mecánicamente estabilizado a la brevedad posible se enviaron a campo tres equipos de perforación para su trabajo simultáneo.

Con base a los registros de perforación actuales y a la clasificación de suelos con que se cuenta de manera previa, así como de las consideraciones de nivel freático, se procedió a formular una comparativa de numero de golpes, graficando los registros de golpes de cada uno de los sondeos y obteniendo su promedio general.

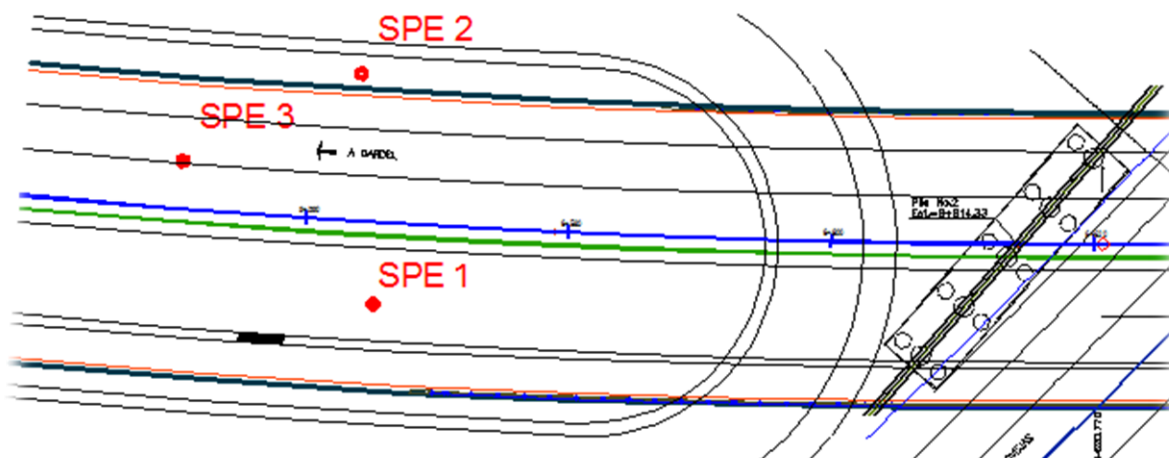


Ilustración 13. Ubicación de los sondeos de penetración estándar.

En función de las muestras recuperadas en los sondeos de penetración estándar 1 y 2, se realizaron los ensayos de límites de consistencia, humedades y densidades para su correspondiente clasificación, anotando en el perfil estratigráfico las características generales de los materiales que se encontraron, cabe destacar que no se obtuvieron muestras de tubo shelby por ser arenas, por lo que los datos de ángulo de fricción interna fueron estimados con el gráfico que relaciona el número de golpes con el ángulo de fricción interna.



Ilustración 15. Instalación del equipo de perforación.



Ilustración 14. Muestra obtenida mediante penetrómetro.

Los estratos, empezando por los más superficiales y terminando con los más profundos, son los siguientes:

Estrato uno artificial: De 0.00 a 1.00m

Capa de mejoramiento artificial constituida por 20cm de base estabilizada con cemento, dos capas de 20cm cada una con material con calidad de base y una capa de 40cm de grava en greña, en total un metro.

Estrato dos: de 1.00 a 2.45m

Arcilla arenosa o mezcla de arcilla arena color café claro de consistencia dura, con 53% pasando la malla 200, Limite liquido 44.4% y limite plástico de 12.4%, con clasificación SUCS (CL) es un depósito arcillo arenoso de edad cuaternaria, es una unidad regional, con una humedad natural de 24%.

Estrato tres: De 2.45 a 8.00m

Arena limosa color gris claro de compacidad relativa mediana, mal graduada, con 12% pasando la malla 200, Limite liquido 18% y limite plástico inapreciable con clasificación SUCS (SP-SM) es un depósito arenoso de edad cuaternaria, es una unidad regional, con una humedad natural de 20%.

Estrato tres: De 8.00 a 15.00m

Arena gruesa limosa color gris oscura de compacidad relativa muy compacta, con 11% pasando la malla 200, Limite liquido 17% y limite plástico inapreciable con clasificación SUCS (SP-SM) es un depósito arenoso de edad cuaternaria, es una unidad regional, con una humedad natural de 19%.

