



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN TERRAPLÉN EN EL  
ENTRONQUE A NÁNCITAL, VERACRUZ, MÉXICO.**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A:**

David Rico Gutiérrez  
J. Daniel Cisneros González

**DIRIGIDA POR:**

**M. EN C. DARÍO HURTADO MALDONADO**

**QUERÉTARO MÉXICO, MAYO. 2009**

**BIBLIOTECA CENTRAL  
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

H 73555

15

624.162

R311a

# Índice general

<b>1. Introducción</b>	<b>3</b>
<b>2. Generalidades</b>	<b>5</b>
2.1. Definiciones . . . . .	5
2.2. Clasificación de las Carreteras . . . . .	5
2.3. Tipo de Tránsito y Capacidad de un Camino . . . . .	6
2.4. Cimentación . . . . .	8
2.4.1. Pilotes y Pilas . . . . .	9
2.5. Descripción del Talud . . . . .	11
<b>3. Talud en Nanchital y su problemática</b>	<b>15</b>
3.1. Capacidad de Carga . . . . .	15
3.1.1. La Teoría de Prandtl . . . . .	15
3.1.2. La Teoría de Terzaghi . . . . .	16
3.1.3. Capacidad de Carga en Suelos Estratificados . . . . .	16
3.1.4. Capacidades de Carga del suelo en Nanchital, Ver. . . . .	17
3.2. Asentamientos . . . . .	22
3.2.1. Distribución de esfuerzos en la masa de suelo . . . . .	22
3.2.2. Análisis de asentamientos . . . . .	22
3.2.3. Asentamientos de Consolidación en el Terraplén de Nanchital, Ver. . . . .	26
3.3. Estabilidad del Talud . . . . .	30
3.3.1. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que deben usarse en las diferentes condiciones de análisis de estabilidad . . . . .	30
3.3.2. Método Sueco . . . . .	32
3.3.3. Método de Jambu . . . . .	40
3.3.4. Método Simplificado de Bishop . . . . .	40
3.3.5. Análisis de Estabilidad del Talud en el Terraplén de Nanchital, Ver. . . . .	43
<b>4. Interpretación de los Resultados</b>	<b>46</b>
4.1. Capacidad de Carga . . . . .	46
4.2. Asentamientos . . . . .	47

4.3. Estabilidad de Talud . . . . .	47
<b>5. Soluciones Recomendadas</b>	<b>48</b>
5.1. Reducción de la altura del terraplén. . . . .	48
5.2. Uso de un sistema de muro estabilizado mecánicamente. . . . .	49
5.3. Pilas de Grava . . . . .	51
<b>6. Solución Óptima: Reducción de la altura del Terraplén</b>	<b>53</b>
6.1. Capacidad de Carga . . . . .	53
6.2. Estabilidad del Talud . . . . .	55
<b>7. Conclusiones</b>	<b>58</b>
7.1. Capacidad de Carga . . . . .	58
7.2. Asentamientos . . . . .	58
7.3. Estabilidad del Talud . . . . .	59
<b>8. Anexos</b>	<b>61</b>

# Capítulo 1

## Introducción

En la vida común es muy posible encontrar problemas relativos a la estabilidad de suelos, en especial en zonas donde el suelo sufre de cambios, debidos a la erosión, lluvia, o cargas accidentales. Desde hace algunos años se empezó a revisar como estaba constituido las diferentes capas de suelos, y ver en que forma trabajan, tanto física como químicamente.

En el presente trabajo se expone un problema real que se presentó durante la construcción del terraplén en el un entronque carretero a Nanchital, en el municipio de Nanchital de Lázaro Cárdenas en el Estado de Veracruz. El problema se presento cuando se estaba construyendo la terracería de esta, esta fue una falla longitudinal de aproximadamente de 200 metros.

El objetivo de este trabajo es encontrar la causa principal para que la falla se presentara, justamente antes de que el tramo empezara su funcionamiento correcto. Para comenzar a encontrar las causas, de acuerdo al método científico, será necesario plantear las hipótesis necesarias para tener una base para el trabajo. Las hipótesis que se plantearon son las siguientes hipótesis.

1. Se plantea que el problema se presentó debido a la falta de capacidad de carga del suelo, debido a que esta compuesto de material fino, blando, saturado y plástico.
2. Se plantea que el problema se pudo presentar debido a una falla en la estabilidad del talud del cuerpo del terraplén, debido a sus dimensiones y la poca resistencia que cuenta el suelo.

Al fial de este trabajo se podrá saber la verdadera causa de acuerdo al análisis que se hizo, así mismo se encontrara la solución más adecuada para la resolución del problema.

Al comienzo de este trabajo se hace referencia a las definiciones y generalidades de vías terrestres, carreteras y su clasificación de estas, el tipo de transito que circula sobre ella y como repercute el rodamiento sobre la carpeta, además la capacidad que tiene un camino.

Posteriormente se menciona las problemáticas que se presentaron en el talud del entronque en Nanchital. Se revisan los datos proporcionados; estos datos son pruebas de laboratorio que se dividen en cuatro

muestras, las cuales se realizaran los siguientes pruebas: estratigrafía, triaxiales y consolidación. Además se mencionan las generalidades a cerca de los temas que intervienen en la problemática.

Primero se hace mención sobre la capacidad de carga que tiene el suelo, se mencionan las teorías acerca de este tema, como son la teoría de Prandtl y Terzaghi, y realizar los cálculos necesarios para encontrar factores de seguridad que esten dentro del límite para que su funcionamiento sea correcto y el adecuado durante su vida útil.

El siguiente cálculo es el de los asentamientos, primero se hace mención a los tipos de asentamientos que existen, luego se elige el que se adapte a las condiciones del problema y se toma el asentamiento por consolidación, este requiere de otros cálculos previos, los cuales son: Esfuerzo en la masa de suelo y cálculo del esfuerzo efectivo, los cuales también se mencionan y se generalizan, ya con estos datos se realizan los cálculos de los asentamientos para cada caso.

Por ultimo se refiere a la estabilidad del talud, se define y se mencionan los tipos de fallas que se presentan en ellos, se establecen los parámetros de resistencia que se utilizan para el cálculo de la estabilidad, métodos para el mejoramiento de estos. Se analizan los métodos de calculo de la estabilidad de un talud, como son: El método Sueco y método de Jambu, con los cuales se hace los respectivos cálculos de la estabilidad y la determinación del factor de seguridad. En cada uno de los cálculos se hace una pequeña conclusión donde se analizan los resultados y se establecen los posibles errores.

# Capítulo 2

## Generalidades

### 2.1. Definiciones

Puede definirse como vía terrestre a las estructuras mediante las cuales se permite el flujo de vehículos, tratando de ser la más simple y de menor distancia para unir una comunidad con otra en el menor tiempo posible. Estas se pueden dividir en vías ferreas o carreteras.

En nuestro país debido a las políticas que se han tomado en los últimos años, el transporte del ferrocarril se ha ido desapareciendo, para el uso doméstico, mas no para el uso comercial. Es por eso que se ha empezado a dar una mayor parte del presupuesto federal a la realización, ampliación y mejoramiento de las carreteras del país.

Se puede definir a una carretera como a una vía terrestre de características modernas destinadas al movimiento de un gran número de vehículos. Una definición más ingenieril sería, la adopción de una faja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente para permitir el rodamiento adecuado de los vehículos para los cuales a de ser acondicionada.

### 2.2. Clasificación de las Carreteras

Las carreteras en México se pueden clasificar de 3 formas:

#### 1. Transitabilidad

Esta corresponde a las etapas en las que se construye la carretera que son:

- \* Terracerías.
  
- \* Revestido.

- \* Pavimentado.

## 2. Administrativos

Se pueden clasificar en:

- \* Federales.

- \* Estatales.

- \* Rurales.

- \* Cuota.

## 3. Técnica Oficial

Es la clasificación que permite en forma precisa distinguir un camino de forma física, ya que toma en cuenta el flujo de vehículos que habrán de transitar en ella. De acuerdo a la SCT las clasifica de la siguiente manera.

- \* Tipo Especial

Son para un tránsito promedio diario anual superior a los 3,000 vehículos, donde pueden llegar a ser de 2 a 4 carriles por cuerpo A2 y A4, respectivamente.

- \* Tipo A

Para un tránsito promedio diario anual de 1,500 a 3,000 vehículos.

- \* Tipo B

Para un tránsito promedio diario anual de 500 a 1,500 vehículos.

- \* Tipo C

Para un tránsito promedio diario anual de 50 a 500 vehículos.

## 2.3. Tipo de Tránsito y Capacidad de un Camino

La clase de vehículos que transitan por un camino varían de acuerdo al tipo de camino, esto dependerá mucho de los puntos<sup>1</sup> de salida y llegada, así como los puntos que llegase a intercectar. Un ejemplo

---

<sup>1</sup>Se entiende por puntos a ciudades o comunidades en las que comienza el camino



claro es en una región turística, ya sea alguna bahía o ciudad colonial, en el que la mayoría de vehículos que transitaran serán los compactos, que solo transportan a personas. Por otra parte si se trata de una región agrícola, la mayoría de los vehículos serán comerciales. Aunque existen casos como lo son las grandes metropolis en que el tipo de tránsito no tiene una clasificación.

La capacidad de un camino se debe conocer, tanto para los nuevos , como para los ya existentes que en algún momento dado pueden llegar a saturarse y no cumplir adecuadamente su función. De acuerdo a los estudios vistos [5] la capacidad práctica de trabajo en un camino cualquiera, es el volumen máximo que alcanza antes de que esté llegue a congestionarse o de perder la velocidad para la cuál fue diseñada.

Se puede llegar a conocer el camino en una vía ya construida, simplemente con realizar un estudio de tránsito con el conteo, por horarios, de los vehículos que pasaran, así como el tipo de estos.

De acuerdo a los estudios realizados por el departamento de Caminos Federales de los Estados Unidos, impuso el número máximo que debería de tener un camino de 2 carriles, estos llegando a ser 900 el volumen máximo.

Para el caso de este trabajo el cuál el camino se presenta en el entronque a Nánchital, en el Mpio de Nánchital de Lázaro Cárdenas, Ver. es difícil conocer el tipo de vehículos que puedan cruzar sobre ella, debido a que no existen los estudios necesarios de transporte, y la vialidad no ha entrado en función, y ya presenta problemas, es por eso que se ha optado por definir una situación crítica, es decir, proponer un tipo de camino y un volumen de vehículos. Entonces es necesario observar que tipo de camino es el que mas exigencias tiene, de acuerdo a la SCT [6] y al trabajo de Dr. Alfonso Rico [7] el número promedio de vehículos por el tipo de región es de 500 a 1,000 vehículos.

Es por eso se ha decidido tomar una carreteria del tipo A. El tipo de vehpiculos que pasarán serán camiones de tres ejes con semi-remolque con la clasificación  $T_3 - S_2^2$ , en la siguiente figura se muestra las dimensiones del vehículo, así como las cargas.

---

<sup>2</sup>Este tipo de vehículos solo pueden circular en caminos tipo A

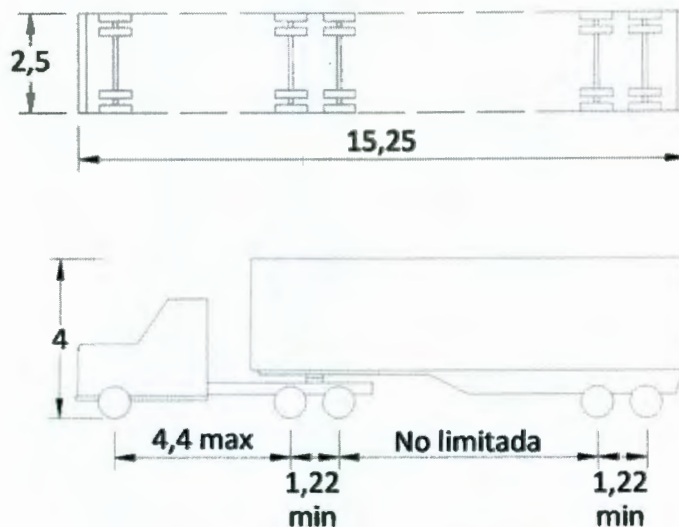


Figura 2.1: Dimensiones máximas permitibles para un vehículo tipo  $T_3 - S_2$ .

En el capítulo siguiente se determinaran las cargas que se ejercieron sobre el terraplén para la obtención de las diferentes cargas.

Camión Tipo $T_3 - S_2$					
Denominación de la llanta	Concentraciones Máximas en Kg.				
12.00x20/22	5000	7250	7250	7250	7250

Cuadro 2.1: Carga útil máxima del vehículo

Dividiendo la carga aplicada por los camiones en el área donde actúa la carga, o mas bien dicho en el carril donde actúe nos dará la sobrecarga. Esta la calculamos primeramente obteniendo la carga total aplicada por el vehículo de diseño dando un total para el determinado momento crítico en que los 4 carriles seán ocupados por el vehículo de diseño, en este caso la carga total sería igual a 68 Ton, por vehículo, estos ocupando el área de un carril, que sería igual a 4.5 m de ancho por 15.25 m de largo que mide el vehículo, nos da un área de descarga de 68.625 m<sup>2</sup>, dividiendo la carga sobre el área nos da un total de sobrecarga de 0.99 T/m<sup>2</sup>, lo cuál habremos de aproximar para los cálculos de 1.0 T/m<sup>2</sup>.

## 2.4. Cimentación

En la naturaleza es común encontrarse diversos tipos de suelo en la misma zona, esto debido a los grandes cambios climáticos y otras afectaciones del clima. Es por eso en la ingeniería actual los métodos

para crear una cimentación han ido evolucionando para adaptarse a cada uno de los tipos de suelo, que van desde rocas duras, resistentes en donde la cimentación puede ser muy pequeña hasta llegar a suelos en donde es casi imposible poder erguir alguna estructura y por eso se recurren a las grandes cimentaciones.

Existen varios tipos de cimentaciones las cuales son:

- Zapatas aisladas.
- Zapatas corridas.
- Losas de cimentación.
- Pilotes y pilas.

Estas son las más importantes, existen otras que ya son específicamente para algún tipo de suelo, como la son las compuestas. Las Zapatas aisladas y corridas son estructuras de concreto reforzado que son desplantadas en los puntos en donde se descarga la estructura y el suelo posee propiedades estables para su colocación, como son las rocas fracturadas, arenas y hasta algunos limos no plásticos. Las losas de cimentación son estructuras también de concreto reforzado que se colocan por debajo de la estructura cubriendo toda su área y que poseen una continuidad con la superestructura, es común encontrar este tipo de cimentación en diferentes materiales desde rocas muy estables y duras, hasta arcillas no expansivas, estas estructuras son muy susceptibles y llegan a fallar cuando existen asentamientos diferenciales. Las pilas y los pilotes son estructuras que pueden ser de diferentes materiales como concreto, concreto reforzado, perfiles de acero y grava.

### **2.4.1. Pilotes y Pilas**

Cuando en el sitio de la construcción el suelo que se encuentra es débil o compresible para proporcionar un soporte mas adecuado, las cargas se transmiten a un suelo de mejores propiedades a una mayor profundidad por medio de pilotes o pilas, la diferencia se basa en los diámetros, mientras que los pilotes se manejan en diámetros de hasta 1.0 m como máximo, las pilas pueden llegar a tener grandes diámetros para soportar grandes cargas. Existen vario tipos de pilotes, la clasificación se basa principalmente de acuerdo al material que lo compone:

#### **\* Pilotes de Madera.**

Estos probablemente fueron los primeros pilotes que aparecieron como estructuras para cimentación, se remonta su uso a la época del imperio romano, aunque en ese tiempo la madera no tenía un proceso de fabricación simplemente eran los troncos de árboles que utilizaban. Aunque proporcionan una cimentación segura y económica su longitud puede ser limitada es decir que van de 12 hasta 18 m.

