



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE FACTORES PARA UN DISEÑO Y UNA
CONSTRUCCIÓN RACIONALES DE TERRAPLENES
DE PRUEBA (UN CASO PRÁCTICO).**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

CIVIL –ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES– PRESENTA:

SIDONIO GARCÍA ORTIZ

TUTOR:

GABRIEL MORENO PECERO



2006

JURADO ASIGNADO:

Presidente: ING. SERGIO R. HERRERA CASTAÑEDA.

Secretario: DR. VENANCIO TRUEBA LÓPEZ.

Vocal: M. I. GABRIEL MORENO PECERO.

1^{er}. Suplente: ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN.

2^{do}. Suplente: DR. RAFAEL MORALES Y MONROY.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO FEDERAL.

TUTOR DE TESIS:

GABRIEL MORENO PECERO

FIRMA

Para mi amada esposa, para mis papás, para mis hermanos y para mi querido amigo y Maestro Gabriel Moreno Pecero.

Agradezco a la Universidad Nacional y a mi querido México por su apoyo a través del CONACYT.

Un reconocimiento a los Sinodales por sus valiosos comentarios y sugerencias.

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes.	
1.2. Objetivos.	
2. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO Y JUSTIFICACIÓN DE LOS TERRAPLENES DE PRUEBA	6
2.1. Localización y descripción del sitio.	
2.2. Descripción del proyecto.	
2.3. Geología del sitio.	
2.4. Condiciones estratigráficas generales.	
2.5. Justificación de los terraplenes de prueba.	
3. FACTORES DE ANÁLISIS PARA ESTABLECER EL NÚMERO CONVENIENTE Y LA UBICACIÓN ÓPTIMA DE LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.	27
3.1. Aspectos generales.	
3.2. Factores de análisis.	
4. DEFINICIÓN, EJECUCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA ADICIONALES.	33
4.1. Trabajos de exploración en campo.	
4.2. Trabajos de laboratorio.	
4.3. Condiciones estratigráficas.	
4.4. Análisis de propiedades mecánicas de suelos finos blandos.	
4.5. Análisis de propiedades mecánicas de suelos predominantemente arenosos.	
5. PROPUESTA DE ANÁLISIS PARA DETERMINAR LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS CONVENIENTES DE LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.	82
5.1. Aspectos generales.	
5.2. Dimensiones de los terraplenes de prueba en el área de reconfiguración.	
5.3. Dimensiones de los terraplenes de prueba para el camino de acceso.	
5.3.1. Uso de geosintéticos como refuerzo del terraplén, para disminuir el volumen de incrustación y para facilitar el proceso constructivo.	
6. ANÁLISIS DE LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS DRENES VERTICALES.	118
6.1. Aspectos a considerar en la elección del dren vertical.	
6.2. Factores que intervienen en el diseño del dren vertical.	
6.3. Procedimiento para determinar la longitud y la separación horizontal de los drenes verticales,	

7. CRITERIOS PARA ESTABLECER LA INSTRUMENTACIÓN EN LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.	140
7.1. Generalidades	
7.2. Placas de asentamientos.	
7.3. Piezómetros.	
7.4. Inclínómetros.	
8. ASPECTOS A TOMAR EN CUENTA EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	176
8.1. Ubicación de los terraplenes de prueba.	
8.2. limpieza y despalme.	
8.3. Nivelación de la superficie de construcción.	
8.4. Ejecución del sondeo de exploración.	
8.5. Construcción de piezómetros abiertos tipo Casagrande.	
8.6. Construcción de piezómetros neumáticos.	
8.7. Construcción de inclinómetros.	
8.8. Colocación de geosintéticos y construcción de la base granular reforzada en TR-3 y TR-4.	
8.9. Colocación de las placas de asentamientos.	
8.10. Construcción de los drenes verticales y de la capa drenante en el TR-2.	
8.11. Construcción del cuerpo del terraplén.	
8.12. Procedimiento constructivo en el caso particular del TR-5.	
9. PRESENTACIÓN DE ALGUNOS REGISTROS DE LA INSTRUMENTACIÓN.	205
9.1. Resultados en el procedimiento constructivo de los terraplenes.	
9.2. Resultados en los piezómetros.	
9.3. Resultados correspondientes a las mediciones mediante placas de asentamientos.	
9.4. Análisis conjuntando los resultados de los cinco terraplenes de prueba.	
10. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.	226
10.1. Conclusiones generales.	
10.2. Conclusiones particulares.	
10.3. Comentarios.	
11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	240

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Antecedentes.

Uno de los problemas básicos y fundamentales a los que se enfrenta el ingeniero geotecnista en el diseño de un proyecto, es el establecer en forma confiable, los parámetros que regirán el comportamiento mecánico del suelo en estudio al ser sometido a ciertas condiciones de trabajo por las nuevas obras de ingeniería. Tradicionalmente en nuestro país, el problema tiende a resolverse utilizando, entre otros métodos de investigación, la penetración estándar, la penetración con cono eléctrico y los resultados de pruebas de laboratorio que se obtienen de muestras de suelo consideradas inalteradas y representativas del terreno in situ. Sin embargo, por la importante cantidad de consideraciones que se hacen en el criterio de investigación indicado, la información que se produce no siempre da la certidumbre requerida por el ingeniero, así que tienen que plantearse otros caminos de estudio; tal es el caso que se presenta en esta tesis y que se refiere a la construcción de **terraplenes de prueba** a escala natural y de tamaño proporcional a las estructuras definitivas (rellenos), que al ser **diseñados, construidos e instrumentados adecuada y convenientemente** permitirían definir de manera casi real el comportamiento mecánico del terreno de cimentación durante la fase constructiva y a lo largo de la vida útil de la obra. Lo que representa, sin duda, la mejor forma de diseño y una **oportunidad para impulsar el desarrollo tecnológico del país**, al permitir la ratificación, la rectificación o la innovación de los criterios de diseño y construcción generados a partir de los métodos tradicionales de investigación.