- *El nivel freático se encuentra a 6.60m.*

Para el caso del cuerpo del terraplén, se perforó a través de él, encontrándose que, de acuerdo con el número de golpes de penetración estándar, el material encontrado, y la correlación entre número de golpes y ángulo de fricción interna para la penetración de 30cm con penetrómetro estándar, el ángulo de fricción

interna posible recomendar es de 35° de esta manera indirecta. En la perforación se encontraron fragmentos de gravas, gravas completas y fragmentos de arenisca.



Ilustración 16. Vista de los sondeos de penetración estándar.

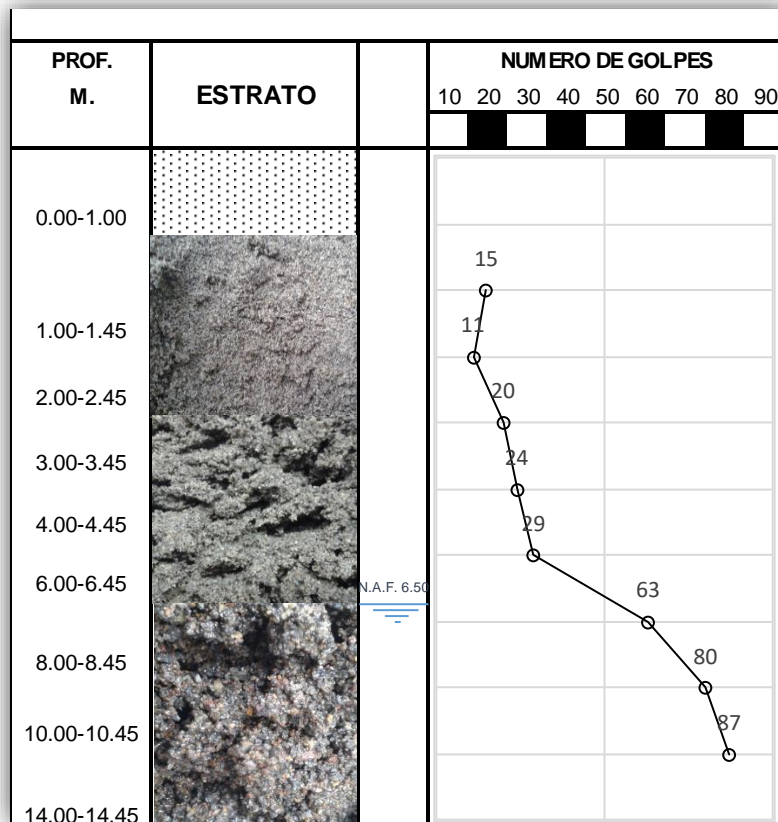


Ilustración 17. Perfil estratigráfico obtenido del sondeo de penetración estándar.

3.3 Cálculos de estabilidad y resistencia

Con la finalidad de determinar la capacidad de carga y probables asentamientos en el área de desplante del muro de tierra mecánicamente estabilizados se procedió a determinar primero el esfuerzo que será transmitido a nivel de cimentación.

Para el análisis de muros estabilizados mecánicamente se revisa el muro como un solo bloque sujeto a fuerzas internas y externas, siendo estas últimas las que se consideran para el análisis de volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En este análisis la fuerza inercial horizontal provocada por el sismo se considera actuando simultáneamente con el 50% del empuje dinámico horizontal.

De esta manera, para este caso, en que el relleno es inclinado, se tiene la aplicación de las ecuaciones siguientes:

Coeficiente de aceleración máximo del muro en su centroide:

$$A_m = (1.45 - A) A$$

Empuje dinámico horizontal:

$$PAE = 0.375 A_m \gamma f H^2$$

Fuerza Inercial Horizontal:

$$P_{IR} = P_{IR} + P_{IS} = 0.125 A_m \gamma f (H_2)^2 \tan \beta$$

Para el caso del muro fallado:

Se requiere calcular una altura H_2 a partir de una altura inicial de 10.27 m.

$$H_2 = H + (\tan \beta) (0.5H) / (1 - 0.5 \tan \beta) \text{ por lo que:}$$

$$H_2 = 10.06 \text{ m}$$

$A_m = 0.345$; $PAE = 24.91 \text{ t/m}$ aplicado 6.04m de la base y $P_{IR} = 33.56 \text{ t/m}$ aplicado en el centro de gravedad de la masa dinámica y considerando que la pendiente que nos ocupa es negativa por ser una curva derecha. La base de la masa dinámica es $0.5H_2 = 5.03 \text{ m}$.