#### **\* Pilotes de Concreto.**

Después del año 1900 se realizaron estudios para crear varios tipos de pilotes hechos a base de

concreto. Se pueden dividir en 2, los colados en sitio o los precolados, además de contener un refuerzo de acero. La opción de los pilotes de concreto se realiza de acuerdo a un análisis de la factibilidad económica, esto es, de acuerdo a la localización ver la opción de los materiales que se encuentran cerca para reducir el costo.

\* Pilotes de Acero.

Por lo general se usan tubos de acer par después ser llenados de concreto y en algunas ocasiones reducir el costo, en otras ocasiones se utilizan perfiles de acero en H para cuando las condiciones del terreno requieren un hincado violento y elevadas cargas de trabajo por parte del pilote. Estos frecuentemente se usan para alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad [9].

\* Pilotes Compuestos.

Estos generalmente se dan en condiciones donde alguna de las opciones anteriores es más económica pero cuya capacidad de carga no es suficiente para la estructura y se usa una parte de material más rígido. Por lo general son las combinaciones de pilotes de madera con punta de concreto y se usan en países como E.U.A. y Canada.

\* Pilotes de Materiales.

Estos son a base de material suelto y acomodado que es muy económico y que la estructura no requiere grandes capacidades de carga y además de eso puede soportar asentamientos pequeños sin fallar. Su uso es raramente propuesto y por lo general se colocán para mejorar las condiciones del suelo en un pavimento.

De acuerdo a lo dictado por Haswell [10] la selección del material a utilizar en un pilote debe ser dictada por tres factores. El primero es la naturaleza de la estructura soportada y su carga, la segunda es el determinar si es económicamente factible en relación a otros posibles materiales y por último y más importante es que uno debe de estar satisfecho por el material seleccionado y que no se deteriorara más en un tiempo menor a su vida útil.

El trabajo de soporte de un pilote se da por 2 factores, el primero es por la fricción que existe entre el pilote y el suelo de cimentación, aunque esto tiene un poco de desentimiento del concepto, ya que se ha comprobado que no necesariamente actua por las fuerzas negativas que se oponen al incado del pilote, si no también se puede deber a la misma adherencia que llegasé a existir entre el pilote y el suelo de cimentación. El segundo factor de capacidad de carga de un pilote es dado por la punta del mismo en el contacto con el estrato más firme.

La capacidad de carga de un pilote debido a la fricción es dada por la siguiente fórmula:

$$Q_f = \pi D l C_u \quad (2.1)$$

En donde:

$Q_f$ , Capacidad de carga debida a la fricción(adherencia) entre el suelo y el pilote.

$D$ , es el diámetro del pilote, en caso de ser un pilote cuadrado utilizar la longitud de su arista y cambiar el valor  $\pi$  por el valor 4.

$l$ , es la longitud del pilote.

$C_u$ , es la cohesión del suelo en el estrato en donde se encuentre la mayor área del pilote.

Mientras que la capacidad de carga generada por la punta del pilote se da por la siguiente ecuación.

$$Q_p = \pi D^2 \left( \frac{q_f}{4} \right) \quad (2.2)$$

En donde:

$Q_p$ , Capacidad de carga por la punta en el suelo de desplante.

$D$ , el diámetro del pilote.

$q_f$ , es la capacidad de carga última del suelo en el que se desplanta el pilote.

Para determinar la capacidad de carga admisible se deberán de sumar las capacidades de carga tanto la generada por la punta como la generada a base de fricción, tomando en cuenta un factor de seguridad de 1.5 como mínimo.

$$Q_{adm} = \frac{(Q_f + Q_p)}{FS} \quad (2.3)$$

$$q_{def} = q_c - q_{adm} \quad (2.4)$$

En donde:

$q_{def}$ , es la capacidad de carga déficit.

$q_c$ , es la capacidad de carga última de la masa del suelo.

$q_{adm}$ , es la capacidad de carga admisible en la superficie del estrato.

Cuando se trabaja con un grupo de pilotes es necesario conocer cual es el área de influencia de las mismas, con el objetivo de que estas estén colocadas en ciertas distancias para no colocar mas pilas de las necesarias, el cálculo para determinar el área de influencia se obtiene:

$$A = \left( \frac{Q_{adm}}{q_{def}} \right) \quad (2.5)$$

Teniendo el área en la que la pila ejercera su trabajo se esta listo para realizar un diseño de las dimensiones de la pila en base a las propiedades del suelo y la geometría del pilote.

## 2.5. Descripción del Talud

Primeramente mencionaremos la localización del talud, la obra se encuentra ubicada en el estado de Veracruz, que cuenta con un total de 212 municipios, siendo Nánchital de Lázaro Cárdenas del Río uno de los mas nuevos municipios, Siendo el 26 de Noviembre de 1988 cuando recibe la soberanía como municipio libre. Siendo este lugar uno de los lugares mas importantes para el desarrollo de la industria

petrolera, llamada también como "La Comarca Petrolera del Sur". El municipio colinda con municipios como Coatzacoalcos, Cosoleacaque, Agua Dulce, Moloacán e Ixhuatlán del Sureste, por lo que se encuentra dentro de una zona donde el la principal fuente de trabajo es el petróleo.

Es importante para el desarrollo de un municipio tan pequeño y nuevo que su infraestructura carretera se amplie y desarrolle, es por eso que se tomó la decisión de mejorar el paso y la comunicación entre los municipios de Ixhuatlán del Sureste y Coatzacoalcos, anteriormente se contaba con un camino el cual obligaba a cruzar la cabecera municipal de Nánchital, como se muestra en la siguiente imagen.



Figura 2.2: Trazo del antiguo camino que comunicaba los municipios de Ixhutlán-Coatzacoalcos

Debido a que en la zona se encuentra una zona pantanosa junto a las margenes del río Coatzacoalcos, a pesar de tener en cuenta el tipo de suelos que se encuentran en la región, se realizó la obra para reducir los tiempos de traslado, en la siguiente imagen se muestra el trazo del camino que llegaría hasta el entronque de Nánchital con la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa.



Figura 2.3: Trazo del nuevo camino hasta el entronque con la Carretera Coatzacoalcos-Villahermosa

En un comienzo de acuerdo a los pocos estudios previos que se realizaron las siguientes propuestas para comenzar los trabajos de formación del terraplén.

- \* Se desmonto la zona, es decir, trabajos de limpieza.
- \* Se colocó una malla geotextil, para evitar la perdida de partículas finas debido a la gran cantidad de agua que contenia el terreno natural.
- \* Se colocó una capa de 1.0 m de suelo friccionante de la zona.
- \* Comenzaron los trabajos de movimiento de tierras y formado del terraplén con el material para terracería.
- \* Se colocaron bermas en ambos lados del ancho de camino, con un ancho de 3.6 m, colocandose de la misma manera una base de malla geotextil.

En la siguiente figura vemos las características geométricas del proyecto.

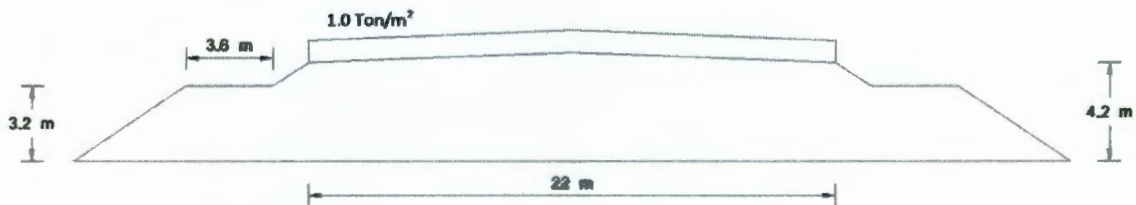


Figura 2.4: Geometría general del terraplén.

Cuando estaba por terminarse de colocar las capas de rasantes, se presentó la falla en un tramo de aproximadamente 200 m, entre las 2 alcantarillas existentes, por lo que se recurrió a realizar los estudios necesarios para determinar las causas de falla y la solución, que como se mencionó es el objetivo principal de este trabajo.

En los siguientes capítulos se comprobara de manera teórica las causas físicas de la falla.



# Capítulo 3

## Talud en Nanchital y su problemática

### 3.1. Capacidad de Carga

Las teorías de capacidad de carga son una de las principales temas en las que se fundamenta la Mecánica de Suelos, es por eso que para el estudio de cualquier obra de ingeniería es necesario conocer a fondo cada una de las teorías de capacidad de carga, para poder determinar cuál es la mas adecuada para el estudio de la obra en construcción.

Los problemas por capacidad de carga son muy comunes en suelos débiles, especialmente los suelos finos y saturados. En el caso del terreno en Nanchital en donde se encontró un suelo pantanoso compuesto por capas de arcilla de alta compresibilidad y muy plástica, junto con estratos de turbas con un alto contenido de materia orgánica, es probable que los problemas se presente. Estos problemas se pueden definir por el mismo asentamiento de la estructura, incluso se puede observar que pudieran existir fenómenos de licuación, debido a el tipo de falla que se observó en campo.

Para este caso específico, las teorías de capacidad de carga que se pueden utilizar son bastantes, y en realidad se dependerá el uso de cada una de ellas de acuerdo al tipo de suelo con que se esté trabajando, es decir, que nuestro análisis comenzará por reconocer el tipo de suelo que se encuentra en la región.

Las características del suelo se pueden conocer mediante los estudios de exploración realizados a lo largo del tramo carretero, que es de el orden de los 200 m, que es el tramo principal en donde se encontraron las fallas. En el Anexo 1 se podrán observar los resultados de las exploraciones a detalle. A continuación se muestra de manera breve la teoría de capacidad de carga utilizada para el análisis.

#### 3.1.1. La Teoría de Prandtl

Prandtl [1] elaboró en 1921 fue la primera en proponer una solución al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana. El problema se baso principalmente para un suelo cohesivo y en donde se encontro la

siguiente ecuación.

$$q_c = (\pi + 2)c \quad (3.1)$$

### 3.1.2. La Teoría de Terzaghi

En 1943 Terzaghi [2] realizó estudios para aumentar la solución del problema de Prandtl para que esta fuese aplicable a los problemas comunes de la Mecánica de Suelos. De acuerdo a sus estudios anteriores Terzaghi se basó en la teoría fundamental del esfuerzo cortante en los suelos saturados. De acuerdo a su ecuación fundamental.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (3.2)$$

Trabajando con este sistema Terzaghi se encontró con una ecuación en donde se relaciona la capacidad de carga con las propiedades del suelo como lo son la cohesión  $c$ , el ángulo de fricción  $\phi$  y su peso volumétrico  $\gamma$ , así como las propiedades del tipo de estructura que se va a desplantar y la distancia. entonces la ecuación que Terzaghi encontro se puede ver a continuación.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.3)$$

Como se puede notar la ecuación anterior se muestran los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  a los que se les llamó coeficientes de capacidad de carga y que están en función básicamente del ángulo de fricción  $\phi$ . Pero al tratarse de un suelo puramente cohesivo como es la arcilla que se encuentra en el lugar, se deberá reducir la ecuación anterior debido a que los factores  $N_q$  y  $N_\gamma$  son igual a 0.

Por lo tanto la ecuación quedará de su forma más simple:

$$q_c = cN_c \quad (3.4)$$

El valor de  $N_c$  se obtiene de los estudios realizados para suelos puramente cohesivos, normalmente de las ecuaciones propuestas por Terzaghi para la obtención de este valor sería el mismo al de los otros factores, pero como no es posible que un suelo tenga una capacidad de carga igual a 0, entonces se propuso obtener el valor límite para este factor, este valor es 5.7.

### 3.1.3. Capacidad de Carga en Suelos Estratificados

En realidad no existen muchas teorías para las cimentaciones superficiales en un suelo estratificado. Solo existen 2 soluciones aproximadas una basada en los estudios de Button [3] y la otra en los estudios de Reddy y Srinivasan [4], ambas basadas en la consideración de superficies de falla cilíndricas.

Button dice que para un suelo de 2 estratos de suelo puramente cohesivo, con cohesiones  $c_1$  y  $c_2$ , en donde la solución se pueda dar en base a que el estrato inferior sea de mayor capacidad de carga, así como el estrato superior sea el mayor, esto es quizá lo menos frecuente que se encontrará en la práctica, por que se ha comprobado que a medida que aumenta la profundidad, la capacidad de carga aumenta. Esta teoría

tambien esta basada en la relación que exista entre las dimensiones de la cimentación superficial.

Reddy y Srinivasan presentaron otra solución para la obtención de la capacidad de carga de un suelo estratificado, al igual que Button es una solución aproximada para un suelo en donde existen 2 estratos de material puramente cohesivo e iguales y constantes, y que de acuerdo a Rico y del Castillo se observa una tendencia lineal de aumento. Entonces la solución la presentan con la siguiente ecuación.

$$q_c = \left(1 + 0,2\frac{B}{L}\right) \left(1 + 0,35\frac{D_f}{B}\right) cN_c + \gamma D_f \quad (3.5)$$

En ambas teorías se presentan valores demasiado conservadores, que no serviría para el cálculo y resolución de un problema práctico de ingeniería como el caso que se presenta en este trabajo.

Es por eso que conociendo el valor  $N_c$  podemos obtener las capacidades de carga del suelo. Para este caso en específico, debido a la estratificación que se obtuvo, en donde solo existen estratos de pequeño espesor de turbas, y el resto se compone de arcillas de alta compresibilidad saturadas, la capacidad total del suelo será la que se encuentre en la situación más crítica. Esto significa que se deberá observar el estrato más débil cuyo estrato inferior sea el de mayor capacidad de carga, ya que en este no influirá mas el valor de  $q$ .

### 3.1.4. Capacidades de Carga del suelo en Nánchital, Ver.

Empezaremos ahora con el cálculo de la capacidad de carga en cada una de las exploraciones que se realizaron, en los siguientes cuadros se hace referencia a los datos obtenidos por las exploraciones, en donde se muestra el nivel al que se encontró el estrato, la cohesión del mismo, y su capacidad de carga obtenido. Debemos explicar la existencia de un signo negativo en la presentación de los niveles, estos se deben al eje de referencia que se tomo en donde el origen es la mitad del estrato de donde se tomaron las muestras para las pruebas triaxiales y de consolidación.

Sondeo	Nivel m	$C$ $T/m^2$	$N_c$	$q$ $T/m^2$
SM-01-NAT	6.5 - 5.2	1.1	5.7	6.27
SM-02-NAT	3.4 - 2.4	0.3	5.7	1.71
SM-03-NAT	3.25 - 2.75	0.6	5.7	3.42
SM-04-NAT	4.8 - 3.8	0.4	5.7	2.28

Cuadro 3.1: Capacidad de Carga de los sondeos más críticos

En el cuadro anterior se puede observar los valores más críticos de las capacidades de carga del suelo en los diferentes puntos de la exploración, con esto se puede hacer una valuación general del suelo. Se puede dar una idea general de como el suelo puede actuar ante las cargas que se ejerzan sobre el, tales como el terraplén y el peso de los automoviles que circularan.

Es importante ahora revisar que tipos de cargas van a actuar sobre el suelo, y así poder conocer cuál será la reacción de este. Se realizará un análisis primeramente del terraplén, en donde conoceremos de acuerdo a sus dimensiones cuál será la carga total que esté ejercera. Una vez obtenido ese dato, se realizará un estudio sobre las cargas que los automóviles ejerceran. Se puede decir que las cargas de los automóviles se propondrán de manera que se busque la más crítica, esté para poder llevar al límite la capacidad del suelo.