Como podrá imaginarse, esta técnica de análisis no es muy común en nuestro país, debido a su elevado costo respecto al correspondiente a la forma tradicional de investigación, así como al tiempo que se requiere para su construcción y luego para producir una respuesta. Sin embargo, se llama la atención sobre la conveniencia de aquilatar en cada caso, el costo/beneficio de esta forma de proceder, ya que la información que proporciona permite evaluar muchos aspectos del proyecto que de otra forma sólo se conocerían cuando la obra real esté siendo construida o ya en operación, generando inconvenientes que afectan al proyecto y ponen en entredicho la calidad de la ingeniería.

El trabajo que ahora se presenta trata sobre un proyecto que plantea la construcción de rellenos en una superficie aproximada de 42hectáreas y la construcción de una carretera de 5km de longitud que atraviesa una zona pantanosa; en ambos casos las condiciones estratigráficas son muy heterogéneas tanto horizontal como verticalmente y se ha concluido que con las técnicas de investigación actuales basadas en los sondeos puntuales de exploración y en los resultados de las pruebas de laboratorio, no se tiene un conocimiento suficientemente confiable del comportamiento mecánico del terreno de cimentación ante la acción de las nuevas estructuras, conduciendo de esta forma a la propuesta de

construir terraplenes de prueba que permitan modelar en forma más cercana a la realidad tal aspecto. Para que dichos modelos realmente proporcionen la información requerida en forma eficiente y eficaz, se requiere que sean diseñados, construidos e instrumentados adecuada y convenientemente. Estos **aspectos son** justamente los que se involucran como **objetivo principal** en esta tesis.

Así, en el **segundo capítulo**, se introduce al lector en el conocimiento del proyecto de estudio, indicando su ubicación geográfica, describiendo sus condiciones generales, y las del proyecto. Se señala el origen geológico del terreno y la consecuencia estratigráfica de tal origen; se hace una descripción y un análisis detallados de los resultados que arrojaron dos estudios de mecánica de suelos realizados para el diseño geotécnico de las nuevas estructuras, de los que se concluye, por la heterogeneidad estratigráfica encontrada y por la complejidad operativa e importancia del proyecto, la necesidad de construir modelos a escala, que presenten un comportamiento mecánico prácticamente igual al que tendrían los rellenos definitivos, ayudando a responder una serie de preguntas que conduzcan a tomar las decisiones más convenientes para lograr un proyecto seguro, económico, funcional y armónico con la naturaleza.

En el **tercer capítulo**, se plantean y discuten los factores a tomar en cuenta en este proyecto para definir el número de modelos a ocupar y su ubicación más conveniente dentro del terreno en estudio.

En el **cuarto capítulo** se definen, a partir de lo que se conoce del terreno en estudio, los trabajos de exploración que se requieren para generar la información estratigráfica de los sitios en donde se ha propuesto la construcción de los modelos; se hace una discusión del tipo de exploración que se necesita y de la profundidad a la que conviene llevarla; se describen los procedimientos de muestreo utilizados y se anotan algunas consideraciones para el manejo óptimo de las muestras de suelo recuperadas. En un segundo punto se describe el criterio utilizado para proponer un programa de laboratorio que permita definir las propiedades índice y mecánicas de los diferentes materiales que forman el suelo en estudio, tratando de simular el efecto que la estructura definitiva producirá in situ, durante y después de la etapa constructiva. Se establece un criterio que permite conjuntar la información que se obtiene de los trabajos de campo y de laboratorio para definir los perfiles estratigráficos de cada uno de los sitios de investigación. En la parte final de este capítulo se analizan detalladamente las propiedades mecánicas de los suelos finos encontrados y posteriormente las de los suelos granulares, tratando de establecer con ello cuáles son los factores que rigen su comportamiento mecánico y consecuentemente tener herramientas que permitan tomar las mejores decisiones en el diseño geotécnico de las nuevas estructuras, en el diseño del equipo de instrumentación (que se analiza en otro capítulo), e incluso en la toma de decisiones respecto a posibles *técnicas de mejoramiento*.

El **capítulo cinco** constituye una serie de reflexiones que conducen a dar respuesta a una pregunta elemental y al mismo tiempo fundamental, ¿Cuáles deben ser las características geométricas de los terraplenes de prueba?, en torno a este cuestionamiento se proponen cuatro aspectos que deben ser analizados para definir: sus dimensiones en planta, la inclinación de sus taludes, y su procedimiento constructivo en el que se incluye el tipo de materiales y el equipo mecánico a emplear. En los análisis no se considera la altura de los modelos, porque se establece que esta variable está definida por el nivel de proyecto considerado según el lugar en que se ubiquen tales modelos. También se hace una discusión de la utilidad que tienen los geosintéticos y de los factores que rigen su diseño y se propone un criterio de análisis y de diseño para acotar la utilidad de los geosintéticos en la disminución de la profundidad de incrustación de un terraplén en un terreno pantanoso.