Por otro lado, se determinó una cuña de deslizamiento crítico para el caso de suelos friccionantes por el método gráfico de Coulomb (1776). Obteniendo un empuje activo de 28.97 t/m.

Al revisar el factor de seguridad a volteo incluyendo sismo se tiene:

$$FSV = 2.2 \geq 2.0$$

Al revisar el factor de seguridad a deslizamiento se tiene:

$$FSD = 1.6 \geq 1.5$$

La excentricidad obtenida en estos cálculos es de 1.86 m, lo que implica que la fatiga derecha e izquierda son: 47.5 t/m² y - 8.47 t/m² respectivamente, creándose tensiones en su base, dado que ese comportamiento no es adecuado por lo que se requiere proponer nuevas dimensiones. Durante el transcurso de esta revisión se propone un muro de 11m de ancho desplantado a 0.50m de profundidad de la superficie actual cumpliendo con la normativa AASTHO siendo la altura mayor de 10.77m. Considerando lo anterior, se recalcularon los efectos del sismo de la misma manera mostrada anteriormente y los factores de seguridad considerando sismo quedan como de esta manera:

$$FSV = 3.4 > 2$$

$$FSD = 2.0 > 1.5$$

$$\text{Fatiga derecha} = 38.9 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Fatiga izquierda} = 2.1 \text{ t/m}^2$$

Para la valuación de capacidad de carga se utilizaron dos criterios, uno conservador (Terzaghi) y otro más cercano a los resultados experimentales de Muhs (Balla). La primera ecuación se aplicó en su forma más general cubriendo todos los aspectos variables posibles en su determinación mediante la ecuación:

$$\frac{\sum QFc}{A} \leq \left[\gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \bar{Pv}(N_q - 1) + cN_c \right] F_r$$

De acuerdo al registro de penetración estándar, se tomaron 15 golpes representativos superficiales considerando arenas finas, que implican una compacidad relativa de 75% y un ángulo de fricción interna de 31°, para este ángulo, los coeficientes de capacidad de carga son:

$$N_c = 32.67$$

$$N_q = 20.63$$

$$N_{\gamma} = 25.99$$

No se considera que la arena esta suelta por lo que hay falla local, además el nivel freático se localizó a 6.6 m de profundidad.

El peso volumétrico se consideró de 1.8 t/m³ natural considerando la posición actual del nivel freático y el factor de resistencia Fr se consideró 0.35 para el caso de zapatas sometidas a acciones predominantemente dinámicas por estar en la zona B de sismicidad de la República Mexicana. Así mismo, la base se redujo por efecto de la excentricidad. De esta manera la capacidad de carga por el criterio de Terzaghi es de 40t/m².

Terzaghi		
γ	1.8	t/m ³
γ'	0.8	t/m ³
Df	0.2	m
Base	11.15	m
e	1.5	m
Cohesión	0	t/m ²
Fr	0.35	
Base efectiva	8.15	m
Nc	35.49	
Nq	23.18	
N γ	30.22	
Qa	106.862	t/m ²
Con Capacidad de carga admisible		40.69

Ilustración 18. Tabla del cálculo de capacidad de carga.

Para el criterio de Balla se calculó el factor ρ para la relación Df/B que en este caso fue de 0.019, prácticamente cero para fines de uso de las gráficas de esta teoría, también se determinó la relación $2c/B\gamma$, este factor resultó de 2.95 por lo que Nc= 40, Nq=18 y N γ =45 , para esta teoría. La capacidad de carga considerando las mismas variables del criterio anterior resulta de 67 t/m².

Un aspecto importante en el sitio es la probabilidad de que el nivel freático ascienda hasta el nivel de desplante, con lo que la capacidad de carga se modificaría a los resultados siguientes:

$$Terzaghi = 30 \text{ t/m}^2$$

$$Balla = 49 \text{ t/m}^2$$

Por lo que un valor promedio de estos criterios implica el sobre-diseño de uno y el sub-diseño del otro, así la capacidad de carga por recomendar de acuerdo con el criterio del calculista es $(30 \text{ t/m}^2 + 49 \text{ t/m}^2) / 2 = 39.5 \text{ t/m}^2$ aproximadamente 40 t/m^2 , suficiente para la fatiga máxima de diseño considerando sismo y que fue de 38.9 t/m^2 .