Las cargas del terraplén se obtienen de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$q_{\text{terraplen}} = \gamma_m \times H \quad (3.6)$$

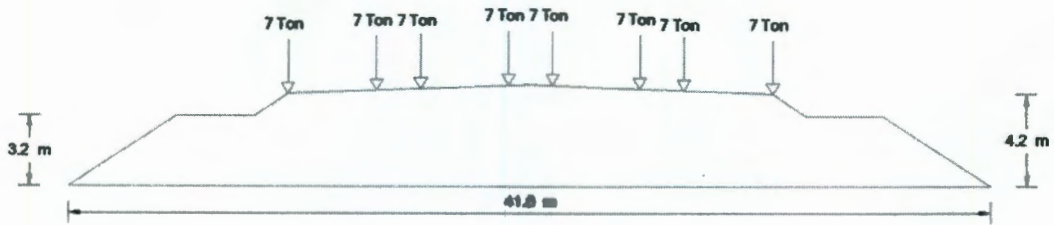


Figura 3.1: Diseño del terraplen con cargas puntuales.

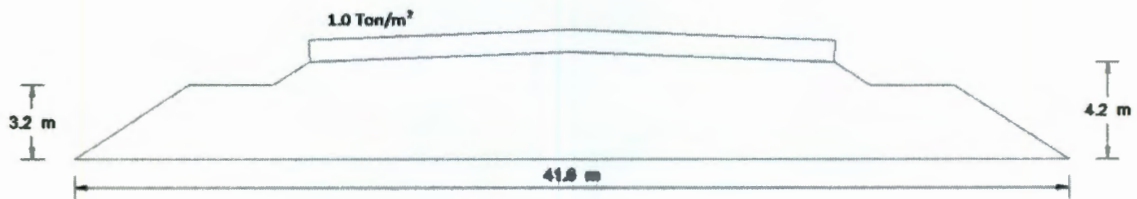


Figura 3.2: Diseño del terraplen con cargas distribuidas

Con los valores críticos obtenidos, ahora realizaremos el análisis de la capacidad admisible que se obtiene por el terraplén, así mismo por las cargas accidentales y el paso de los vehículos, como se dictó en el capítulo 2 de este trabajo, las cargas que actuarán serán las más críticas, debido a la falta de un estudio de tráfico.

En los siguientes cuadros se observan los resultados, para cada uno de los sondeos.

SM-01-NAT				
Estrato	Ancho <i>m</i>	Altura <i>m</i>	$\gamma_m$ $T/m^3$	$q$ $T/m^2$
Base Cementada	32.15	0.6	2.07	1.242
Sub-base	32.15	0.6	2.05	1.230
Terracería	32.15	0.6	2.24	1.344
Terracería	32.15	0.6	1.71	1.026
Terracería	32.15	0.6	1.78	1.068
Material de Relleno	32.15	0.6	2.08	1.248
Material de Relleno	32.15	0.6	1.97	1.182
Sumas		4.20		8.34
SM-02-NAT				
Base Cementada	32.15	0.6	1.70	1.02
Sub-base	32.15	0.6	1.64	0.984
Terracería	32.15	0.6	1.81	1.086
Terracería	32.15	0.6	2.05	1.023
Material de Relleno	32.15	0.6	2.03	1.218
Sumas		3.0		5.538
SM-03-NAT				
Base Cementada	34.20	0.6	1.69	1.014
Sub-base	34.20	0.6	1.57	0.942
Terracería	34.20	0.6	1.80	1.08
Terracería	34.20	0.6	2.19	1.314
Material de Relleno	34.20	0.6	2.19	1.314
Sumas		3.0		5.664
SM-04-NAT				
Base Cementada	32.15	0.6	1.68	1.008
Sub-base	32.15	0.6	1.60	0.960
Terracería	32.15	0.6	1.84	1.104
Terracería	32.15	0.6	2.20	1.320
Material de Relleno	32.15	0.6	2.20	1.320
Sumas		3.0		5.712

Cuadro 3.2: Cálculo de las capacidades de carga admisibles del terraplén en cada uno de los sondeos.

Para realizar los cálculos de los factores de seguridad se deberá de tomar la carga aplicada en el terraplén, adicionada con la carga ejercida por el peso del mismo. De acuerdo a lo anteriormente observado en este trabajo la carga aplicada por el paso de los vehículos es de  $1.0 T/m^2$

De acuerdo a la Teoría de Terzaghi, tomando los valores para el sondeo SM-01-NAT, calculamos el Factor de Seguridad  $FS$

$$q_{adm} = 8.34 + 1.0 = \mathbf{9.34 \text{ Ton/m}^2}$$

Así mismo viendo ambos resultados, podemos obtener el factor de seguridad necesario para el análisis.

$$FS = \frac{6.27}{9.34} = \mathbf{0.671}$$

En la siguiente tabla observamos el cálculo de los factores de seguridad de acuerdo a la teoría de Terzagui.

Sondeo	Carga Terraplén $T/m^2$	Carga Viva $T/m^2$	Suma $T/m^2$	Capacidad de Carga Admisible $T/m^2$	$FS$
SM-01-NAT	8.34	1.0	9.34	6.27	0.671
SM-02-NAT	5.538	1.0	6.538	1.71	0.261
SM-03-NAT	5.664	1.0	6.664	3.42	0.513
SM-04-NAT	5.712	1.0	6.712	2.28	0.339

Cuadro 3.3: Cálculo de los  $FS$  para cada uno de los sondeos

## **3.2. Asentamientos**

### **3.2.1. Distribución de esfuerzos en la masa de suelo**

Se trata de la distribución de los esfuerzos aplicados en la superficie de la masa de suelo a todos los puntos de dicha masa. Las soluciones aplicadas a este problema se basan fundamentalmente en la teoría de elasticidad. Los cálculos son realizados con base en las condiciones de carga, (carga concentrada, distribuida, etc.) en este caso debido a que es un terraplén se presentan 2 casos, que son:

- Carga rectangular de longitud infinita.
- Carga triangular de longitud infinita.

### **3.2.2. Análisis de asentamientos**

#### **1. Asentamientos por consolidación**

Se llegó a la conclusión que el suelo en estudio se trata de un suelo normalmente consolidado, por esto se utilizara la teoría de asentamientos de consolidación.

El asentamiento de consolidación ocurren en suelos de grano muy fino como limos y arcillas, el agua entre sus partículas va siendo expulsada por el lapso de las capas que se depositan por encima. En el estado de equilibrio se dice que el suelo está normalmente consolidado cuando el volumen permanece constante. Durante el proceso de consolidación el exceso de presión de agua se va disipando lentamente, al existir un drenaje de agua en exceso. Así lentamente el esqueleto soportó del suelo la presión total.

Condiciones que deben de tener un asentamiento de consolidación:

- Se supone una consolidación unidimensional.
- Una capa de suelo saturada de espesor  $H$  y de sección transversal  $A$  que se encuentra sometida a una presión (esfuerzo efectivo).
- Debido a la colocación de una sobrecarga (terraplén), la presión se incrementa, provocando un asentamiento total de consolidación.

#### **2. Asentamientos Elásticos**



La teoría de elasticidad [8] permite resolver muchos problemas de deformación bajo muy diversas condiciones del medio elástico, siempre y cuando se hagan bajo ese medio de hipótesis de comportamiento, de tipo simplificado. La naturaleza de tales hipótesis es tal que, salvo muy contados casos, las soluciones obtenidas para las diferentes condiciones bajo estudio tienen un valor muy discutible en su aplicación a los suelos. En primer lugar cabe mencionarse de que por ser los suelos no homogéneos y anisótropos, se apartan decisivamente de las hipótesis usualmente atribuidas al medio elástico.

En la Mecánica de Suelos existen diferentes teorías para el cálculo de los asentamientos, así mismo existen diferentes tipos de asentamientos, existen los que son primarios o de consolidación, y los que se encuentran a través del tiempo o secundarios.

Para el estudio del caso del terraplén en la ciudad de Nánchital, debido a que los asentamientos que se presentaron fueron inmediatos, es necesario un análisis de los asentamientos por consolidación. De acuerdo a la teoría de Terzagui [ ] se pueden calcular con la siguiente ecuación.

$$S = \frac{CcH}{1 + e_0} \log \left( \frac{P'_0 + \Delta P}{P'_0} \right) \quad (3.7)$$

En donde.

$S$  = Asentamiento de consolidación.

$Cc$  = Índice de compresión.

$H$  = Espesor del estrato compresible.

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

$P'_0$  = Esfuerzo efectivo de suelo.

$\Delta P$  = Esfuerzo en la masa de suelo ( $\Delta\sigma_{za}$ ).

En la siguiente figura se muestra el terraplén.

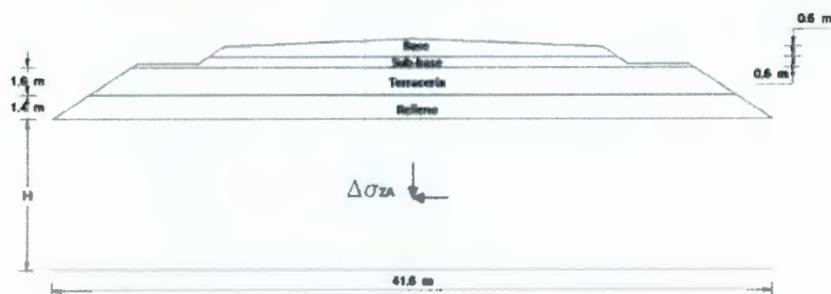


Figura 3.3: Terraplén en capas para el cálculo de sus asentamientos.

- Cálculo del esfuerzo en la masa del suelo.

Se necesita conocer el valor del esfuerzo en la mitad del estrato compresible, mediante las formulas de distribución de esfuerzos bajo una carga rectangular y triangular de longitud infinita, además de considerar una sobrecarga debido al paso de los vehículos sobre el terraplén.

- \* Esfuerzo para carga rectangular distribuida.

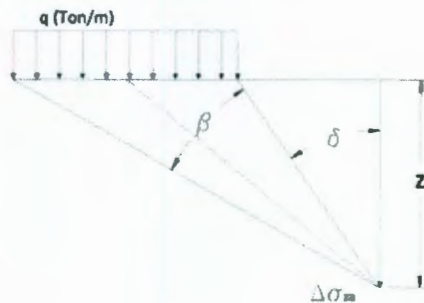


Figura 3.4: Determinación de los esfuerzos en el suelo debajo de una carga rectangular.

El esfuerzo en la masa de suelo para este caso esta dado por la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_{za} = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin \beta \cos(2\delta + \beta)] \tag{3.8}$$

\* Esfuerzo para carga triangular.

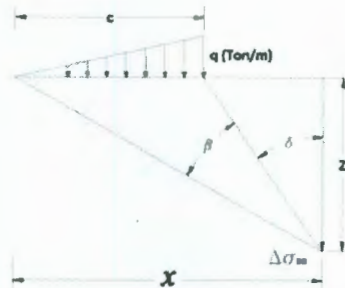


Figura 3.5: Determinación de los esfuerzos en el suelo debajo de una carga triangular.

El esfuerzo para este caso será.

$$\Delta\sigma_{za} = \frac{q}{\pi} \left[ \frac{x\beta}{c} - \frac{1}{2} \sin(2\alpha) \right] \quad (3.9)$$

El terraplén se dividió, para cada caso, en tres partes para poder calcular el esfuerzo en la masa de suelo como se muestra a continuación.

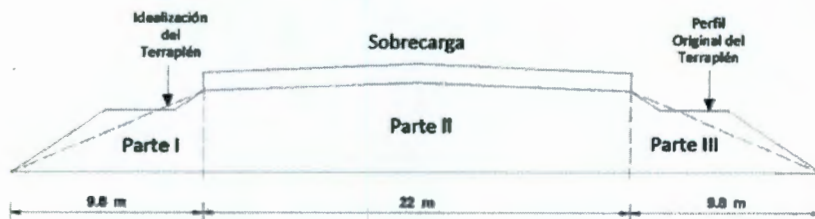


Figura 3.6: Determinación de los esfuerzos en el suelo debajo de una carga triangular.

- Cálculo del esfuerzo efectivo de suelo.

Este es el esfuerzo que existía antes de colocar una sobrecarga sobre la masa del suelo. Se puede determinar mediante la ecuación siguiente.

$$P'_0 = P - U \quad (3.10)$$

Donde.

$P'_0$  = Esfuerzo efectivo.

$P$  = Presión del material.

$U$  = Presión de poro.

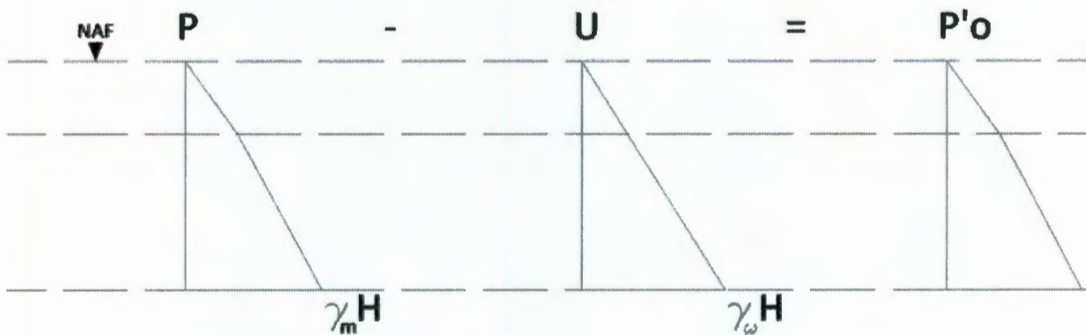


Figura 3.7: Determinación de los esfuerzos efectivos en el suelo.

El valor de la relación de vacíos inicial  $e_0$  se puede obtener mediante las pruebas de consolidación que se hicieron, para cada una de las exploraciones. Determinadas mediante la gráfica de consolidación, expuesta en las teorías de Terzaghi.

### 3.2.3. Asentamientos de Consolidación en el Terraplén de Nánchital, Ver.

A continuación realizaremos los cálculos para cada una de las exploraciones.

SM-01-NAT						
Espesor m	Estrato	Área $m^2$	Ancho m	Volumen $m^3$	$\gamma$ $Ton/m^3$	$\omega$ Kg
0.6	Base cementada	42.763	1	42.763	2.07	88.520
0.6	Sub-base	46.363	1	46.363	2.05	95.044
0.6	Terracería	49.963	1	49.963	2.24	111.017
1.8	Terracería	57.526	1	57.526	1.745	100.384
1.5	Material de relleno	64.726	1	64.726	2.085	134.955
						$\Sigma$ 530.821

Cuadro 3.4: Determinación del peso total del terraplén.

$q$ $Ton/m$	Sobrecarga	Total
27.361	1.0	28.361

Cuadro 3.5: Carga distribuida total con el paso de vehículos.

El cálculo del esfuerzo en la masa del suelo por cada una de las partes como se presento en la figura anterior.

$q(Ton/m)$	28.361	
$\beta$	156	2.722 rad
$\delta$	-78	-1.361 rad
$\Delta P(Ton/m^2)$	<b>23.276</b>	

Cuadro 3.6: Parte I del terraplén.

$q(Ton/m)$	28.361	
$\beta$	5	0.0872 rad
$\alpha$	78	1.361 rad
$c$ (m)	6.3	
$x$ (m)	16	
$\Delta P(Ton/m^2)$	<b>7.629</b>	

Cuadro 3.7: Parte II del terraplén.