Un aspecto fundamental a revisar con los terraplenes de prueba es el beneficio que se tendría al instalar drenes verticales en el terreno de cimentación. La importancia de tal resultado radica en apoyar la decisión de instalar ó no tales elementos en una área de 42hectáreas aproximadamente, correspondiente a la región en que se necesita la colocación de los rellenos, lo que sin duda impacta en el aspecto económico del proyecto. Por tal razón **el capítulo seis** presenta un análisis de los factores a tomar en cuenta en el diseño de los drenes verticales. Se describen los diferentes tipos de drenes existentes y se compara su costo; con el fin de acercarse más a las condiciones reales del proyecto, se presenta la solución teórica al problema del flujo radial considerando no sólo las propiedades del terreno, sino también las características del dren y el efecto que produce su procedimiento constructivo en el terreno circundante a través del concepto remoldeo que se asocia con dos factores: el radio de la zona remoldeada y la disminución de la permeabilidad en dicha zona. Se compara la variación de los diferentes factores que influyen en el solución teórica y se concluye al respecto. En la parte final del capítulo, se aterrizan los conceptos anteriores aplicándolos a resolver un ejemplo, con el que se llega al diseño de los drenes verticales instalados en uno de los terraplenes de prueba al que se le denomina TR-2.

Los terraplenes de prueba por sí solos no responden a la serie de preguntas específicas que se han planteado para examinar el comportamiento mecánico del terreno de cimentación al ser sometido a una nueva condición de esfuerzos, para ello se necesita la instalación de equipo complementario (instrumentación), conformado en este caso por placas de asentamientos, piezómetros e inclinómetros, cuya descripción y el análisis que conducen al diseño y a la elección de ellos, se presentan en el **capítulo siete**. Para cada instrumento se anota el razonamiento que lleva a definir: para las placas, la cantidad, su ubicación en planta y la frecuencia de medición; para los piezómetros, el tipo y el número, su ubicación en planta y su profundidad de lectura; para los inclinómetros, su longitud y su ubicación en planta. En

todos los casos se propone un criterio original de análisis numérico que ayuda a enmarcar propiedades fundamentales tales como el rango de operación y la sensibilidad que se requiere.

El **capítulo ocho** hace referencia a la secuencia constructiva de los terraplenes de prueba y de los diferentes elementos y equipos que se han señalado de alguna manera en los párrafos anteriores. Se describen las normas, especificaciones y recomendaciones para la ejecución de los sondeos de exploración, para la instalación de los piezómetros y de los inclinómetros; para la colocación de los geosintéticos y construcción de la base granular, para la instalación de los drenes verticales y de la cama drenante, para el armado y la colocación de las placas de asentamientos, así como para la conformación del cuerpo del terraplén. Como un punto aparte se trata el procedimiento de construcción del TR-5 debido a que el terreno de apoyo tiene un tirante de agua y lodo de aproximadamente 1.0m de espesor el cual sobreyace a suelos finos poco resistentes y altamente deformables; condición que será aprovechada para calibrar los procesos de construcción propuestos a fin de ajustarlos para obtener los mejores resultados en la construcción de la obra definitiva.

Un reflejo parcial de la importancia que constituye el diseño y la construcción de los terraplenes de prueba y del equipo de instrumentación a través de su respuesta, para el proyecto de estudio, se presenta en el **capítulo nueve**. En primer lugar se hace una descripción de los pormenores observados en la fase constructiva de los elementos anotados y se establecen recomendaciones aplicables a las obras definitivas. En segundo lugar se presenta el resultado gráfico de los registros proporcionados por las placas de asentamiento y por los piezómetros durante la fase constructiva de los terraplenes y en un periodo posterior; se analizan dichos resultados y se discute sobre su validez en función de lo que se había proyectado con el diseño y la construcción de tales elementos. En cierta forma se establece la relación que existe entre los análisis obtenidos a partir de pruebas de laboratorio para las estructuras definitivas y lo que se ha observado con los modelos a escala, principalmente en cuanto a la utilidad de los drenes verticales en la velocidad y la magnitud de los hundimientos. Asimismo, se señala la necesidad de un periodo mayor de observación para poder concluir objetivamente.

Finalmente, en el **capítulo diez** se presentan las conclusiones del trabajo; primero se describen las conclusiones generales, es decir aquellas que pueden y deben ser aplicables a cualquier proyecto. En segundo lugar se listan las conclusiones particulares en las que se hace un recuento de lo analizado para el caso de estudio, y en tercer lugar se anotan algunos comentarios que pretenden hacer notar la necesidad de seguir trabajando en algunos aspectos que no están claros todavía y que influyen significativamente en el diseño geotécnico de algunas estructuras que han sido revisadas en este trabajo.