3.4 Estados límite de servicio

Se evaluaron los asentamientos inmediatos empleando la teoría de la elasticidad debido a que se tratan de arenas limosas, los valores de módulo de elasticidad y módulo de Poisson se tomaron de valores tabulares típicos para este tipo de materiales, el factor de influencia se consideró para zapata flexible con no más de 10 en la relación L/B. De esta manera $E = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.25$, $I_w = 2.25$, y base afectada por excentricidad, aplicándolos a la fórmula:

$$\Delta\rho = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_w$$

La carga de diseño tomada corresponde a la fatiga derecha e izquierda en condiciones estáticas (15 t/m^2 y 25.9 t/m^2 respectivamente) del muro ya que son las que actuarán de largo plazo y no transitoriamente. Sustituyendo valores en la ecuación el asentamiento es de 12.2 cm para la fatiga mayor y de 7.1 cm para la menor, lo que hace un diferencial de $0.004 = 0.004$ limitado para muros con acabados poco sensible o marcos de concreto, esto implica que se cumple con el

reglamento en cuanto asentamientos diferenciales, estos asentamientos podrán darse durante la construcción y no representan un problema durante la ejecución.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Sistema de pilotes de refuerzo

Con base a los resultados obtenidos se propone un sistema de pilotaje para reforzar la cimentación del muro mecánicamente estabilizado, se muestra a continuación el procedimiento constructivo que se debe llevar a cabo.

I. Trazo, nivelación y ubicación de los blancos de barrenación

Se realizará el trazo en la zona donde se construirán los muros mecánicamente estabilizados delimitando su área y obteniendo su nivel en planta. Los sitios en donde se perforará para colocar los pilotes (blanco de barrenación) se marcarán en campo de acuerdo con lo establecido en el plano (Planta de localización de pilotes). La tolerancia para la ubicación del pilote será de 8 cm en cualquier dirección. Se tomará la cota del blanco de barrenación y se anotará en la hoja de registro.

II. Barrenación

Se procederá a barrenar sobre el blanco de barrenación en un diámetro de 20" hasta atravesar la capa de un metro de mejoramiento y 20 cm adicionales (1.20 m) mediante barrena helicoidal en el perímetro de la zona de desplante y de acuerdo a la distribución de pilotes. Se respetará el orden de hincado de pilotes que se muestra con numero en el exterior del círculo que se muestra en la planta de la ubicación de pilotes por lo que la barrenación seguirá también ese orden.

III. Colocación de guía o resbaladera

La selección de tipo de resbaladera estará en función de la disponibilidad con que se obtenga el equipo, pueden ser de las del tipo montadas sobre grúa con la intención de servir de guía y evitar que el pilote se coloque inclinado. El constructor podrá definir estrategias de control de inclinación del pilote de acuerdo con el equipo con el que se cuente, pero deberá de cumplir con la tolerancia de inclinación máxima de pilote que para este caso es de 18.4 cm que corresponde al 2% de la longitud del pilote de 9.2 m.

IV. Marcado de pilote

Se colocarán marcas con pintura a cada 50 cm los primeros 3.5 metros y a cada metro el resto contado desde la punta del pilote en el cuerpo del pilote, estas marcas deben ser visibles fácilmente, a cada 5 m se colocará una marca doble para control de profundidad.

V. Colocación de gorro de protección

Se colocará un gorro de protección al pilote, este gorro estará integrado por una estructura monolítica de acero en forma de caja, en la parte superior lleva una sufridera de madera o trozos de cable de acero y sobre ellos una placa metálica, en la caja inferior lleva madera.

VI. Hincado de pilotes

Se utilizará una grúa con un sistema de malacates, cables y ganchos montados sobre una pluma capaz de moverse sobre un plano vertical, girar en un plano horizontal y desplazarse a lo largo de los sitios de hincado, la capacidad mínima de grúa será de 15 toneladas. Si se cuenta con piloteadora podrá usarse independientemente de su sistema de elevación y tipo de propulsión.

La masa del martillo será cuando menos de novecientos kilogramos y en ningún caso será menor que la suma de las masas de la cabeza para el hincado del pilote, la energía total desarrollada por el martillo no será menor de ocho coma catorce (8,14) kilo Joules (830 kg·m) por golpe, si el pistón pesa menos de dicho valor, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la carga que le fue asignada, pudiéndose además dañar la cabeza por excesivo número de golpes en el intento vano de llevar el pilote a su posición correcta, por otra parte si el pistón es demasiado pesado en relación al pilote, este puede sufrir daños en toda su longitud.