$q(\text{Ton}/\text{m})$	28.361	
$\beta$	5	0.0872 rad
$\alpha$	78	1.361 rad
$c(\text{m})$	6.3	
$x(\text{m})$	16	
$\Delta P(\text{Ton}/\text{m}^2)$	<b>7.629</b>	

Cuadro 3.8: Parte III del terraplén.

Total	
$\Delta P(\text{Ton}/\text{m}^2)$	<b>38.5355</b>

Cuadro 3.9: Esfuerzo total en la masa del suelo.

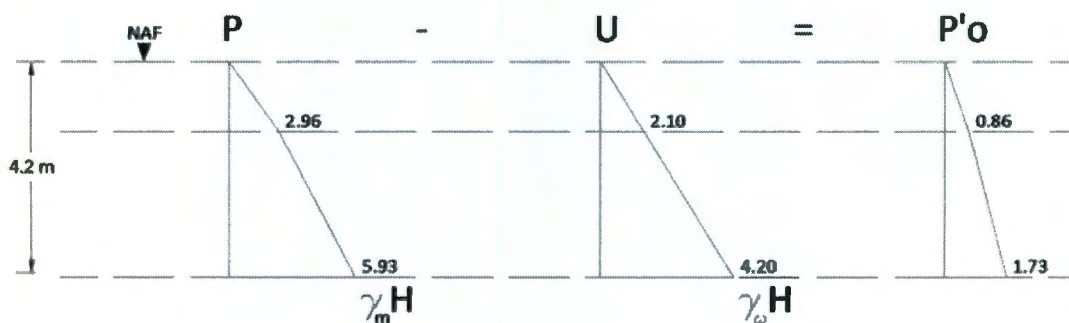


Figura 3.8: Esfuerzos efectivos en la exploración 1.

Cálculo del esfuerzo efectivo.

$\gamma_m(\text{Ton}/\text{m}^3)$	1.412
$\gamma_w(\text{Ton}/\text{m}^3)$	1

Cuadro 3.10: Pesos volumétricos del suelo y el agua.

$H$ m	$P$ Ton/m <sup>2</sup>	$U$ Ton/m <sup>2</sup>	$P'_0$ Ton/m <sup>2</sup>
0	0	0	0
2.1	2.965	2.1	0.8652
4.2	5.950	4.2	1.730

Cuadro 3.11: Esfuerzo efectivo en el suelo.

Determinación del asentamiento.

$C_c$	0.59
$H$	4.2
$e_0$	1.90
$P'_0$	0.8652
$\Delta P$	38.535
$S$ (m)	1.417

Cuadro 3.12: Asentamiento total por consolidación.

Una vez observado el proceso de análisis para el cálculo de los asentamientos colocamos las tablas resumen para cada uno de los sondeos.

Sondeo	$\omega$ Kg	$q_{Total}$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta P$ (T/m <sup>2</sup> )			Esfuerzo Total T/m <sup>2</sup>
			I	II	III	
SM-01-NAT	530.821	28.361	23.276	7.629	7.629	38.5355
SM-02-NAT	509.252	27.2501	22.723	7.765	7.629	38.2552
SM-04-NAT	496.557	26.595	22.338	7.170	7.170	36.680

Cuadro 3.13: Determinación de los esfuerzos totales en el centro del terraplén.

Sondeo	$P'_0$ <i>Ton/m<sup>2</sup></i>	$Cc$	$H$ m	$e_0$	$S$ m
SM-01-NAT	0.8652	0.59	4.2	1.90	1.417
SM-02-NAT	0.654	0.55	3.0	1.50	1.171
SM-04-NAT	0.630	0.63	3.0	1.94	1.139

Cuadro 3.14: Cálculo de los asentamientos en cada sondeo

### 3.3. Estabilidad del Talud

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a un eje horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se pueden dividir en naturales, que comprenden las laderas, o artificiales, como terraplenes.

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan a continuación.

- a) Fallas por deslizamiento artificial.
- b) Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla pre-existentes.
- c) Fallas por movimiento del cuerpo de talud.
- d) Flujos de agua.
- e) Fallas por erosión del terreno.
- f) Fallas por licuación.
- g) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de la cimentación.

#### 3.3.1. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que deben usarse en las diferentes condiciones de análisis de estabilidad

Se deberá analizar cualitativamente los cambios que pueden tener lugar en las condiciones mecánicas de los suelos con los que se construye una cierta estructura, ejemplificando las condiciones a corto y largo plazo por un terraplén que se construya sobre un terreno arcilloso saturado y por una excavación en el mismo suelo. Considérese el terraplén de la figura.

En la parte a) aparece el terraplén y una supuesta superficie potencial de deslizamiento; en la parte b) se ha dibujado la variación de la altura del terraplén con el tiempo, así como el cambio del esfuerzo



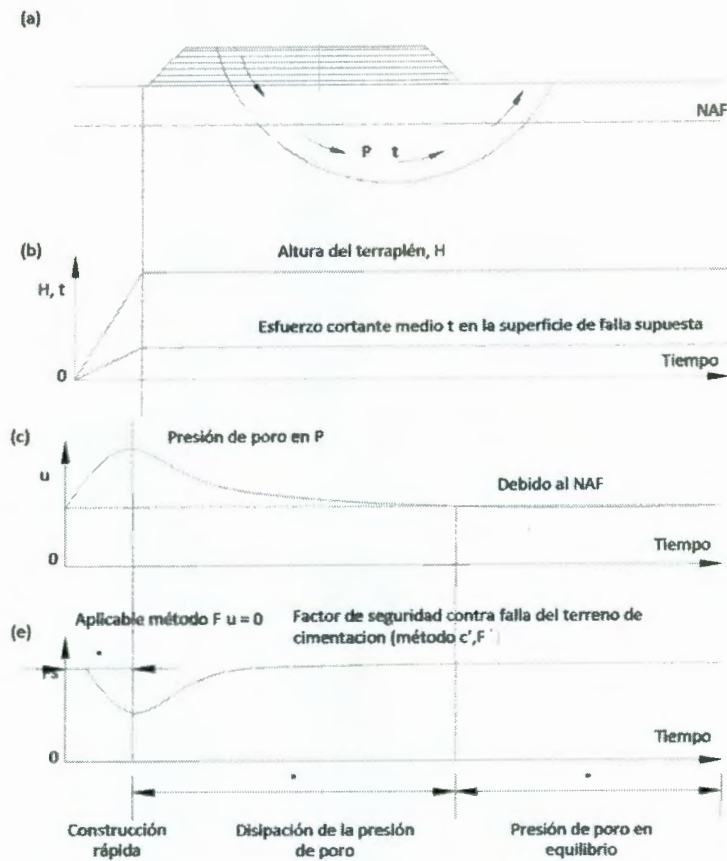


Figura 3.9: Terraplén construido sobre terreno arcilloso saturado.

cortante medio en dicha superficie de falla. En la parte c) de la figura aparece la variación de la presión de poro en un punto P de la superficie de deslizamiento supuesta; finalmente, la parte d) indica en forma cualitativa como varía el factor de seguridad del terraplén contra el deslizamiento, definido. Como se puede observar, la relación de la resistencia media del suelo, al esfuerzo cortante medio actuante, ambos medidos a lo largo de la superficie de deslizamiento considerada.

Si la construcción se verifica en forma rápida, es decir, en un tiempo durante el cual no ocurre consolidación apreciable del terreno de cimentación, se tendrá un aumento sostenido de la presión de poro durante ese lapso, hasta un máximo al fin del mismo; a partir del fin de la construcción, la presión de poro tenderá a disiparse, tratando de volver al valor original que existía en P.

Las consideraciones de seguridad contra el deslizamiento (parte d) empeoran durante el período en el que se realizó la construcción, pues aumenta el esfuerzo cortante medio actuante, esto a medida que aumenta de altura el terraplén, en tanto que la resistencia potencial media a lo largo de la superficie de falla

se mantiene la misma, por lo que se considera que en el lapso no ha tenido lugar ninguna consolidación apreciable. A partir del fin de la construcción sobreviene la consolidación del suelo debajo del terraplén, aumenta entonces la resistencia, mejoran las condiciones de estabilidad, debido a que el esfuerzo cortante medio ya no aumenta más de valor.

Se ve así claramente que durante el período de construcción, la resistencia a considerar es la correspondiente a la que se realizó en una prueba rápida (UU), en donde  $C \neq 0$  y  $\phi = 0$ , sin embargo, si se deseara cuantificar la condición final del terraplén debería considerarse el aumento de la resistencia al corte por consolidación, utilizando los parámetros correspondientes a una prueba lenta (CD). En momentos intermedios de la vida del terraplén podrá cuantificarse la condición de estabilidad del mismo, usando una resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla obtenida de la envolvente de esfuerzos activos (prueba lenta), entrando en la gráfica de  $\tau$  vs  $\sigma$  con una presión efectiva (eje de las abscisas) que sea igual a la presión total dada por el terraplén, menos la presión del poro que existía en el momento que se calcula.

En la práctica, es evidente que el momento crítico es al final de la construcción.

Existen algunos métodos para mejorar la estabilidad de algún talud, como los que se muestran a continuación:

- a) Tender más taludes.
- b) Empleo de bermas laterales o frontales.
- c) Empleo de materiales más ligeros.
- d) Consolidación previa en suelos de alta compresibilidad.
- e) Empleo de materiales estabilizantes.
- f) Empleo de muros de retención.
- g) Precauciones de drenaje.
- h) Otros especiales.

### 3.3.2. Método Sueco

Se considera como método sueco a los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes que fallan por rotación. Los cuales consideran que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza en el plano de estudio es un arco de circunferencia.

A continuación se hace el análisis de los diferentes casos que se pueden presentar.

1. Suelos puramente cohesivos ( $\phi = 0; C \neq 0$ ).
2. suelos con cohesión y fricción ( $\phi \neq 0; C \neq 0$ ).
  - Análisis con esfuerzos totales.
  - Análisis con esfuerzos efectivos.
3. Suelos estratificados.

Estos casos se basan en las siguientes hipótesis:

- \* Falla de deslizamiento circular.
- \* El análisis es bidimensional, el cual responde a un estado de deformación plana.
- \* Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
- \* La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
- \* En su caso, la hipótesis referentes al manejo de dovelas es que no existe interacción entre ellas.
- \* El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos actuantes medios en dicha superficie.

Es decir, considera un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano de papel. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece rayada en la figura 3.12. Puede considerarse que las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área ABCDA (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo esa base se hacen todos los análisis que siguen) más cualesquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud.

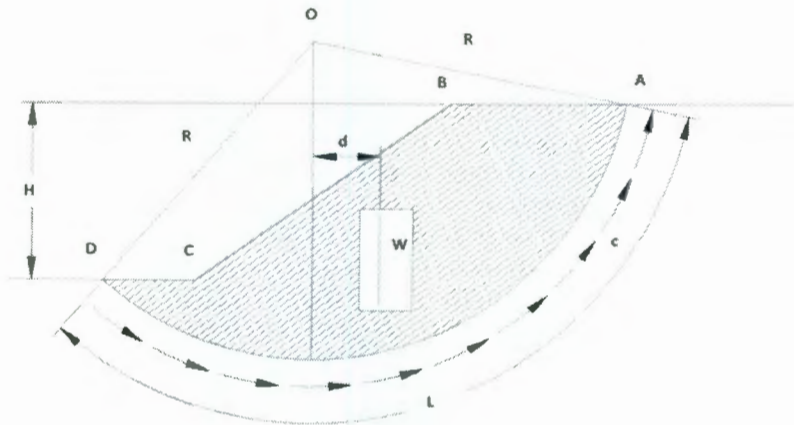


Figura 3.10: Procedimiento del Dr. A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un suelo cohesivo.

1. Suelos puramente cohesivos ( $\phi = 0; C \neq 0$ )

El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

Se supone un talud homogéneo con su suelo de cimentación en el cual la resistencia al esfuerzo cortante esta dado por la ley.

$$S = C \quad (3.11)$$

donde:

$S$  = Resistencia al esfuerzo cortante.

$C$  = Cohesión del suelo.

Este método sigue el procedimiento del Dr. A. Casagrande [1], el cuál se describe en la figura 3.12.

En el análisis de estabilidad de talud lo que interesa saber es el factor de seguridad con que se cuenta; para el cual se emplean las siguientes expresiones:

$$FS = \frac{M_R}{M_m} \geq 1,5 \quad (3.12)$$

$$M_R = cLR \quad (3.13)$$

$$M_m = \sum W_i d_i \quad (3.14)$$

Donde:

$FS$  = Factor de seguridad de la estabilidad del talud.

$M_R$  = Momento resistente. Es debido a las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra debido a la cohesión y a lo largo de la superficie de deslizamiento.

$M_m$  = Momento motor. Es debido a las fuerzas que provocan el deslizamiento como son la masa del talud y las sobrecargas que pudieran presentarse en la corona y el talud mismo.

$c$  = Cohesión del suelo.

$L$  = Longitud del arco de circunferencia en el plano de la superficie de falla.

$W_i$  = Pesos y sobrecargas actuantes.

$d_i$  = Distancia de la resultante de  $W_i$  respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O.

De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que el factor de seguridad ( $FS$ ) debe ser mayor o igual a 1.5 para garantizar una estabilidad del talud prácticamente razonable.

La configuración que ha de adoptar la condición crítica, es aquel que de su análisis resulte el menor  $FS$ , para esto será necesario realizar una serie de tanteos. Es recomendable que se encuentre en primer lugar el  $FS_{min}$  al pie del talud y posterior mente el  $FS_{min}$  en la base; círculo crítico del talud será el que cuente con el menor  $FS$ .

## 2. Suelos con cohesión y fricción ( $\phi \neq 0$ ; $C \neq 0$ )

- Análisis con esfuerzos totales.

En este caso se trata de suelos que se someten a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales. Este tipo de suelos tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante de acuerdo a la teoría de Terzaghi:

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad (3.15)$$

donde:

$S$  = Resistencia al esfuerzo cortante.

$c$  = Cohesión.

$\sigma$  = Esfuerzo total en el suelo.

$\phi$  = Ángulo de fricción.

En este caso se trata de suelos que se someten a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales.

Para este tipo de suelos el procedimiento a seguir es el de "dovelas", debido a Fellenius (1927), cuyas expresiones se muestran a continuación. Para ello será necesario hacer referencia a la

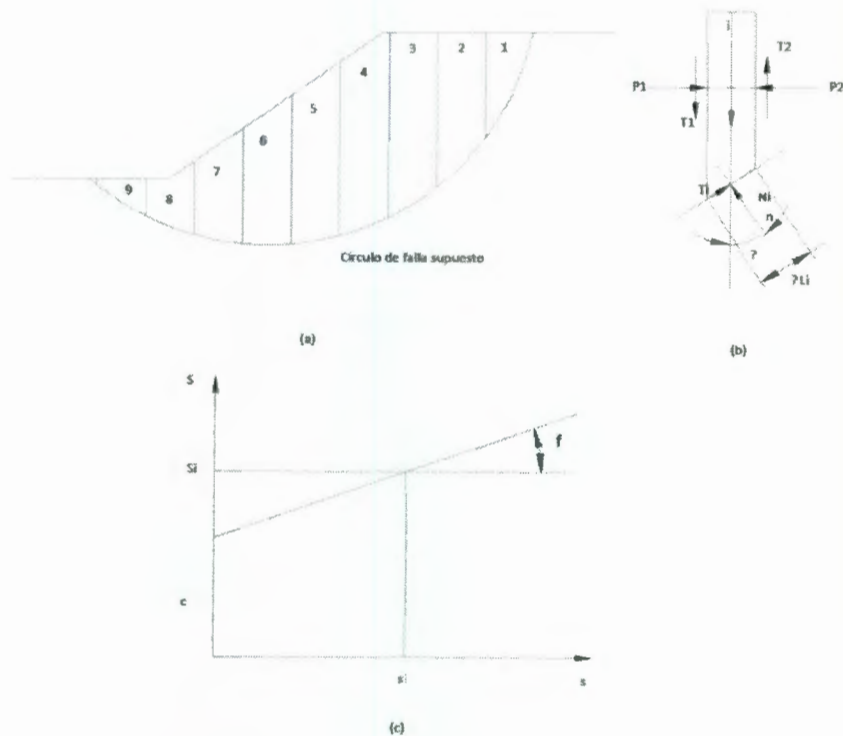


Figura 3.11: Procedimiento de la Dovelas o Fellenius

figura 3.13.

$$FS = \frac{M_R}{M_m} \geq 1,5 \quad (3.16)$$

$$M_R = R \sum S_i \Delta L_i \quad (3.17)$$

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (3.18)$$

Donde:

$FS$  = Factor de seguridad de la estabilidad del talud.