En función de lo antes anotado, se establece que esta tesis no solo recaba y analiza la información teórica existente para el análisis y el diseño geotécnico del proyecto, sino que hace un razonamiento de ella y propone planteamientos que **coadyuvan al desarrollo de la ingeniería vanguardista e innovadora que nuestro país requiere.**

1.2. Objetivos.

En función de lo descrito anteriormente, con este trabajo se pretende llegar a lo siguiente;

1. Hacer una descripción del proyecto, de las condiciones estratigráficas existentes en el sitio de estudio y justificar la necesidad de construir terraplenes de prueba.
2. Plantear un criterio de análisis para determinar el número conveniente de modelos y su ubicación adecuada en el terreno de estudio, considerando que el área de estudio es del orden de 72 hectáreas y se tienen diferentes condiciones estratigráficas.
3. Proponer un criterio de análisis que permita definir las características geométricas que requieren los terraplenes de prueba para lograr transmitir al terreno de cimentación un estado de esfuerzos y de deformaciones semejante al que le producirían las estructuras reales.
4. Analizar el beneficio que se logra al utilizar geosintéticos, en tres aspectos: separación, refuerzo y reducción del volumen de incrustación del terraplén en el terreno pantanoso.
5. Hacer un análisis de los factores que intervienen en la elección y el diseño de los drenes verticales para el proyecto de estudio.
6. Plantear criterios para la elección y el diseño de los equipos de instrumentación que se requieren colocar en los terraplenes de prueba.
7. Proponer un procedimiento constructivo para los terraplenes de prueba en la zona pantanosa y la calibración de dicho método durante la etapa constructiva de los modelos.
8. Analizar los resultados que los modelos han proporcionado en cierto periodo, y aterrizar en su grado de validez y de utilidad para el proyecto de estudio.

2. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO Y JUSTIFICACIÓN DE LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.

Este capítulo ubica al sitio en estudio desde el punto de vista geográfico, hace una descripción de sus condiciones topográficas y establece las causas por las que dichas condiciones existen. En un segundo punto, hace una descripción general de las estructuras que contempla el proyecto, el cual está seccionado en dos partes: la primera hace referencia a la “Reconfiguración de la refinería” y la segunda a la construcción de un camino de acceso. Los siguientes puntos se abocan al estudio del terreno de cimentación, se comienza con una descripción de sus características geológicas previstas por la bibliografía especializada y se continúa con un análisis de los resultados obtenidos en dos campañas independientes de exploración y de estudios geotécnicos. Al conjuntar la información anterior, se induce a establecer la necesidad de hacer pruebas de comportamiento mecánico a escala natural que ayuden a clarificar las dudas que se tienen para el diseño geotécnico de las nuevas edificaciones.

2.1. Localización y descripción del sitio.

En un predio localizado al sur-orientado de la ciudad de Minatitlán, en el Estado mexicano de Veracruz, se está construyendo el proyecto denominado “Reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas del Río”. El plan de desarrollo contempla la urbanización de 72 hectáreas de un terreno ubicado en la única zona que permitiría en el futuro la expansión de la propia refinería, y la construcción de un camino de acceso de 5km de longitud que permita el tránsito directo y seguro del transporte de PEMEX (al no tener que pasar por la población), entre la autopista federal Minatitlan-Villa Hermosa y la nueva sección de la refinería.. [Referencia No. 1](#)

El predio está limitado al sur por el Río Coatzacoalcos, al oeste por las instalaciones de la refinería actual y al nor-orientado por terreno pantanoso con tirante de agua, tal como se indica en la [Figura No. 2.1](#).

La **topografía** es sensiblemente **plana**; en la parte poniente tiene una elevación promedio de +7.5m (respecto a un banco de nivel profundo cuyo nivel de referencia es +5.135m), hacia el centro del predio el terreno tiene una elevación que en promedio corresponde a la cota +5m, y hacia el orientado y en todo el lindero con el pantano se registra una elevación variable entre la cota +2.5m y la +0.0m. En la **zona de pantano**, el nivel de la superficie libre del agua tiene una elevación aproximada **de +0.0m**. [Referencia No. 2](#).