Se hincará cada pilote llevando un registro de hincado del mismo, teniendo cuidado de registrar a cada 50 cm a partir del sexto metro. Es recomendable realizar un pilote de prueba para ajustar cualquier procedimiento de hincado y normalizar toda la operación de hincado.

VII. Verificación de condición de rechazo

Se graficará la recuperación elástica y el asentamiento neto del pilote en el tramo final del hincado, se harán tres series de diez golpes cada uno para definir el rechazo en mm/golpe con el promedio obtenido. Esta actividad se realizará para los primeros tres pilotes y después a cada veinte pilotes para evitar entorpecer las labores de construcción, pero garantizar que las operaciones de hincado se estén realizando adecuadamente.

VIII. Cortado de cabeza de pilotes

Debido a que la operación de hincado de pilotes de este proyecto es para aumentar la compacidad relativa del material subyacente y con ello aumentar el factor de seguridad que ya existe además de contribuir a la estabilidad del muro de mecánicamente estabilizado en condición de sismo, es posible que algunos pilotes, principalmente los centrales no puedan llegar a su profundidad de desplante y lleguen a una profundidad menor al rechazo, en este caso se descabezaran.

IX. Colado de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ dentro del pilote

Una vez colocados y en su caso cortados en el área trabajada se procederá a colar el concreto en el interior de los pilotes preferentemente mediante tubo tremie y/o bombeado con revenimiento mínimo de 15 y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. No se permitirá el uso de acelerantes y siempre se hará un colado continuo. Los agregados tendrán tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " y en todo momento se evitará su segregación

X. Relleno de barrenación en zona de mejoramiento existente

Una vez colado los pilotes, se procederá a colocar el relleno en la zona alrededor de ellos en el área denominada de barrenación, compactando con equipo manual material de base estabilizada con 3% de cemento portland. La compactación se logrará al 95% de su peso volumétrico seco máximo AASTHO STD incorporando el agua necesaria para esta operación.

4.2 Factores de seguridad y fatiga del muro

	Factores de seguridad			
	Volteo		Deslizamiento	
	Con sismo	Sin sismo	Con sismo	Sin sismo
Con escamas y parapeto	3.346	12.008	1.761	4.607
Sin escamas ni parapeto	3.344	12.003	1.723	4.509

	Fatigas			
	Paramento externo		Paramento interno	
	Con sismo	Sin sismo	Con sismo	Sin sismo
Con escamas y parapeto	36.179	24.153	1.461	13.487
Sin escamas ni parapeto	35.006	22.981	2.634	14.660

4.3 Resultado de las cargas máximas en el esfuerzo del muro

Z	m	σ_{vx} máximo	σ_{vx} Resist deslizamiento	kr/ka	kr	σ_{hx}	Tmax x
1	0.145	2.1755 ton/m ²	0.2755 ton/m ²	2.5	0.7681	1.671 ton/m ²	1.2533 ton/m
2	0.895	3.6005 ton/m ²	1.7005 ton/m ²	19.758	6.0709	2.766 ton/m ²	2.0743 ton/m
3	1.645	5.0255 ton/m ²	3.1255 ton/m ²	2.144	0.6586	3.860 ton/m ²	2.8952 ton/m
4	2.395	6.4505 ton/m ²	4.5505 ton/m ²	1.981	0.6087	4.955 ton/m ²	3.7162 ton/m
5	3.145	7.8755 ton/m ²	5.9755 ton/m ²	1.819	0.5588	6.050 ton/m ²	4.5372 ton/m
6	3.895	9.3005 ton/m ²	7.4005 ton/m ²	1.656	0.5088	7.144 ton/m ²	5.3581 ton/m
7	4.645	10.7255 ton/m ²	8.8255 ton/m ²	1.494	0.4589	8.239 ton/m ²	6.1791 ton/m
8	5.395	12.1505 ton/m ²	10.2505 ton/m ²	1.331	0.4090	9.333 ton/m ²	7.0000 ton/m
9	6.145	13.5755 ton/m ²	11.6755 ton/m ²	1.200	0.3687	10.428 ton/m ²	7.8210 ton/m
10	6.895	15.0005 ton/m ²	13.1005 ton/m ²	1.200	0.3687	11.523 ton/m ²	8.6419 ton/m
11	7.645	16.4255 ton/m ²	14.5255 ton/m ²	1.200	0.3687	12.617 ton/m ²	9.4629 ton/m
12	8.395	17.8505 ton/m ²	15.9505 ton/m ²	1.200	0.3687	13.712 ton/m ²	10.2838 ton/m
13	9.145	19.2755 ton/m ²	17.3755 ton/m ²	1.200	0.3687	14.806 ton/m ²	11.1048 ton/m
14	9.895	20.7005 ton/m ²	18.8005 ton/m ²	1.200	0.3687	15.901 ton/m ²	11.9258 ton/m