$M_r$  = Momento resistente. Es debido a las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra debido a la cohesión y a lo largo de la superficie de deslizamiento.

$M_m$  = Momento motor. Es debido a las fuerzas que provocan el deslizamiento como son la masa del talud y las sobrecargas que pudieran presentarse en la corona y el talud mismo.

$R$  = Radio de la circunferencia de la superficie de falla.

$S_i$  = Resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco  $\Delta L_i$ . Obtenido de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos totales, a partir de  $\sigma_i$  en cada caso.

$\Delta L_i$  = Longitud del arco de la dovela.

$T_i$  = Reacción tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\Delta L_i$ .

- Análisis con esfuerzos efectivos.

Son aquellos casos donde los parámetros se obtienen de una prueba lenta y en la cual se trabaja con esfuerzos efectivos. Este tipo de suelos tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi. \quad (3.19)$$

Donde:

$S$  = Resistencia al esfuerzo cortante.

$c$  = Cohesión.

$\bar{\sigma}$  = Esfuerzo efectivo en el suelo.

$\phi$  = Ángulo de fricción.

Para determinar  $\bar{\sigma}$  existen 2 expresiones que se pueden utilizar:

$$\bar{\sigma} = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - U. \quad (3.20)$$

O bien:

$$\bar{\sigma} = \left( \frac{W_i}{b} - U \right) \cos^2 \alpha \quad (3.21)$$

La primera expresión es aplicable en casos de estados de tensión horizontal efectiva en los taludes; en la práctica el talud se agrita sobre todo en las zonas próximas a su corona.

La segunda expresión es apropiada en los casos en que no existan tensiones horizontales efectivas y, por el contrario, se esperarían tales presiones horizontales positivas. Todo esto sucede en taludes tendidos, tales como las laderas naturales o muchos taludes artificiales que se construyen para una larga vida, caso referido a esfuerzos efectivos.

El análisis de este caso puede describirse con la siguiente figura 3.14.





$$M_m = R \sum (W_i - zb\gamma_w) \sin \alpha \quad (3.25)$$

Donde:

$FS$  = Factor de seguridad de la estabilidad del talud.

$M_R$  = resistente. Es debido a las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra debido a la cohesión y a lo largo de la superficie de deslizamiento.

$M_m$  = Momento motor. Es debido a las fuerzas que provocan el deslizamiento como son la masa del talud y las sobrecargas que pudieran presentarse en la corona y el talud mismo.

$R$  = Radio de la circunferencia de la superficie de falla.

$S_i$  = Resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco  $\Delta L_i$ . Obtenido de la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, a partir de  $\bar{\sigma}_i$  en cada caso.

$\Delta L_i$  = Longitud del arco de la dovela.

$W_i$  = Peso total de la dovela de ancho  $b$ . calculado con base a su  $\gamma_w$ .

$\alpha$  = Ángulo mostrado en la figura 4(\*\*).

$z$  = Desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela.

$\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua.

### 3. Suelos Estratificados.

En la práctica pueden presentarse taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, como se muestra en la Fig 3.15.

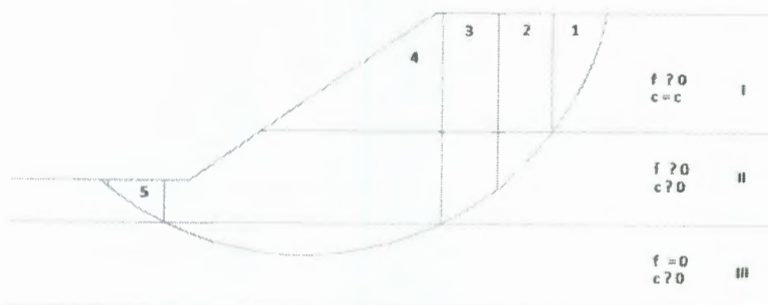


Figura 3.13: Terraplén construido sobre terreno arcilloso saturado.

El análisis de estabilidad del talud de estas características es mediante una superposición de los casos anteriormente descritos.

Para ellos es necesario tomar en cuenta estas recomendaciones para facilitar el cálculo del  $FS$ ,

Se considera a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo de falla supuesto, dividida por dovelas, sin que ninguna base de cada dovela caiga entre dos estratos.

El peso de cada dovela se calcula en cada fracción de estrato presente en cada una de ella y sumando estos para obtener el peso total de dicha dovela. Los momentos motor y resistente totales se obtienen como la suma de los parciales de cada dovela.

### 3.3.3. Método de Jambu

Para taludes simples y homogéneos Jambu expresa el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud, con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{N_e c}{\gamma_w H} \quad (3.26)$$

Donde:

$N_e$  = Número de estabilidad que puede obtenerse de la figura [V-3b], con la fin de conocer el valor del parámetro  $\lambda_{c\phi}$ , el cuál se calcula con la siguiente ecuación:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H}{c} \tan \phi \quad (3.27)$$

Se obtienen los parámetros  $X_0$  y  $Y_0$  de acuerdo a gráficas elaboradas por el mismo Jambu, que definen la posición de los centros de los círculos críticos de pie del talud por medio de las siguientes expresiones:

$$X = X_0 H \quad (3.28)$$

$$Y = Y_0 H \quad (3.29)$$

Finalmente, la Fig. V - b.5 proporciona la fracción del factor de seguridad total asociado a un círculo dado se refiere a la cohesión del suelo y cual a la fracción del mismo.

### 3.3.4. Método Simplificado de Bishop

El método de Bishop Simplificado proporciona valores del factor de seguridad por el método de equilibrio límite. Considera un problema de deformación plana en donde la superficie de falla es circular, dividiendo la masa del suelo comprendida en la superficie de falla en una cantidad limitada de dovelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes. Este procedimiento de análisis de estabilidad de talud está regido por las siguientes hipótesis:

1. El mecanismo de falla se da en forma circular.
2. Asume que la fuerza de corte (vertical) entre dovelas es nula.

3. Considera como línea de acción la horizontal del punto medio de la base de la dovela.
4. Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos.
5. Para la masa total deslizando se satisface el equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, más no el equilibrio de fuerzas horizontales.

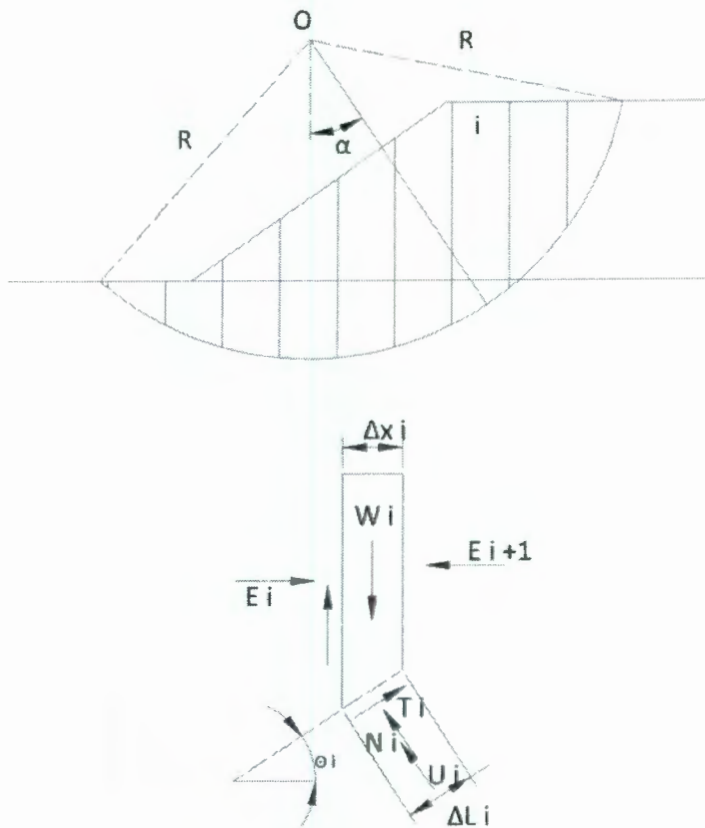


Figura 3.14: Análisis de dovelas por el método de Bishop.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c\Delta x_i + (W_i - u_i\Delta x_i \tan \phi)] \left[ \frac{1}{M_i(\theta)} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (3.30)$$

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left( 1 + \frac{\tan \theta_i \tan \phi}{FS} \right) \quad (3.31)$$

Donde:

FS = Factor de Seguridad.

c = Cohesión.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna.

$\Delta x$  = Ancho de la dovela.

W = Peso de la dovela.

u = Presión de poros.

$\theta$  = Ángulo de la base de la dovela con respecto a la horizontal.

Esta ecuación no lineal se resuelve por iteraciones hasta alcanzar la convergencia en el cálculo de factor de seguridad estático.

Este es uno de los métodos más usado en análisis de arco de circunferencia.

Whitman y Bailey (1967) analizaron la precisión de este método, concluyendo que el error cometido al utilizar este método frente a uno más riguroso no supera por lo general un 7% y usualmente es inferior a un 2%.

Otro problema ocurre cuando el análisis predice fallas profundas, ya que se pueden obtener valores no realistas de  $M(\theta)$ . La mayoría de los programas computacionales ahora eliminan este problema restringiendo la inclinación del ángulo  $\theta$  a ambos lados de la superficie de deslizamiento.

### **3.3.5. Análisis de Estabilidad del Talud en el Terraplén de Nánchital, Ver.**

El análisis de estabilidad de talud se lleva a cabo mediante el método de Fellenius, de acuerdo a la teoría previamente descrita y a los datos de los sondeos de Mecánica de suelos y a los planos de proyecto. Para el análisis se consideraron las siguientes hipótesis:

Hipótesis principal:

El terraplén y suelo de desplante fallan por estabilidad de talud, debido a la altura del cuerpo del terraplén y por la poca capacidad de carga del suelo de desplante.

Hipótesis secundarias:

1. No se considera el efecto motor del N.A.F., se considera en condiciones hidrostáticas, es decir no se presenta flujo dentro o fuera del cuerpo del talud, de tal manera que las fuerzas motoras se contrarrestan unas a otras en cada lado del eje vertical del círculo de falla.
2. Las hipótesis consideradas en el método de Fellenius.

De acuerdo con lo anterior, se procedió a modelar la estabilidad del talud y proponer una solución a este problema. La modelación se realizó para una sección típica de 4.2 m de altura de terraplén con 22 m de ancho de rodada y bermas en ambos lados de 3.5 m de ancho y altura de 3.6 m. El nivel freático se localizó a 0.66 m sobre la superficie del terreno natural tal como se muestra en la Figura . Además se impuso una sobrecarga de 1 t/m<sup>2</sup> considerando que se trata de una autopista sobre la cual pueden circular trailers de hasta 80 toneladas de peso y una longitud de 22m en cada uno de los carriles.

En la siguiente tabla se encuentran resumidas las características y propiedades físicas del terraplén, con datos promedio de cada uno de los sondeos realizados.

De acuerdo a la teoría del Método Sueco, se realizan los cálculos del círculo de falla, con el programa Slope obtenemos los datos del círculo de falla que son los siguientes:

Estrato		$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (T/m <sup>2</sup> )	Espesor (m)
Cuerpo Del Terraplén	Superior	1.83	36.07	0.00	1.68
	Medio	2.01	0.00	12.00	1.20
	Inferior	2.00	30.34	0.00	1.35
Suelo de Desplante		1.49	0.47	2.20	10

Cuadro 3.15: Propiedades físicas del terraplén y suelo de desplante.

Coordenada, X (m)	-3.64
Coordenada, Y (m)	8.68
Radio, R (m)	11.98

Cuadro 3.16: Datos del círculo de falla obtenidos por el software GeoSlope.

Una vez obtenido los datos geométricos del círculo de falla, se procede a realizar el análisis de la estabilidad del talud por el método de Fellenius.

Dovela	Área (m <sup>2</sup> )				q (T)	b (m)	$\Delta L$ (m)	$\alpha$ (°)	W (T)	$M_m$ (T · m)	s (T)	$M_r$ (T · m)
	1	2	3	4								
1	0.72				0.82	10.70	1.84	63.29	2.13	22.82	0.70	8.37
2	1.35	0.51			0.82	9.88	1.45	55.60	4.31	42.61	17.40	208.45
3	2.01	1.46	0.86		1.22	8.87	1.82	47.74	9.56	84.84	3.76	45.09
4	3.96	2.88	3.24	2.32	2.40	7.06	2.99	36.09	25.36	179.06	6.76	80.95
5	1.16	1.03	1.16	1.71		5.43	0.96	26.94	9.04	49.08	2.18	26.14
6	3.67	4.20	4.72	9.80		3.25	3.65	15.74	39.18	127.35	8.35	100.07
7	0.79	1.80	2.02	4.90		0.75	1.50	3.60	16.40	12.30	3.44	41.21
8		1.03	2.31	5.59		-0.86	1.72	4.09	15.00	-12.90	3.91	46.88
9			1.30	5.75		-2.68	1.98	12.91	11.16	-29.91	4.45	53.34
10				7.40		-5.95	5.41	29.77	11.02	-65.58	12.00	143.76
										<b>409.66</b>		<b>754.27</b>

Cuadro 3.17: Cálculo de la estabilidad del talud con el método de Fellenius.

Por lo tanto de acuerdo al método sueco obtenemos el Factor de Seguridad,  $FS$ , como lo indica la ecuación:

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{754.27}{409.66} = 1.84 \quad (3.32)$$

La tabla puede estar mejor representada con la siguiente figura y los datos obtenidos.

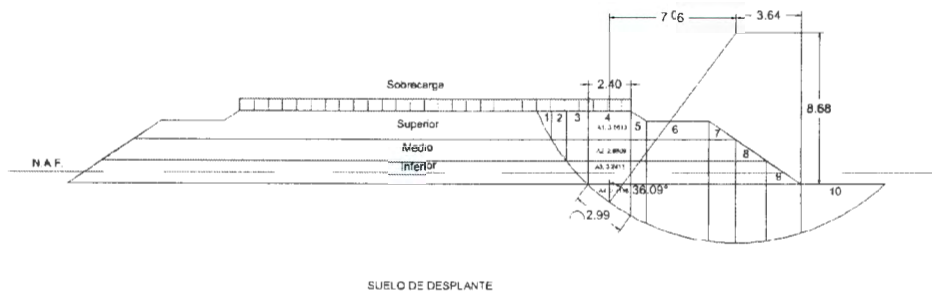


Figura 3.15: Análisis de estabilidad de talud del terraplén.