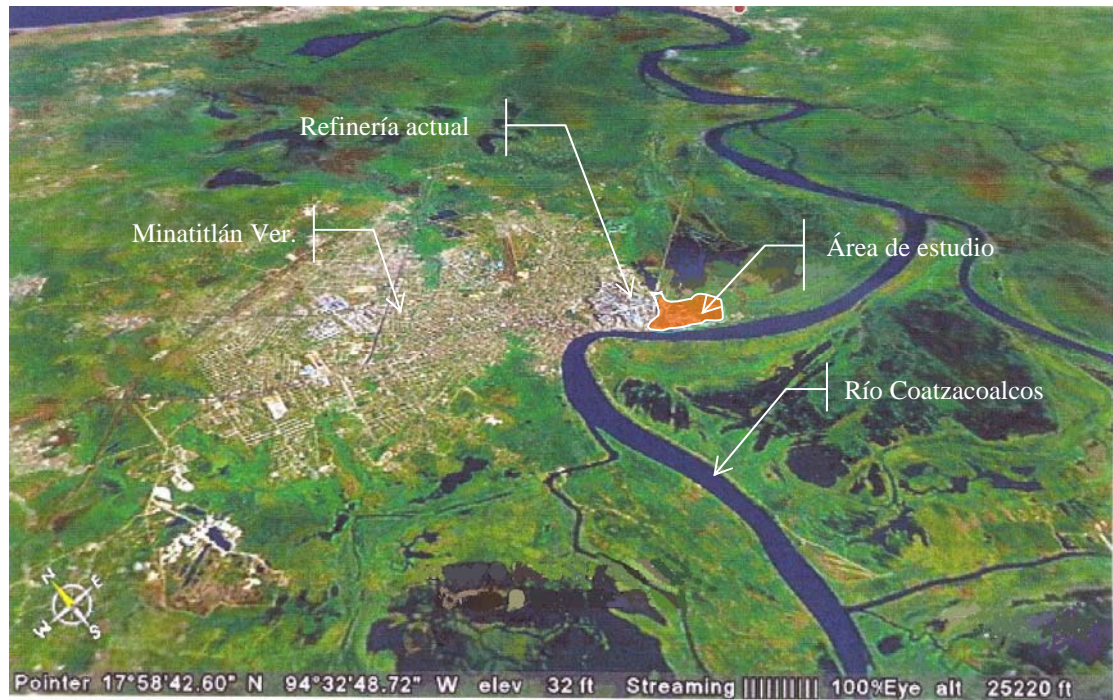


Figura No. 2.1.- Ubicación relativa de la zona de estudio

Originalmente todo el terreno tenía la elevación correspondiente a la de pantano, sin embargo, al inicio de la década de los 90's, parte de él, fue **rellenado** (según se muestra esquemáticamente en la [Figura No. 2.2](#)) en forma **no controlada** con materiales producto del dragado del Río Coatzacoalcos y en fechas posteriores con materiales obtenidos de la excavación y de la demolición de los trabajos de ampliación y construcción de distintas áreas de la refinería actual¹; esta superficie está invadida por vegetación, basura, algunas construcciones pequeñas y desperdicios industriales. Prácticamente el total de las **nuevas estructuras** que comprende la Reconfiguración quedarán ubicadas en esta **zona de rellenos**.

El nivel de la superficie libre del agua en la zona de pantano tiene incremento en época de lluvias hasta alcanzar un nivel máximo extraordinario de +2.90m (para un periodo de retorno de 50 años) y descenso en estiaje (+0.0m), sin embargo, la mayor parte del año está inundada¹. Esta zona se caracteriza por una vegetación abundante de pastizales y arbustos propios de pantano. Aproximadamente el **68%** de la longitud del **camino de acceso** proyectado se encuentra en esta zona, aún cuando el **20%** de él estará construido al **lado de un camino** de terracería **existente**. [Referencia No. 2](#).

¹ Esta información se obtuvo mediante comunicación directa con personal de PEMEX

Los aspectos que se consideraron para el trazo del nuevo camino fueron: a) Las condiciones del terreno, que afectan directamente en el procedimiento constructivo y en el costo de la obra, así se consideró el utilizar como elemento de apoyo el camino existente en la mayor longitud posible, b) la presencia de tuberías enterradas en el cuerpo del terraplén del camino actual que imposibilita su uso como ruta frecuente; c) la existencia del Canal San Francisco, que implicaba la construcción de un puente de dimensiones importantes y por lo tanto sería una obra costosa y d) la propiedad del terreno, algunas personas no quisieron vender su tierra, para que el trazo fuera lo más recto posible.



Figura No. 2.2.- Zonificación esquemática del predio (superficie de rellenos y de pantano). El eje de trazo B-B', representa la posición en planta del corte estratigráfico mostrado en la [figura 2.3](#).

2.2. Descripción del proyecto.

La Reconfiguración plantea la construcción de **nueve plantas** de tipo industrial, todas ellas **articuladas entre sí** y entre la **refinería actual**, para lo cual, se requerirá la conformación de plataformas sensiblemente horizontales con elevaciones de piso terminado variables entre las cotas +5.0, +5.5 y +6.0m, las cuales se han establecido a partir de los requerimientos de **drenaje** de algunos equipos, del **nivel máximo** que puede alcanzar el nivel del agua en el pantano en épocas de lluvia (+2.90m) y de **optimizar** los volúmenes de relleno con los de corte; por lo que será necesario hacer cortes de magnitud variable, hasta de 1.5m en la región poniente del predio y terraplenes con altura de hasta 4.0m en la zona oriente del mismo. Los equipos que se instalarán son muy diversos tanto en geometría como en peso; por mencionar algunos valores extremos, se tendrán equipos con

alturas entre **2.5m y 65.0m** y con **pesos** variando entre **9.0 y 2800 toneladas**, (Referencia No. 3). Además, la forma de operación será otra variable en el diseño ya que algunos equipos producirán cargas dinámicas, por lo que se requerirá la construcción de estructuras de soporte y cimentación también diversas.

En cuanto al **camino de acceso**, se construirán terraplenes cuyo nivel de **rasante** variará entre la cota **+5m y +6m** para evitar posibles inundaciones en épocas de lluvia. Tendrá un ancho de corona de 12m para permitir la circulación de **camiones en dos sentidos**. Esta estructura presenta un aspecto especial de diseño ya que como se anotó antes, aproximadamente el 68% de su longitud quedará en la zona de pantano.

2.3. Geología del sitio.

La información geológica establece que la zona de interés se localiza dentro de la planicie costera del Golfo de México (Referencia No. 4), en donde predominan terrenos bajos y pantanosos con algunos lomeríos. La región es una **penillanura**² donde el Río Coatzacoalcos no erosiona más en el sentido vertical, sino que lo hace lateralmente, divagando por la extensa llanura de inundación formando cauces y meandros temporales, además de grandes extensiones de aguas someras y de pantanos. Los **materiales predominantes** son depósitos **aluviales (arenas y arcillas en alternancia heterogénea)**, pertenecientes al Cuaternario. Las rocas que afloran en algunos lomeríos cercanos en esta parte de la provincia son principalmente de edad Terciario a Reciente, constituidas por la aglomeración de arenas de grano grueso y fino interestratificadas con arcillas, lechos fosilíferos, areniscas, conglomerados y depósitos clásticos de grano fino y gravas (Formaciones Filisola, Paraje Solo, Agueguexquite, Cedral, Encarnación, Encajonado, Amate, Zargazal, etc.) de orígenes tanto marinos como aluviales, lacustres, palustres y continentales.