4.4 Diseño del refuerzo contra deslizamiento del muro

m	Tmax x		ovx máximo		F*		Le min Malla 3/4"		F*		Le min Varillas C		F*	Le min Varillas L	
0.145	1.2533	ton/m	2.1755	ton/m ²	19.7583	0.16702	6.4674	m	1.9758	1.2346	0.8749	m	0.4	2.70051	m
0.895	2.0743	ton/m	3.6005	ton/m ²	18.5083	0.15646	6.9042	m	1.8508	1.1565	0.9340	m	0.4	2.70051	m
1.645	2.8952	ton/m	5.0255	ton/m ²	17.2583	0.14589	7.4042	m	1.7258	1.0784	1.0017	m	0.4	2.70051	m
2.395	3.7162	ton/m	6.4505	ton/m ²	16.0083	0.13532	7.9824	m	1.6008	1.0003	1.0799	m	0.4	2.70051	m
3.145	4.5372	ton/m	7.8755	ton/m ²	14.7583	0.12476	8.6585	m	1.4758	0.9222	1.1713	m	0.4	2.70051	m
3.895	5.3581	ton/m	9.3005	ton/m ²	13.5083	0.11419	9.4597	m	1.3508	0.8441	1.2797	m	0.4	2.70051	m
4.645	6.1791	ton/m	10.726	ton/m ²	12.2583	0.10362	10.4243	m	1.2258	0.7660	1.4102	m	0.4	2.70051	m
5.395	7.0000	ton/m	12.151	ton/m ²	11.0083	0.09306	11.6080	m	1.1008	0.6879	1.5703	m	0.4	2.70051	m
6.145	7.8210	ton/m	13.576	ton/m ²	10.0000	0.08453	12.7785	m	1.0000	0.6249	1.7287	m	0.4	2.70051	m
6.895	8.6419	ton/m	15.001	ton/m ²	10.0000	0.08453	12.7785	m	1.0000	0.6249	1.7287	m	0.4	2.70051	m
7.645	9.4629	ton/m	16.426	ton/m ²	10.0000	0.08453	12.7785	m	1.0000	0.6249	1.7287	m	0.4	2.70051	m
8.395	10.2838	ton/m	17.851	ton/m ²	10.0000	0.08453	12.7785	m	1.0000	0.6249	1.7287	m	0.4	2.70051	m
9.145	11.1048	ton/m	19.276	ton/m ²	10.0000	0.08453	12.7785	m	1.0000	0.6249	1.7287	m	0.4	2.70051	m
9.895	11.9258	ton/m	20.701	ton/m ²	10	0.08453	12.7785	m	1.0000	0.6249	1.7287	m	0.4	2.70051	m

Conclusiones

Con la información recabada en campo y la documental, así como de los cálculos realizados en el diseño del muro mecánicamente estabilizado se puede informar lo siguiente:

De la revisión de memoria de cálculo brindada por la empresa constructora:

- ❖ En el sistema del proceso constructivo ejecutado. consideran valores de ángulo de fricción interna conservadores, por lo que esta consideración queda del lado de la seguridad.
- ❖ De la estabilidad interna. Se menciona que en la sección 5.8.4.1 de AASHTO se indica la separación de las zonas activa y resistente, este inciso se refiere realmente a Las cargas máximas en el refuerzo y ahí se indica que Los refuerzo inextensibles y extensibles no deben combinarse en un mismo muro, por lo que el diseño que realizó la empresa constructora incumple esta norma.
- ❖ En dos apartados se menciona que no se considera el sismo.
- ❖ La zona activa no fue determinada correctamente por ser la malla un refuerzo extensible ya que se requería alargar por norma tres pies más, fuera de la zona activa. Es decir, los tensores quedan escasos.
- ❖ Los tensores tienen la sección requerida pero no su longitud.
- ❖ Se observa que la separación de diseño deja un espacio de 0.75m entre barras de tensión entre escama y escama y la generalidad del sistema se encuentra a 37.5cm de separación horizontal y 0.75 vertical, lo cual genera una discontinuidad en el trabajo del muro.