# Capítulo 4

## Interpretación de los Resultados

De acuerdo a los análisis realizados en el Capítulo 3 (Talud Nanchital y su problemática), se hace la siguiente interpretación de resultados, para cada uno de las hipótesis de falla planteadas: falla por capacidad de carga, falla por asentamientos y falla por estabilidad de talud. De igual manera se presentan los valores obtenidos de dicho análisis.

### 4.1. Capacidad de Carga

En base a los sondeos de mecánica de suelos, se determinó la estratigrafía tanto del cuerpo del terraplén como del suelo de desplante, en los cuales se observa la presencia de estratos de arcilla con clasificación S.U.C.S. CH (*High Compressibility*).

Por otra parte, el Factor de Seguridad mínimo calculado fue el que se presentó del sondeo SM-02-NA-T. En el cual se determinó que la carga aplicada al terreno es de  $6.538 T/m^2$ . Sin embargo, la capacidad de carga admisible es del orden de  $1.71 T/m^2$ . Lo que indica claramente la baja capacidad de carga del terreno de desplante y por consiguiente que el factor de seguridad no cumpla con las normas especificadas ( $FS = 1.5$ ), siendo este de 0.261.

De lo anterior se confirma la hipótesis de falla por capacidad de carga. Sin embargo cabe señalar que esta falla se presentó por la mala planeación del proyecto en cuanto a un sondeo de mecánica de suelos previo, el cual advirtiera la presencia de estratos de baja capacidad de carga. Esto para poder determinar el proceso constructivo adecuado para la adecuación o tratamiento del terreno de desplante.

El siguiente paso es determinar las soluciones a la problemática presentada, tomando en cuenta las condiciones actuales del cuerpo del terraplén, las cuales se analizan en el Capítulo 5. (Soluciones Recomendadas).



## 4.2. Asentamientos

De acuerdo al análisis correspondiente realizado en el Cap. 3, se determino un asentamiento máximo  $S = 1.417$  m, deducido del sondeo SM-01-NA-T. Lo cual sobrepasa cualquier asentamiento esperado para un camino de estas características.

En el análisis se puede observar que no existe la determinación de los asentamientos para el sondeo SM-03-NA-T debido a que en dicho sondeo no se realizo la prueba de consolidación de manera correcta.

De lo anterior se confirma la hipótesis de falla por asentamientos, la cual es una consecuencia de la falla por capacidad de carga. Esto debido a la presencia de estratos arcillosos de alto contenido de materia orgánica, en los cuales no se realizo ningún tratamiento para la mejora de dicho estrato.

Lo que prosigue es determinar soluciones más convenientes a las condiciones actuales del cuerpo del terraplén. Dichas soluciones se analizarán en el Cap. 5.

## 4.3. Estabilidad de Talud

Del análisis realizado en el capítulo anterior mediante el método de Fellenius, se determino para las condiciones actuales del cuerpo del terraplén y suelo de desplante un factor de seguridad  $FS = 1.84$ , el cual toma en cuenta el promedio de las características del cuerpo del terraplén y suelo de desplante presentes en cada uno de los sondeos de mecánica de suelos proporcionados. Este factor de seguridad es mayor al mínimo requerido que es  $FS = 1.5$ . Por lo que la hipótesis por falla de talud es descartada.

Lo siguiente es hacer el análisis para la nueva geometría planteada del cuerpo del terraplén, para solucionar las hipótesis ya confirmadas de falla por capacidad de carga y falla por asentamientos, esperando con esto que el factor de seguridad se mantenga o incremente su valor, para garantizar la estabilidad del talud.

# Capítulo 5

## Soluciones Recomendadas

Después de un análisis a fondo de el problema presentado ahora corresponde buscar la solución más adecuada para el proyecto. Para escoger esta solución será necesario hacer un análisis tanto en lo económico como en la complejidad del proyecto de solución. Primeramente enumeraremos unas posibles soluciones, para despues hacer un análisis de la más adecuada y recomendada.

### 5.1. Reducción de la altura del terraplén.

Esta solución aparentemente sería la mas económica debido al simple uso de maquinaria para realizar los trabajos de limpieza y acomodo de nuevo material. Aunque ya realizando un análisis a fondo podemos encontrar una serie de problemas que tal vez no se presenten inmediatamente pero que en el futuro es muy probable que se presenten.

Para comenzar el disminuir la altura del terraplén implicaría el modificar el diseño de pavimento, lo cuál implicaría que la vida útil, es decir sin tener mantenimiento, disminuiría considerablemente, lo que a un largo plazo podría ser aún mas caro que la realización de alguna otra obra preventiva.

Como segundo punto en contra sería la afectación en base al estudio hidrológico. Debido a la región en donde se encuentra el terraplén ubicado, es probable que la altura que se le haya dado es por el futuro aumento en el nivel del agua, es seguro que en las epocas donde empiece a llegar los escurrimientos de la sierra madre oriental estos vayan a caer en el pantano, lugar por donde cruza el terraplén.

Se puede calcular que al reducir el terraplen se llegan a factores de seguridad entre 1.2 y 1.5, en lo que respecta a la capacidad de carga, y de aproximadamente 1.5 en cuanto a la estabilidad de talud.

Se puede decir que está es una solución emergente, temporal y sin ningun beneficio para la comunidad, debido a que al poco tiempo puede presentar peores problemas.

## 5.2. Uso de un sistema de muro estabilizado mecánicamente.

Esta es una solución de las más adecuadas, debido a la facilidad en el proceso constructivo y la ventaja de no tener que realizar ningún corte al terraplén. El sistema funciona a través de la instalación de gaviones de malla metálica hexagonal de triple torsión, junto con un refuerzo de malla del mismo tipo utilizada en el gavión. Este sistema a parte de ayudar a la estabilización del talud puede ayudar a disminuir las cargas ejercidas por el terraplén y aplicadas a la base de suelo. Los refuerzos ayudan a absorber esfuerzos de compresión convirtiéndolos en esfuerzos de tensión que son fácilmente soportados por la malla de acero a triple torsión. Debido a que el suelo mismo no es capaz de soportar las cargas, se es necesario colocar un refuerzo adicional de geosintético para disminuir aun mas los esfuerzos.

El sistema es fabricado por la empresa Maccaferri de México, la cual a realizado un análisis para determinar las cantidades necesarias para la realización del proyecto, así mismo se nos ha facilitado la obtención del software necesario para realizar dicho análisis llamada Macstars 2000, el cuál es un software que realiza un análisis de la estabilidad a través del método de iteraciones (*Bishop*). Este software funciona con datos de entrada como la geometría del talud, las propiedades del suelo de cimentación, ya sea un suelo homogéneo o estratificado, así mismo del material utilizado para el terraplén, también las propiedades de la roca para el llenado de gaviones y las características del geosintético utilizado como refuerzo adicional.

De acuerdo a lo corrido en el programa los resultados son los siguientes.

Tramo	Profundidad (m)	Carga Ton/m <sup>2</sup>	$\Delta H$	$E_a$ (Ton/ml)	Geosintético	Anclaje (m)
1	0.55	2.15	0.55	0.406	0.813	1.593
2	1.00	3.10	0.45	0.435	0.870	1.184
3	1.35	3.83	0.35	0.398	0.796	0.876
4	1.65	4.46	0.30	0.388	0.776	0.733
5	2.20	5.62	0.55	0.922	1.845	1.385
6	2.65	6.56	0.45	0.857	1.714	1.102
7	3.05	7.40	0.40	0.847	1.694	0.965
8	3.45	8.24	0.40	0.938	1.872	0.960
9	3.80	8.98	0.35	0.885	1.771	0.832
10	4.15	9.71	0.35	0.955	1.910	0.830

Cuadro 5.1: Diseño del sistema de muro mecánicamente estabilizado (Terramesh) de la marca Maccaferri para el terraplén en el entronque a Nánchital, Ver.

El cuál nos arroja resultados de factores de seguridad entre 1.5 y 1.8, suficientes para mantener el terraplén estable el resto de su vida útil. A continuación se muestra como debería de estar construida la sección el sistema Terramesh de Maccaferri.



Figura 5.1: Proyecto de estabilización de talud usando el sistema Terramesh de Maccaferri en el entronque a Nánchital, Ver.

Las desventajas de este sistema es su alto costo, esto en referencia al geosintético utilizado debido a que debe de ser importado de brasil, ya que en el país no existe ninguna empresa que fabrique geosintéticos.

En un aproximado del costo por pieza de terramesh de 3x2x1 es de 115.12 USD. El costo del geosintético por m<sup>2</sup> es de 2.91 USD. Haciendo un análisis completo respecto a los precios tenemos que el costo total para la obra se muestra en la siguiente tabla.

Concepto	Unidad	Precio Unitario (USD)	Cantidad	Importe (USD)
Sistema Terramesh 3x2x1	Pieza	115.12	400	46,048
Geomalla MacGrid 09	m <sup>2</sup>	2.91	7,040	20,486.40
Geotextil no tejido de 275 gr/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	0.95	1328	1,261.6
			Subtotal	67,796.00
			I.V.A.	10,169.40
			Total	77,965.40

Cuadro 5.2: Cotización del material proporcionada por Maccaferri de México

De esta manera encontramos que el precio total por solo el material, sin incluir la roca, es de 77,965.40 USD lo que equivale aproximadamente a \$ 1,169,481.00 m.n. Que representa un costo muy alto para apenas 200 m de protección y de solo un lado del terraplén.

Como ya se observó existen 2 posibilidades de las cuales ninguna es viable, una debido al poco tiempo que se le pronostica de vida útil y una más que es bastante costosa. A continuación describiremos el objetivo de este trabajo que será proporcionar la solución más adecuada en base a factores como viabilidad, costo y tiempo.

### 5.3. Pilas de Grava

Para solucionar ambos problemas es necesario unicamente realizar una obra, esta permitiría al terreno darle la suficiente capacidad para que pueda soportar las cargas que se ejerzan en el terraplén. En la ingeniería moderna es más común encontrarnos con sistemas de cimentación capaces de soportar grandes cargas, sin la necesidad de ocupar tanto espacio, si no mas bien pensar en la profundidad, a principios del siglo pasado esto parecía una tarea muy complicada debido a que no existía la maquinaria necesaria y potente para poder llegar a grandes profundidades. En la actualidad gracias a los avances de la tecnología es posible encontrar la maquinaria necesaria para excavar hacia grandes profundidades, sin la necesidad de hacer un gran cuadro de excavación, simplemente perforando y extrayendo el material para dejar una perforación limpia y lista para su uso.

Un caso especial es el de las cimentaciones por pilotes, este sistema en los últimos 30 años se ha alzado como la mas recomendable en los suelos blandos, y no se limita exclusivamente a las estructuras rígidas, ya que al hablar de estructuras rígidas se habla de pilotes rígidos, pero si hablamos de estructuras flexibles como lo son los pavimentos entonces tendríamos que referirnos a pilotes flexibles, este a pesar de ser un concepto poco usual en la ingeniería se ha empezado a adoptar especialmente en los pavimentos.

Los pilotes rígidos son los que están hechos a base de un material cuya propiedad principal es la rigidez, tal es el caso de materiales como el concreto o el concreto reforzado, pero que representan un alto costo. En cambio los pilotes “flexibles” son hechos con materiales que presenten estas mismas características ya sean materiales como las arenas hasta gravas de un tamaño máximo de 1”, lo que representa que su costo es mucho menor y su proceso constructivo es más bajo. Por lo tanto cumple con los objetivos que estamos buscando, es viable, barato y de fácil realización.

El cálculo determinar las dimensiones de los pilotes se realizará en base a la teoría vista en el capítulo 2, por lo tanto tenemos que determinar una sección general y someterla al análisis de cargas y ver su factor de seguridad. Entonces se ha decidido escoger un pilote de 1 m de diámetro, esto debido a que si se generan diámetros más grandes es probable que el pavimento tenga problemas en la superficie debido a la aparición de “chipotes” provocando fallas en la superficie de rodamiento. Además se recomienda sentar los pilotes a 10.5 m de profundidad que es a la que se encuentra aproximadamente un suelo de mejores propiedades que la superficie. Debemos tomar los valores como la cohesión promedio crítica  $C_{us}$ , es decir el valor promedio de los estratos más críticos en cada uno de los 4 sondeos, por lo tanto tenemos que la capacidad de carga por fricción es:

$$\begin{aligned} Q_f &= \pi D l C_u \\ &= \pi (1.0 \text{ m})(10.5 \text{ m})(2.0 \text{ T/m}^2) = 66.9 \text{ T} \end{aligned} \quad (5.1)$$

Siendo  $Q_f$  la capacidad de carga por fricción a lo largo del pilote. Ahora será necesario determinar la capacidad de carga que genera la punta del pilote en su contacto con el estrato que es un poco más firme, la formula es de acuerdo a lo visto en el capítulo 2 y se determina de la siguiente manera.

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \pi D^2 \left( \frac{q_f}{4} \right) \\
 &= \pi (1.0 \text{ m}^2) \left( \frac{3.4 \text{ T/m}^2}{4} \right) = 2.7 \text{ T}
 \end{aligned}
 \tag{5.2}$$

Si sumamos la capacidad de carga por fricción y la soportada por la punta se obtiene la capacidad de carga última, para encontrar la admisible del terreno se debe de dividir la última entre el factor de seguridad que requiera la obra para su mejor trabajo, este valor será el de 1.5, por lo tanto la capacidad de carga admisible del terreno será:

$$\begin{aligned}
 Q_{adm} &= \frac{(Q_p + Q_f)}{FS} \\
 &= \frac{(66.9 \text{ T} + 2.7 \text{ T})}{1.5} = 46.4 \text{ T}
 \end{aligned}
 \tag{5.3}$$

Una vez obtenida la capacidad de carga admisible del terreno, se procederá a encontrar el área de influencia de cada uno de los pilotes que serán instalados. Como primer paso será obtener la capacidad de carga déficit ( $q_{def}$ ) del terreno, para compararla con la admisible, la  $q_{def}$  se obtiene a partir de (2.4).

$$\begin{aligned}
 q_{def} &= q_{adm} - q_u \\
 &= 11.34 \text{ T/m}^2 - 6.27 \text{ T/m}^2 = 5.07 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

En donde  $q_{adm}$  es el resultado de la capacidad de carga ejercida por el terraplén en su valor promedio de los 4 sondeos, y  $q_u$  es el valor de la capacidad de carga del suelo de desplante. Ahora en base a lo dictado por (2.5) determinamos el área de influencia de un solo pilote.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{Q_{adm}}{q_{def}} \\
 &= \frac{46.4 \text{ T}}{5.07 \text{ T/m}^2} = 9.51 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

Entonces determinando el área de influencia de soporte de carga del pilote, se puede formar el grupo de pilotes, en los que estarán separados 3.0 m de centro a centro de cada pilote, esta formación será tanto en forma horizontal como en forma vertical, hasta cubrir toda el área en donde se presentó el problema.

## Capítulo 6

# Solución Óptima: Reducción de la altura del Terraplén

De las distintas soluciones que se presentaron, se ha realizado un análisis en cuanto a costo y eficiencia, y de acuerdo a lo obtenido se selecciono la opción de la reducción de la altura del terraplén, a continuación se realizara el análisis tanto por capacidad de carga como por estabilidad del talud para comprobar que los factores de seguridad son aptos para el óptimo funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

### 6.1. Capacidad de Carga

Con la teoría mencionada en los capítulos anteriores, realizaremos un análisis de cada uno de los sondeos con la reducción hasta llegar a una altura de 2 m. a lo largo de los 200 m. donde se presentaron las grandes fallas. Se debe mencionar que se deberán de remover las capas de material de relleno (Cuerpo del Terraplén) para no afectar el diseño del pavimento.

Entonces presentamos las tablas de cálculo para determinar las capacidades de carga admisibles.