De lo anterior, se espera que el depósito de suelo en estudio tenga las siguientes características geológico-geotécnicas:

Características de los suelos según su origen geológico.					
FORMACION	TRANSPORTE	DEPÓSITO	TEXTURA	ESTRUCTURA	CONSISTENCIA
Transportados	Aluvial	llanuras	Granular fina a media (arenas)	Heterogénea, lenticular y/o estratificada	Suelta a compacta
			coloidal		Variable

² Penillanura: Superficie ligeramente ondulada producto de la fase final del ciclo de erosión de un relieve.

2.4. Condiciones estratigráficas generales.

Para poder dar recomendaciones geotécnicas del proyecto, se realizaron **dos estudios de mecánica de suelos** en diferente época y por diferentes empresas, las que realizaron trabajos de exploración en toda la zona de estudio mediante **71 sondeos** de tipo **mixto 5 de penetración estándar y 4 de cono eléctrico**, que alcanzaron profundidades máximas de 60m. Asimismo se realizaron trabajos de laboratorio en muestras alteradas e inalteradas de suelo, recuperadas a través de los sondeos de exploración, encontrando lo que la geología preveía una **estratigrafía muy heterogénea** tanto en el sentido vertical como en el horizontal, tal como se indica en el corte estratigráfico B-B' de la [Figura No. 2.3](#), constituida por una alternancia de **arcillas blandas a muy blandas** con porcentajes variables de materia orgánica (clasificada en algunos casos como **turba**), con **arenas** más o menos finas, con tamaño uniforme, de compacidad **suelta a media**.

2.- Aspectos generales del proyecto...

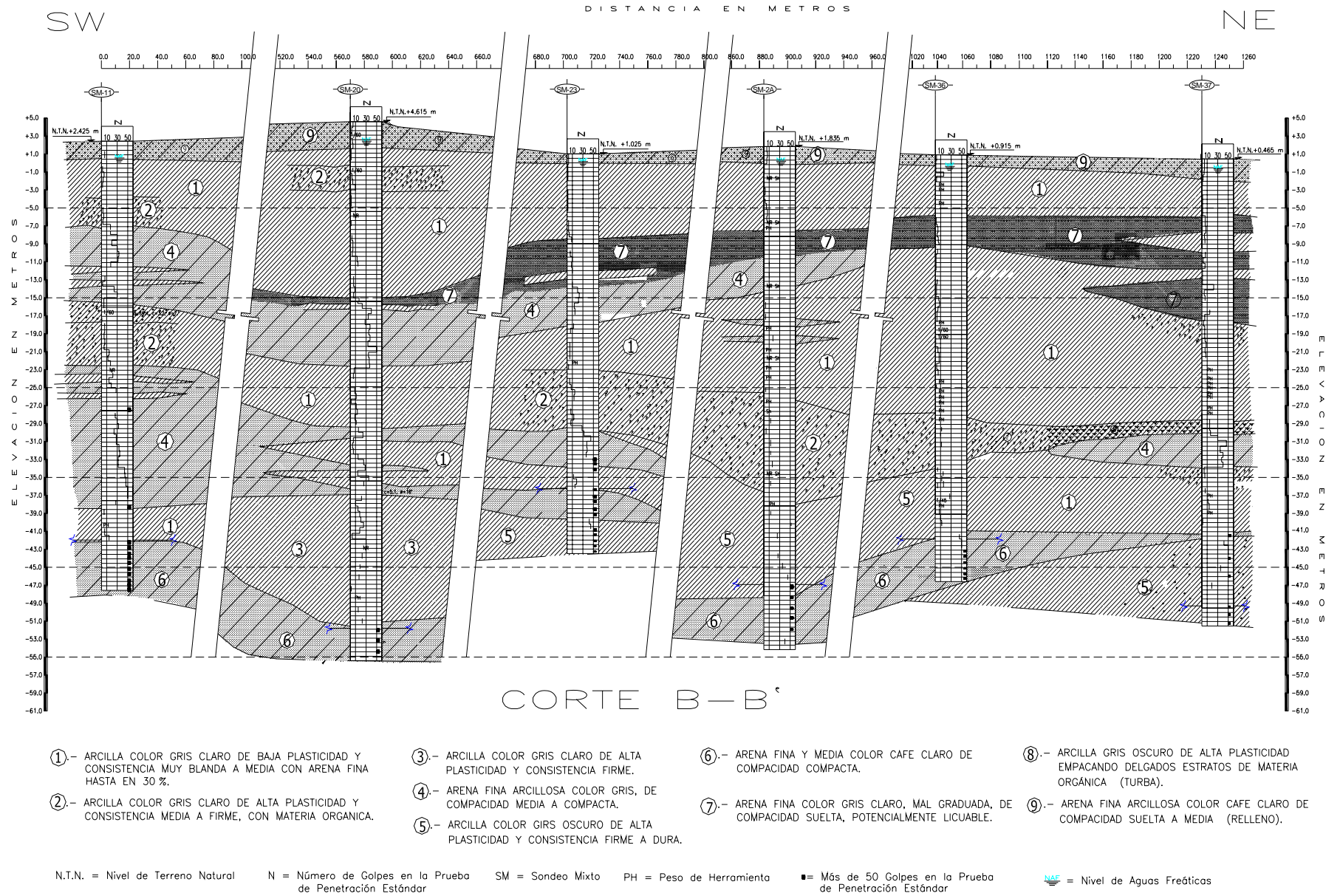


Figura No. 2.3.- - Corte estratigráfico B-B' típico del subsuelo de la Refinería de Minatitlán (para su ubicación en planta ver la figura 2.2)