De acuerdo con las observaciones de campo, los trabajos de exploración de subsuelo, la investigación de la compactación del muro mecánicamente estabilizado fallado, la topografía obtenida, los análisis de laboratorio, los cálculos y las consideraciones solicitadas por la dependencia, es posible establecer las siguientes conclusiones.

1.- El sitio en donde se encuentra ubicado el muro M1 y M2 construido ha sido inundable en otras épocas, por lo que se tomó en cuenta esta consideración en los cálculos de capacidad de carga para el reforzamiento o reconstrucción de los que tendrán que ser los nuevos muros mecánicamente estabilizados.

2.- Reconsiderando para análisis un muro mecánicamente estabilizado de 11 m de ancho y 10.77 m de alto, la fatiga mayor obtenida es de 38.9 t/m² en condición sísmica de acuerdo con la región en que se encuentra la obra, la capacidad de carga considerando suelos saturados recomendada es de 40t/m² por lo que hay suficiente capacidad de carga para el muro de referencia.

3.- Al analizar los asentamientos, se optó por un análisis elástico ya que predominan las arenas, los asentamientos diferenciales resultaron de 0.004 expresados como el asentamiento diferencial entre el claro y son iguales al límite indicado en el reglamento del distrito federal, además, de acuerdo con la teoría se tendrán durante la construcción, por lo que los asentamientos se encuentran dentro de norma.

4.- El ángulo de fricción interna indirecto obtenido mediante penetración estándar en el cuerpo del terraplén es de 35°.

5.- El ángulo de fricción interna obtenido mediante pruebas de resistencia al cortante directo es de 36.5°

6.- El peso volumétrico adecuado para realizar el cálculo de estabilidad interna del muro mecánicamente estabilizado a pesar de tener en registros de compactación un valor de 1.9 t/m³ se recomienda ser conservador y usar 1.8 t/m³.

7.- No se recomienda el uso de la combinación de tensores inextensibles con tensores extensibles en un mismo muro mecánicamente estabilizado de acuerdo con las normas AASHTO.

8.- El muro mecánicamente estabilizado se encuentra en curva en espiral por lo que el proyectista del muro deberá de tomarlo en cuenta en el cálculo de esfuerzos verticales para el análisis de estabilidad interna.

9.- El coeficiente de fricción en la base del muro actual es menor que el del interior del muro ya que se encuentra una base cementada compactada con rodillo liso, se sugiere un acabado rugoso en la base del nuevo muro mecánicamente estabilizado y usar un ángulo no mayor de 30° en la base.

10.- Resulta adecuado hacer trabajar el empuje pasivo en el exterior del paramento del desplante de ambos muros M1 y M2, por lo que es conveniente bajar la dala de desplante.

Recomendaciones

De acuerdo con los datos observados en campo y a los cálculos realizados, es posible emitir las siguientes recomendaciones:

1. Construcción de dala de cimentación de escamas a 50 cm de alto, abajo del nivel ordenado para el desplante del muro mecánicamente estabilizado. Si constructivamente la dala de desplante puede construirse con forma perpendicular con un lado hacia adentro resultara más eficiente.
2. El nivel de desplante del muro mecánicamente estabilizado será de 50 cm por debajo de su nivel actual, es decir, en todo momento el muro estará embebido 50 cm.
3. Construcción de muro mecánicamente estabilizado de base mínima de 11 m sin incluir escamas.
4. Para el dimensionamiento del muro mecánicamente estabilizado deben de diseñarse rigurosamente de acuerdo con la norma los siguientes puntos:
 - a. La longitud del refuerzo del suelo deberá de ser uniforme en toda la altura del muro y debe de tener una longitud mínima del 70% de su

altura, que para este caso es 7.2 m y no menor de 2.4 m. Así mismo, este refuerzo debe de rebasar la zona activa en tres pies (91 cm) mínimo, prohibiéndose que las conexiones queden en la zona de mayor esfuerzo que es el contacto entre la zona activa y la resistente. Debe de considerarse en el análisis del muro que el tramo se encuentra en una curva en espiral por lo que hay una sobreelevación y una fuerza centrípeta adicional por considerar en los empujes laterales.

- b. Debe de considerarse en el análisis de muro un espesor de sacrificio de acuerdo con norma debido al ambiente agresivo del lugar y a la corrosión probable.
- c. Debe de considerarse en el análisis del muro que la vida de servicio indicada en las bases de licitación es de 100 años.