Sondeo	$c$ T/m <sup>2</sup>	$N_c$	$q$ T/m <sup>2</sup>
SM-01-NAT	1.0537	5.7	6.006
SM-02-NAT	2.2593	5.7	12.878
SM-03-NAT	1.5974	5.7	9.105
SM-04-NAT	1.1644	5.7	6.6348

Cuadro 6.1: Cálculo de la capacidad de carga admisible del terraplén reducido.

De acuerdo a la nueva propuesta de la reducción del terraplén obtenemos una geometría como la que se muestra:

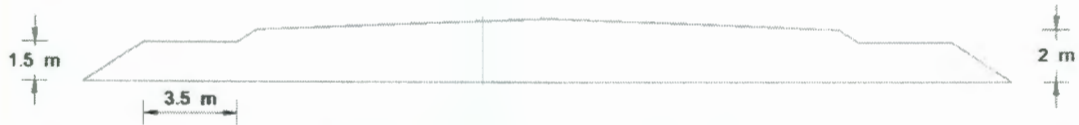


Figura 6.1: Geometría general del terraplén reducido.

Ahora con los datos del terraplén y los promedios de los pesos volumétricos de cada una de las capas que conformarían se obtienen los datos de las capacidades de carga últimas.

Sondeo	Altura m	$\gamma_m$ T/m <sup>3</sup>	$q$ T/m <sup>2</sup>
SM-01-NAT	2.0	1.885	3.77
SM-02-NAT	2.0	1.8825	3.765
SM-03-NAT	2.0	1.9375	3.875
SM-04-NAT	2.0	1.96	3.92

Cuadro 6.2: Cálculo de la capacidad de carga última del terraplén reducido.

Ya con las cargas actuantes sobre el terreno calcularemos los Factores de Seguridad con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{Q_{adm}}{q_u + W} \quad (6.1)$$

Siendo  $W$  la sobrecarga vista en el capítulo 1 equivalente a  $W = 1.0T/m^2$ . Entonces en la siguiente tabla se muestran los datos de los factores de seguridad en cada uno de los sondeos.

Sondeo	$Q_{adm}$ T/m <sup>2</sup>	$q_u$ T/m <sup>2</sup>	$FS$
SM-01-NAT	6.006	3.77	1.259
SM-02-NAT	12.878	3.7865	2.702
SM-03-NAT	9.105	3.875	1.867
SM-04-NAT	6.634	3.920	1.348

Cuadro 6.3: Cálculo de  $FS$  para la capacidad de carga con el terraplén reducido.

Calculando el promedio de los factores de seguridad en cada uno de los sondeos obtenemos la cantidad de:



$$FS = 1.794 > 1.5$$

Por lo tanto concluimos que la solución es aceptada y su pasa por capacidad de carga.

## 6.2. Estabilidad del Talud

Se realizará el análisis con el mismo método con el que se realizó en capítulos anteriores.

Por lo tanto como primer paso obtenemos mediante el programa de software Slope los datos exactos del centro del círculo de falla, que son los siguientes:

Estrato		$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (T/m <sup>2</sup> )
Cuerpo Del	Superior	1.83	36.07	0.00
	Medio	2.01	0.00	12.00
Terraplén	Inferior	2.00	30.34	0.00
Suelo de Desplante		1.49	0.47	2.20

Cuadro 6.4: Datos generales del terraplén reducido.

Coordenada, X (m)	-2.9
Coordenada, Y (m)	6.86
Radio, R (m)	10.16

Cuadro 6.5: Datos del círculo de falla.

Con el software GeoSlope, obtenemos los datos del círculo de falla que son los siguientes

Una vez obtenido los datos geométricos del círculo de falla, se procede a realizar el análisis de la estabilidad del talud por el método sueco.

Dovela	Área (m <sup>2</sup> )				q (T)	b (m)	Δ L (m)	α (°)	W (T)	M <sub>m</sub> (T · m)	s (T)	M <sub>r</sub> (T · m)
	1	2	3	4								
1		0.13			0.39	8.73	0.76	59.22	0.65	5.67	9.12	92.66
2		0.68	0.74		1.04	8.02	1.71	52.08	3.89	31.18	1.40	14.20
3		2.62	5.45	6.39	4.04	5.48	4.90	32.61	29.72	162.88	11.00	111.79
4		0.29	0.96	2.01		3.10	0.75	17.76	5.49	17.02	1.70	17.23
5		0.53	4.73	11.20		0.99	3.54	5.06	27.16	26.89	8.02	81.52
6		0.02	0.29	0.70		-0.86	1.97	4.88	1.65	-1.42	4.35	44.24
7			1.30	5.97		-1.94	0.22	10.98	11.49	-22.29	0.58	5.87
8				7.95		-5.20	5.49	30.77	11.83	-61.52	12.18	123.76
											<b>158.41</b>	<b>491.27</b>

Cuadro 6.6: Calculo de la estabilidad del talud reducido.

Se obtiene el Factor de Seguridad,  $FS$ .

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{491.27}{158.416} = 3.10 \quad (6.2)$$

La tabla puede estar mejor representada con la siguiente figura y los datos obtenidos.

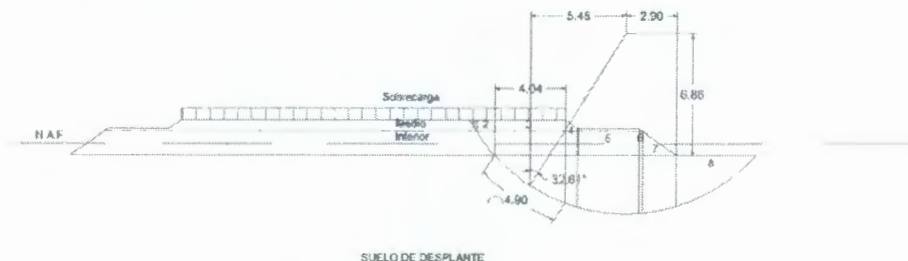


Figura 6.2: Resultados del análisis de estabilidad con un terraplén reducido.

Por lo tanto podemos decir

$$FS = \mathbf{3.10} > 1.5$$

El terraplén si pasa por la estabilidad de talud.

# Capítulo 7

## Conclusiones

Las siguientes conclusiones toman en cuenta las condiciones actuales del cuerpo del terraplén, en cuanto a obra ejecutada y proceso constructivo.

### 7.1. Capacidad de Carga

Dado que la hipótesis de falla por capacidad de carga fue confirmada para la problemática generalizada del cuerpo del terraplén, se presentan las siguientes opciones de solución:

- Reducción de la altura del cuerpo del terraplén a 2.00 m como mínima altura, con motivo de reducir el peso derivado del cuerpo del terraplén y evitar la inundación de la carretera por lluvias extraordinarias.
- Colocación de pilas de grava apoyadas al estrato resistente, con el propósito de transmitir las cargas aplicadas. Dichas pilas deberán tener un diámetro de 60 cm, y deberán colocarse como se indica en el capítulo 5.

### 7.2. Asentamientos

Como se demostró en capítulos anteriores la hipótesis de falla por asentamientos fue confirmada. Esta en consecuencia de la falla por capacidad de carga. Para esta se plantean las siguientes soluciones:

- Remover la masa del cuerpo del terraplén para poder hacer un tratamiento en el suelo arcilloso, para poder aumentar su resistencia a los asentamientos.
- De igual manera se hacen las mismas recomendaciones para la falla por capacidad de carga.

### **7.3. Estabilidad del Talud**

Como se pudo determinar en el análisis correspondiente a la estabilidad del talud el Factor de Seguridad es mayor al mínimo requerido, siendo este de 1.84. Por lo que la hipótesis por falla de estabilidad de talud es descartada. Sin embargo, se hacen las siguientes consideraciones como soluciones:

- Reducción de la altura del cuerpo del terraplén a 2.00 m como mínima altura, con motivo de reducir el peso derivado del cuerpo del terraplén y evitar la inundación de la carretera por lluvias extraordinarias.
- Implementación de terrazas a ambos costados del cuerpo del terraplén para aumentar el área de contacto con el terreno de desplante y así reducir la carga aplicada por unidad de área. Con esto se podría aumentar el factor de seguridad de falla por capacidad de carga y en consecuencia reducir los asentamientos probables.

# Bibliografía

- [1] Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Caps. VII y IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. México D.F. (1967).
- [2] Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Cap. VIII. Jhon Wiley and Sons. (1956).
- [3] Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, D.F. (1967).
- [4] Rico, A. y Del Castillo, H. *La Ingeniería de las vías Terrestres*. Tomo II. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Capítulo VIII, Editorial Limusa. México, D.F. (1977).
- [5] Crespo, C. *Vías de Comunicación*. Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos, Capítulo I, Ed. Limusa. Monterrey, N.L. (1979).
- [6] Secretaría de Comunicaciones y Transportes. *Trazo Geométrico de Carreteras*. México, D.F. (1982).
- [7] Rico, A. *Comportamiento de Terraplenes en Suelos Parcialmente Saturados*. Agrietamiento Longitudinal en Carreteras, Ed. UAQ-LAVAL. Santiago de Querétaro, Qro. (1989).
- [8] Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Introducción a la Mecánica de Suelos, Ed. Limusa. México, D.F. (1967).
- [9] Peck, Ralph B., Hanson, Walter E., Thornburn, Thomas H. *Ingeniería de Cimentaciones*, Noriega Editores. 2a edición México, D.F. (1982).
- [10] Haswell, C.K. & Newman, K. *Materials for piles*, F.E. Young Editor, Thomas Telford Ltd. Wiltshire, UK (1981).

## ANEXO 1

# ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS



Ing. Leopoldo Astudillo Salgado

<b>Atención:</b>	GRUPO INDUSTRIAL VIBA, S.A DE C.V				<b>SONDEO</b>				<b>PROPIEDADES</b>							
<b>Obra:</b>	Supervisión de la construcción del entronque carretero a Nanchital, en el municipio de Nanchital de Lázaro Cárdenas en el Estado de Veracruz.				SM-01-NA-T				<b>y</b> <b>PERFIL</b> <b>ESTRATIGRÁFICO</b> <b>(Mecánica de Suelos)</b>							
<b>Lugar:</b>	COATZACOALCOS, VER				N.A.F.		6.90									
<b>Fecha:</b>	DICIEMBRE DEL 2007		<b>Localización:</b>		CAD 1 + 055, LADO IZQUIERDO EN SUBBASE				N.B.S.				10.40			

Muestra	Niveles (m)		N	W %	G %	S %	F %	LL %	LP %	IP %	S <sub>s</sub>	γ <sub>m</sub> ton/m <sup>3</sup>	q <sub>u</sub> kg/cm <sup>2</sup>	c kg/cm <sup>2</sup>	C <sub>c</sub>	φ grados	Cr %	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
	DESCRIPCIÓN																			
01	10.40	9.80	28	13	41	48	10	47	21	26	2.40	2.07					35	58	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla y grava, compacidad media, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Base cementada)
02	9.80	9.20	30	14	41	48	10	47	21	26	2.40	2.05					36	60	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla y grava, de compacidad media, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Subbase)
03	9.20	8.60	34	12	00	79	21	NO PLÁSTICO			2.63	2.24					37	64	SM	ARENA limosa de compacidad compacta y nula plasticidad, textura media, color rosado. (Terracería)
04	8.60	8.00	12	16	00	36	62	62	28	34	2.62	1.71	1.50	0.75					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y mediana plasticidad con arena, de consistencia media a firme, textura fina a media, de color rosado. (Terracería)
05	8.00	7.40	07	12	00	38	62	62	28	34	2.62	1.78	0.88	0.44					CH	
06	7.40	6.80	23	19	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	2.06					34	53	SP-SM	ARENA mal graduada limosa, de compacidad suelta a media, textura fina a media, color café claro. (Material de relleno)
07	6.80	6.20	06	25	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	1.97					29	33	SP-SM	
08	6.20	5.20	T.S.	118	00	02	98	114	41	73	2.72	1.41	0.21	0.11			2.01		CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda a blanda, de textura fina y color gris oscuro
09	5.20	4.20	T.S.	120	00	02	98	114	41	73	2.72	1.40	0.25	0.12			0.24		CH	
10	4.20	3.20	T.S.	121	00	02	98	114	41	73	2.72	1.40	0.28	0.14	0.69	0.06			CH	
11	3.20	2.60	P.P.E.	115	00	02	98	114	41	73	2.72	1.42	0.00	0.00					CH	
12	2.60	2.00	02	112	00	02	98	114	41	73	2.72	1.43	0.25	0.13					CH	
13	2.00	1.40	P.P.E.	110	00	01	99	109	43	66	2.70	1.43	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro. Presenta materia orgánica (madera en proceso de descomposición) de textura fibrosa
14	1.40	0.80	P.P.E.	111	00	01	99	109	43	66	2.70	1.43	0.00	0.00					CH	
15	0.80	0.20	03	164	00	00	00				1.90	1.22	0.38	0.19					Pt	TURBA de consistencia blanda, textura fibrosa de color negro
16	0.20	-0.40	P.P.E.	106	00	01	99	104	38	66	2.71	1.44	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y de color gris oscuro
17	-0.40	-1.00	P.P.E.	114	00	01	99	104	38	66	2.71	1.42	0.00	0.00					CH	
18	-1.00	-1.60	P.P.E.	155	00	00	00				1.90	1.23	0.00	0.00					Pt	TURBA de consistencia muy blanda, textura fibrosa de color negro
19	-1.60	-2.20	P.P.E.	125	00	01	99	108	43	65	2.72	1.39	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, color gris oscuro y textura fina
20	-2.20	-2.80	04	69	00	01	99	76	34	42	2.69	1.59	0.50	0.25					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda a media, textura fina y color gris verdoso
21	-2.80	-3.40	P.P.E.	79	00	01	99	76	34	42	2.69	1.54	0.00	0.00					CH	
22	-3.40	-4.00	06	63	00	01	99	76	34	42	2.69	1.63	0.75	0.38					CH	
23	-4.00	-4.60	06	62	00	01	99	76	34	42	2.69	1.63	0.75	0.38					CH	

**NOMENCLATURA:**

N.B.S. Nivel del brocal	N No. De golpes en la SPT	G Contenido de grava	IP Índice de plasticidad	• Ángulo de fricción interna
N.A.F. Nivel agua freática	SPT Prueba de penetración std.	S Contenido de arena	S <sub>s</sub> Densidad de sólidos	C <sub>c</sub> Índice de compresión
N.R. No recuperado	T.S. Tubo shelby	F Contenido de finos	γ <sub>m</sub> Peso específico	SUCS Sistema Unificado de
N.D. No detectado	w Contenido de agua	LL Límite líquido	q <sub>u</sub> Resistencia última de	Clasificación de Suelos
P.P.E. Penetración por peso del equipo		LP Límite plástico	suelos cohesivos	

**OBSERVACIONES**

--





Ing. Leopoldo Astudillo Salgado

<b>Atención:</b>	GRUPO INDUSTRIAL VIBA, S.A DE C.V										<b>SONDEO</b>				<b>PROPIÉDADES y PERFIL ESTRATIGRÁFICO (Mecánica de Suelos)</b>	
<b>Obra:</b>	Supervisión de la construcción del entronque carretero a Nanchital, en el municipio de Nanchital de Lázaro Cárdenas en el Estado de Veracruz										SM-02-NA-T					
<b>Lugar:</b>	COATZACOALCOS, VER										N.A.F.	7.20				
<b>Fecha:</b>	DICIEMBRE DEL 2007				<b>Localización:</b>						CAD 1+128.62, LADO DERECHO EN BASE					