Atendiendo exclusivamente al número de golpes en la prueba de penetración estándar (N), se definen estratos más competentes de arena y/o arcilla a profundidades superiores a los 35 y 40m donde el número de golpes es superior a 30, tal como se muestra en la [Figura No. 2.4](#), en la que se presenta por separado, el valor de N para cada uno de los estratos más representativos del suelo según el corte de la [Figura 2.3](#). Se destaca que en los primeros 10m de profundidad “N” en general es menor que 10 lo que se asocia a materiales finos blandos o granulares sueltos, excepto para el material de relleno (primera gráfica) que tiene más resistencia. Entre 10 y 40m hay una intercalación de estratos que resisten hasta 30 golpes con otros donde N sigue siendo menor que 10. Aún cuando no se puede generalizar, se señala que después de 40m de profundidad los diversos materiales tienen más de 30 golpes en la prueba de penetración estándar y que algunos de los estratos ya no aparecen.

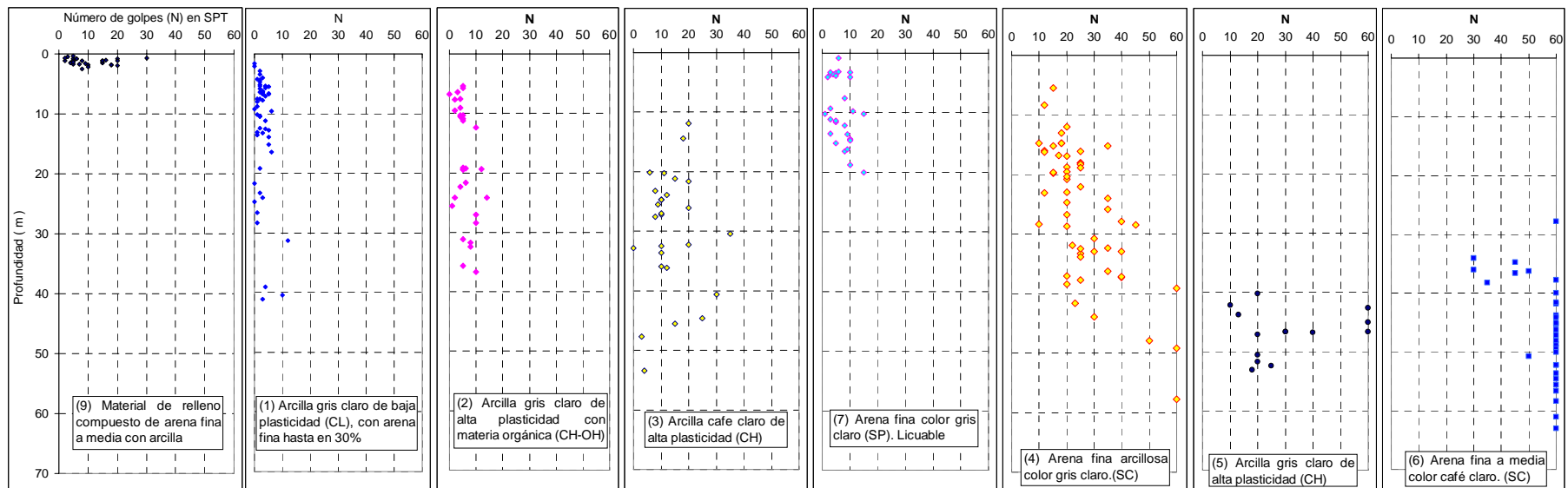


Figura No.2.4.- Variación del número de golpes (N) en la prueba de penetración estándar (SPT) contra la profundidad. Se presenta el resultado por separada para algunos de los estratos identificados en el suelo en estudio según el corte B-B' mostrado en la [figura 2.3](#).

Con la idea de generar un panorama más claro de las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, el autor de este trabajo **analizó** los resultados de laboratorio de aproximadamente **1200 muestras** alteradas e inalteradas de suelo recuperadas a diferentes profundidades mediante los trabajos de exploración indicados para revisar la **variación con la profundidad** de algunos **parámetros** de tipo **índice**, tal como se indica enseguida.

En la gráfica que se muestra en la **Figura No. 2.5a**, se presenta la variación del **contenido natural de agua** con la profundidad, de ella se distingue lo siguiente: En los **primeros dos metros** de profundidad el contenido natural de agua es del orden de **30%**, después se incrementa hasta llegar a ser de aproximadamente **65% entre 2 y 10m**. En este mismo espesor se aprecian picos que llevan el contenido de agua hasta **380%** (valores que se asocian con los estratos identificados como **turba** o arcillas con alto contenido de materia orgánica). Entre **9 y 10m** de profundidad se ve un incremento consistente del contenido de agua que es del orden de **200%**. El resultado que se obtiene al analizar los datos anteriores es que en este espesor se tiene una alternancia de arenas arcillosas, arcillas arenosas, arcillas con materia orgánica y lentes de turba, lo cual se confirma con el análisis de otros parámetros según se indica más adelante.