4.- La capacidad de carga recomendada es de 40 t/m² considerando un nivel freático sumergido por inundación.

5.- Los asentamientos para un muro correctamente reforzado por fuerzas internas y externas se encuentran bajo norma.

6.- Construcción de una banquetta elevada 50 cm o mayor entre el paramento de las escamas y el hombro del camino con material pesado, este material podría ser el recuperado de la capa estabilizada con cemento actual en la zona de la dala, la banquetta así construida se terminará con concreto.

7.- Para el caso de requerirse un factor de seguridad adicional en la subestructura se realizará un análisis por separado de acuerdo con el sistema que se proponga.

8.- No se recomienda usar un ángulo de fricción interna mayor a 35° en el diseño del muro mecánicamente estabilizado y de 30° a nivel de desplante.

Lista de ilustraciones

Ilustración 1. Falla ocurrida en el muro mecánicamente estabilizado "Tamaca". 7

Ilustración 2. Diagrama de muro mecánicamente estabilizado.	13
Ilustración 3. Tipos de paneles más utilizados.	14
Ilustración 4. Tendido de material y refuerzos en muro mecánicamente estabilizado.	16
Ilustración 5. Pozo a cielo abierto.....	19
Ilustración 6. Sondeos de penetración estándar.	19
Ilustración 7. Piezocono.	20
Ilustración 8. Círculos de Mohr.....	23
Ilustración 9. Verificación de la calidad durante la construcción o conservación de obras SCT. N. CAL. 1.01./05.....	32
Ilustración 10. Vista frontal de la falla ocurrida en el muro mecánicamente estabilizado.	34
Ilustración 11. Vistas de la falla ocurrida.	35
Ilustración 12. Localización del sitio de estudio.	36
Ilustración 13. Ubicación de los sondeos de penetración estándar.....	37
Ilustración 15. Instalación del equipo de perforación.....	38
Ilustración 14. Muestra obtenida mediante penetrómetro.....	38
Ilustración 16. Vista de los sondeos de penetración estándar.....	40
Ilustración 17. Perfil estratigráfico obtenido.....	41
Ilustración 18. Tabla del cálculo de capacidad de carga.	44

Bibliografía

Crespo Villalaz, Carlos. (2015). *Vías de Comunicación*. Ciudad de Mexico: Limusa.

Legrand, J. (1975). *La Terre Armée*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1, 28. mayo 2019.

A., M. M. (1986). *Topografía*. Mexico, D.F.: Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.

Badillo, E. J., & Rodriguez, A. R. (2010). *Mecanica de Suelos* (Vol. 3). Mexico, D.F.: LIMUSA.

Badillo, E. J., & Rodriguez, A. R. (2012). *Mecanica de Suelos* (Vol. 2). Mexico, D.F.: LIMUSA.

Badillo, E. J., & Rodriguez, A. R. (2012). *Mecanica de Suelos* (Vol. 1). Mexico, D.F.: LIMUSA.

Bowles, J. E. (1982). *Propiedades Geofisicas de los Suelos*. Bogota, Colombia: Mc Graw Hill.

Das, B. M. (2014). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. Queretaro: CENGAGE LEARNING.

Rodriguez, A. R., & H. D. (2016). *La Ingenieria de Suelos en las Vias Terrestres* (Vol. 2). Mexico, D.F.: LIMUSA.

Rodriguez, A. R., & H. D. (2016). *La Ingenieria de Suelos en las Vias Terrestres* (Vol. 1). Mexico, D.F.: LIMUSA.

Rojas, O. D. (1980). *Metodos Hidrologicos para Prevision de Escurrimientos*. Mexico, D.F.: Seminario de Drenaje.

Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos. (1989). *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*. Mexico, D.F.: SMMS.

Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos A.C. (1989). *Socavacion en Puentes y Obras Menores*. Mexico, D.F.: Regina de los Angeles.

Esquivel C. Guillermo. (2018). Apuntes de clase de Proyecto de vías terrestres. Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre 2018, de Clase de Especialización en Vías Terrestres.

Corona B. Pedro. (2011). Apuntes de clase de Construcción de Vías Terrestres. Universidad Nacional Autónoma de México, febrero 2019, de Clase de Especialización en Vías Terrestres.

Zárate A. Manuel. (2019). Apuntes de clase de Diseño de Pavimentos. Universidad Nacional Autónoma de México, mayo 2019, de Clase de Especialización en Vías Terrestres.