Muestra	Niveles (m)		N	W %	G %	S %	F %	LL %	LP %	IP %	Ss	$\gamma_m$ ton/m3	$q_u$ kg/cm2	c kg/cm2	Cc	$\phi$ grados	Cr %	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.					
																			DESCRIPCIÓN					
01	10.80	10.20	49	10	41	48	10	47	21	26	2.40	1.70							41°	79	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla grava, de compacidad muy compacta, textura fina a gruesa, color café rojizo (Base cementada)		
02	10.20	9.60	18	14	41	48	10	47	21	26	2.40	1.64							32°	48	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla grava, de compacidad media, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Subbase)		
03	9.60	9.00	30	11	33	79	21	NO PLÁSTICO			2.63	1.81							36°	60	SM	ARENA limosa de compacidad mediana, nula plasticidad, textura media, color rosado. (Terracería)		
04	9.00	8.40	09	21	00	38	62	62	28	34	2.62	2.05	1.13	0.56								CH	ARCILLA de alta compresibilidad mediana plasticidad con arena, de consistencia media a firme, textura fina a media, de color rosado. (Terracería)	
05	8.40	7.60	06	22	00	38	62	62	28	34	2.62	2.03	0.75	0.38								CH		
06	7.80	7.20	26	17	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	2.12							35°	56	SP-SM	ARENA mal graduada limosa, de compacidad suelta a media, textura fina a media, color café claro		
07	7.20	6.60	17	18	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	2.11							32°	47	SP-SM			
08	6.60	6.00	10	19	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	2.10							30°	40	SP-SM			
09	6.00	5.40	05	20	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	2.05							28°	23	SP-SM			
10	5.40	4.40	T.S.	103	00	02	98	111	41	70	2.72	1.45	0.28	0.14					4°			CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia mediana, textura fina y color gris oscuro	
11	4.40	3.40	T.S.	109	00	02	98	111	41	70	2.72	1.43	0.11	0.06					6°			CH		
12	3.40	2.40	T.S.	110	00	02	98	111	41	70	2.72	1.43	0.06	0.03	0.65				4°			CH		
13	2.40	1.80	06	98	00	00	00				1.90	1.31	0.75	0.38								Pt	TURBA de consistencia media, textura fibrosa de color negro	
14	1.80	1.20	05	97	00	00	00				1.90	1.32	0.63	0.31								Pt		
15	1.20	0.60	07	96	00	00	00				1.90	1.32	0.88	0.44								Pt		
16	0.60	0.00	07	97	00	00	00				1.90	1.32	0.88	0.44								Pt		
17	0.00	-0.60	P.P.E.	110	00	01	99	105	38	67	2.70	1.43	0.00	0.00									CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina, color gris oscuro con presencia de materia orgánica (madera en proceso de descomposición) textura fibrosa
18	-0.60	-1.20	P.P.E.	112	00	01	99	105	38	67	2.70	1.42	0.00	0.00									CH	
19	-1.20	-1.80	02	101	00	01	99	105	38	67	2.70	1.46	0.25	0.13									CH	
20	-1.80	-2.40	03	100	00	01	99	105	38	67	2.70	1.46	0.36	0.19									CH	
21	-2.40	-3.00	05	99	00	01	99	76	34	42	2.69	1.59	0.63	0.31									CH	
22	-3.00	-3.60	06	97	00	01	99	76	34	42	2.69	1.60	0.75	0.38									CH	
23	-3.60	-4.20	06	95	00	01	99	76	34	42	2.69	1.61	0.75	0.38									CH	

**NOMENCLATURA:**

N.B.S. Nivel del brocal	N No. De golpes en la SPT	G Contenido de grava	IP Índice de plasticidad	• Ángulo de fricción interna
N.A.F. Nivel agua freática	SPT Prueba de penetración std.	S Contenido de arena	Ss Densidad de sólidos	Cc Índice de compresión
N.R. No recuperado	T.S. Tubo shelby	F Contenido de finos	$\gamma_m$ Peso específico	SUCS Sistema Unificado de
N.D. No detectado	w Contenido de agua	LL Límite líquido	$q_u$ Resistencia última de	Clasificación de Suelos
P.P.E. Penetración por peso del equipo		LP Límite plástico	suelos cohesivos	

**OBSERVACIONES**



<b>Atención:</b>	GRUPO INDUSTRIAL VIBA, S.A DE C.V				<b>SONDEO</b>				<b>PROPIEDADES</b>			
<b>Obra:</b>	Supervisión de la construcción del entronque carretero a Nanchital, en el municipio de Nanchital de Lázaro Cárdenas en el Estado de Veracruz				SM-03-NA-T				<b>Y</b>			
<b>Lugar:</b>	COATZAACALCOS, VER				N.A.F 7.04				<b>PERFIL</b>			
<b>Fecha:</b>	DICIEMBRE DEL 2007				N.B.S 10.55				<b>ESTRATIGRÁFICO</b>			
	localización				CAD 1 + 280, LADO IZQUIERDO EN SUBBASE				<b>(Mecánica de Suelos)</b>			

Muestra	Niveles (m)		N	W	G	S	F	LL	LP	IP	S <sub>s</sub>	γ <sub>m</sub>	q <sub>u</sub>	c	C <sub>c</sub>	φ	Cr	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
				%	%	%	%	%	%	%	%	ton/m <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	grados	%	DESCRIPCIÓN			
01	10.55	9.95	21	11	41	48	10	47	21	26	2.40	1.69				33°	51	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla y grava, de compacidad media, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Base cementada)	
02	9.95	9.35	17	19	41	48	10	47	21	26	2.40	1.57				32°	47	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla y grava, de compacidad media, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Subbase)	
03	9.35	8.75	36	11	00	79	21	NO PLÁSTICO			2.63	1.80				38°	66	SM	ARENA limosa de compacidad compacta y nula plasticidad, textura media, color rosado. (Terracería)	
04	8.75	8.15	11	14	00	38	62	62	26	34	2.62	2.19	1.38	0.69					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y mediana plasticidad con arena, de consistencia firme a muy firme, textura fina a media, de color rosado. (Terracería)
05	8.15	7.55	18	14	00	38	62	62	28	34	2.62	2.19	2.25	1.13					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y mediana plasticidad con arena, de consistencia firme a muy firme, textura fina a media, de color rosado. (Terracería)
06	7.55	6.95	08	19	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	2.09				29°	33	SP-SM	ARENA mal graduada limosa, de compacidad muy suelta a suelta, textura fina a media, color café claro	
07	6.95	6.35	02	57	00	89	11	NO PLÁSTICO			2.63	1.65				25°	13	SP-SM	ARENA mal graduada limosa, de compacidad muy suelta a suelta, textura fina a media, color café claro	
08	6.35	5.35	T.S.	110	00	03	97	113	41	72	2.72	1.43	0.19	0.10			5°		CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina, de color gris oscuro
09	5.35	4.35	T.S.	111	00	03	97	113	41	72	2.72	1.43	0.30	0.15			1°		CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina, de color gris oscuro
10	4.35	3.35	T.S.	107	00	03	97	113	41	72	2.72	1.44	0.37	0.18			1°		CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro. Presenta materia orgánica de textura fibrosa (madera en proceso de descomposición)
11	3.35	2.75	01	104	00	02	98	107	43	64	2.70	1.45	0.13	0.06					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro. Presenta materia orgánica de textura fibrosa (madera en proceso de descomposición)
12	2.75	2.15	P.P.E	99	00	02	98	107	43	64	2.70	1.46	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro. Presenta materia orgánica de textura fibrosa (madera en proceso de descomposición)
13	2.15	1.55	P.P.E	103	00	02	98	107	43	64	2.70	1.45	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro. Presenta materia orgánica de textura fibrosa (madera en proceso de descomposición)
14	1.55	0.95	P.P.E	99	00	02	98	107	43	64	2.70	1.46	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro. Presenta materia orgánica de textura fibrosa (madera en proceso de descomposición)
15	0.95	0.35	01	107	00	00	00				1.90	1.30	0.13	0.06					Pt	TURBA de consistencia muy blanda, textura fibrosa de color negro
16	0.35	-0.25	P.P.E	99	00	02	98	104	38	66	2.72	1.47	0.00	0.00					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro
17	-0.25	-0.85	P.P.E	144	00	00	00				1.90	1.24	0.00	0.00					Pt	TURBA de consistencia muy blanda a media, textura fibrosa de color negro
18	-0.85	-1.45	06	123	00	00	00				1.90	1.27	0.75	0.38					Pt	TURBA de consistencia muy blanda a media, textura fibrosa de color negro
19	-1.45	-2.05	08	46	00	00	00	104	38	66	2.71	1.76	1.00	0.50					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia media, textura fina de color gris oscuro
20	-2.05	-2.65	05	70	00	01	99	76	34	42	2.69	1.59	0.63	0.31					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia blanda a media. Textura fina y color gris verdoso
21	-2.65	-3.25	04	72	00	01	99	76	34	42	2.69	1.58	0.50	0.25					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia blanda a media. Textura fina y color gris verdoso
22	-3.25	-3.85	03	73	00	01	99	76	34	42	2.69	1.57	0.38	0.19					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia blanda a media. Textura fina y color gris verdoso
23	-3.85	-4.45	06	69	00	01	99	76	34	42	2.69	1.59	0.75	0.38					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia blanda a media. Textura fina y color gris verdoso

**NOMENCLATURA:**

N.B.S. Nivel del brocal	N No. De golpes en la SPT	G Contenido de grava	IP Índice de plasticidad	• Ángulo de fricción interna
N.A.F. Nivel agua freática	SPT Prueba de penetración std.	S Contenido de arena	S <sub>s</sub> Densidad de sólidos	C <sub>c</sub> Índice de compresión
N.R. No recuperado	T.S. Tubo shelby	F Contenido de finos	γ <sub>m</sub> Peso específico	SUCS Sistema Unificado de
N.D. No detectado	w Contenido de agua	LL Límite líquido	q <sub>u</sub> Resistencia última de	Clasificación de Suelos
P.P.E. Penetración por peso del equipo		LP Límite plástico	suelos cohesivos	

**OBSERVACIONES**



Atención:	GRUPO INDUSTRIAL VIBA, S.A DE C.V		SONDEO		PROPIEDADES	
Obra:	Supervisión de la construcción del entronque carretero a Nanchital, en el municipio de Nanchital de Lázaro Cárdenas en el Estado de Veracruz		SM-04-NA-T		y	
Lugar:	COATZACOALCOS, VER		N.A.F.	7.39	PERFIL	
Fecha:	DICIEMBRE DEL 2007	Localización:	CAD 1 + 314.48, LADO DERECHO EN BASE		ESTRATIGRÁFICO	
(Mecánica de Suelos)						

Muestra	Niveles (m)	N	W %	G %	S %	F %	LL %	LP %	IP %	Ss	$\gamma_m$ ton/m3	$q_u$ kg/cm2	c kg/cm2	Cc	$\phi$ grados	Cr %	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN		
01	11.00	10.40	50/13	11	41	48	10	47	21	28	2.40	1.86					41°	80	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla y grava, de compacidad compacta, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Base cementada)	
02	10.40	9.80	18	17	41	48	10	47	21	28	2.40	1.80					32°	48	SW-SC	ARENA bien graduada con arcilla y grava, de compacidad media, textura fina a gruesa, color café rojizo. (Subbase)	
03	9.80	9.20	42	9	00	79	21	NO PLÁSTICO		2.53	1.84						39°	72	SM	ARENA limosa de compacidad compacta y nula plasticidad, textura media, color rosado. (Terracería)	
04	9.20	8.60	25	13	00	38	62	62	28	34	2.62	2.20	3.13	1.56					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y mediana plasticidad con arena, de consistencia muy firme a dura, textura fina a media, de color rosado. (Terracería)	
05	8.60	8.00	42	14	00	38	62	62	28	34	2.62	2.20	5.25	2.63					CH		
06	8.00	7.40	22	21	00	69	11	NO PLÁSTICO		2.63	2.04						34°	52	SP-SM	ARENA mal graduada limosa, de compacidad media, textura fina a media, color café claro claro	
07	7.40	6.80	06	22	19	76	05	NO PLÁSTICO		2.63	2.04						29°	27	SP	ARENA mal graduada con grava, de compacidad suelta, textura fina a gruesa, color café rojizo	
08	6.80	6.20	T.S.	115	06	01	99	116	45	73	2.72	1.42	0.33	0.17					3°	CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro
09	6.20	5.60	T.S.	113	06	01	99	116	45	73	2.72	1.42	0.36	0.18					1°	CH	
10	5.60	5.00	T.S.	114	00	01	98	118	45	73	2.72	1.42	0.09	0.04	0.63				7°	CH	
11	5.00	4.40	02	236	00	00	00				1.90	1.16	0.25	0.13					PI	TURBA de textura fibrosa de color negro, con alto contenido de agua	
12	4.40	3.80	01	106	00	02	98	107	40	87	2.70	1.44	0.13	0.06					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda, textura fina y color gris oscuro	
13	3.80	3.20	02	240	00	00	00				1.90	1.16	0.25	0.13					PI	TURBA de textura fibrosa de color negro y alto contenido de agua	
14	3.20	2.60	03	99	00	00	00	108	43	65	2.71	1.46	0.38	0.19					CH	ARCILLA de alta compresibilidad y alta plasticidad, de consistencia muy blanda a blanda, textura fina y color gris oscuro	
15	2.60	2.00	04	96	00	00	00	106	43	65	2.71	1.47	0.50	0.25					CH		
16	2.00	1.40	P.P.E	81	00	00	00	108	43	65	2.71	1.49	0.00	0.00					CH		
17	1.40	0.80	P.P.E	94	00	00	00	108	43	65	2.71	1.46	0.00	0.00					CH		
18	0.80	0.20	03	100	00	00	00	108	43	65	2.71	1.46	0.38	0.19					CH		
19	-0.40	-1.00	T.S.	102	00	00	00	108	43	65	2.71	1.45							CH		
20	-1.00	-2.00	P.P.E	55	00	02	98	58	25	33	2.69	1.66	0.00	0.00					CH		
21	-2.00	-2.80	03	51	00	02	98	58	25	33	2.69	1.71	0.38	0.19					CH		
22	-2.80	-3.20	03	23	00	54	46	24	21	03	2.57	1.99	0.38	0.19					SC	ARENA arcillosa de compacidad muy suelta, textura fina y color gris verdoso	
23	-3.20	-4.40	02	21	00	54	46	24	21	03	2.57	2.02	0.25	0.13					SC		

NOMENCLATURA:

N.B.S. Nivel del brocal	N No. De golpes en la SPT	G Contenido de grava	IP Índice de plasticidad	• Ángulo de fricción interna
N.A.F. Nivel agua freática	SPT Prueba de penetración std.	S Contenido de arena	Ss Densidad de sólidos	Cc Índice de compresión
N.R. No recuperado	T.S. Tubo shelby	F Contenido de finos	$\gamma_m$ Peso específico	SUCS Sistema Unificado de
N.D. No detectado	w Contenido de agua	LL Límite líquido	$q_u$ Resistencia última de	Clasificación de Suelos
P.P.E. Penetración por peso del equipo		LP Límite plástico	suelos cohesivos	

OBSERVACIONES

**ANEXO 2**

**REPORTE  
FOTOGRAFICO**



**Figura A.1 Falla presentada en la sub-base, lado izquierdo.**



**Figura A.2 Deslave de la parte central del terraplén.**



**Figura A.3 Asentamiento Máximo presentado en el terraplén.**



**Figura A.4 Falla presentada por la falta de capacidad de carga del terreno pantanoso.**



**Figura A.5 Se presento la falla en un tramo de aproximadamente 200 m.**



**Figura A.6 Otra falla por la capacidad de carga.**