Entre **10 y 20m** de profundidad el contenido natural de agua varía en un rango estrecho, con promedio de **40%**. El valor consistente del contenido de agua en esta profundidad permite decir que este estrato es más o menos uniforme en toda la zona de estudio y se asocia con un material predominantemente arenoso.

Entre **20 y 30m** de profundidad, el contenido natural de agua tiene una dispersión que en general varía entre **20% y 60%**, con valores extremos del orden de **150%** en todo el estrato. Los valores anteriores pueden indicar la existencia de estratos constituidos principalmente por arena, intercalados con estratos de materiales arcillosos con algunas lentes de turba.

Entre **30 y 40m**, al igual que en los diez metros anteriores, el valor del contenido natural de agua es disperso, variando en general entre **20% y 40%**, con valores extremos del orden de 120%. A estos valores se asocia la existencia de materiales estratificados tanto arenosos como finos.

Entre **40 y 50m** de profundidad el valor del contenido natural de agua en los materiales explorados presenta poca dispersión con un valor promedio de **30%**, lo que se asocia a materiales predominantemente arenosos.

De **50m** y hasta la máxima profanidad explorada (**60m**), el contenido natural de agua es prácticamente constante con valor de **20%**, el cual se relaciona con materiales donde predominan las arenas.

En general, se puede ver que el **contenido natural de agua tiende a disminuir con la profundidad**, aunque se distinguen dos profundidades donde se tiene un **incremento sustancial** de dicho parámetro; **entre 2 y 10m y entre 20 y 30m**.

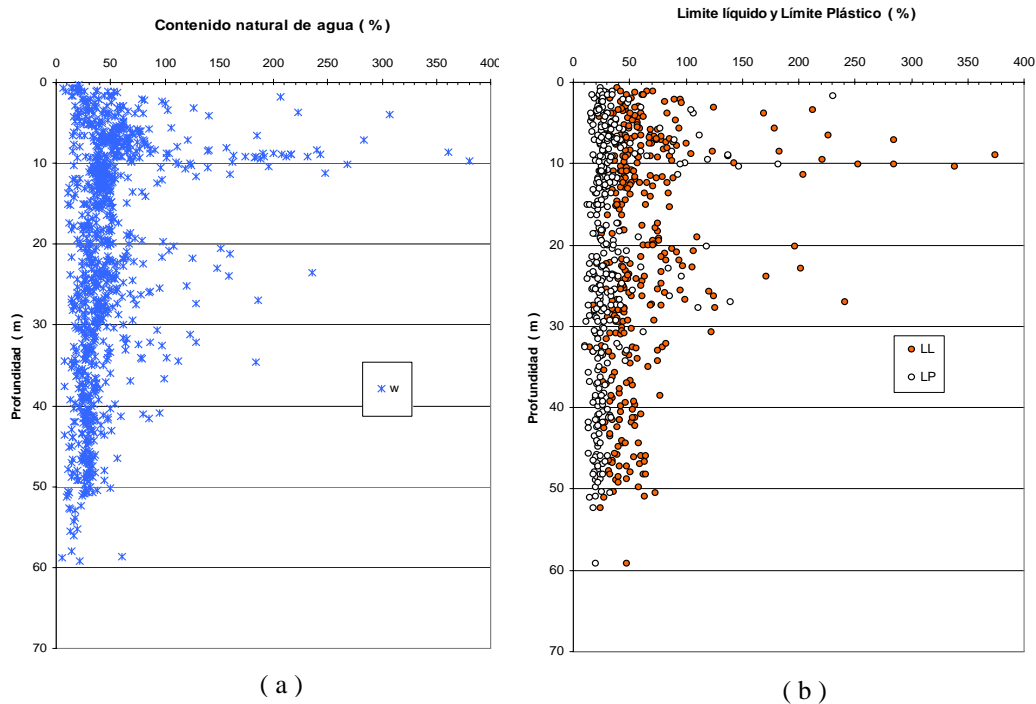


Figura 2.5.- a) variación del contenido natural de agua, y b) de los límites de consistencia con la profundidad. Se presenta el resultado de aproximadamente 1200 muestras alteradas e inalteradas de suelo.

En la gráfica de la [Figura No. 2.5b](#), se presenta la variación de los límites de consistencia límite líquido (LL) y límite plástico (LP) con la profundidad. De esta gráfica se comenta lo siguiente: la dispersión en los valores de dichos parámetros no es muy grande; el valor del **LP** es prácticamente **constante** del orden de **30%** en **toda la profundidad**, con unos pocos valores extremos entre 10 y 230%. En cuanto al valor del **LL**, se aprecia un rango de dispersión **entre 20 y 60%**, aunque la frontera superior que enmarca a la mayor parte de resultados es del orden de 80%. Ambos parámetros tienen valores extremos (mayores) en profundidades bien definidas: entre 2.0 y 10m y entre 20 y 30m. Comportamiento que también se observa en el contenido natural de agua.

De esta forma se llega a establecer que en la mayoría de los suelos el **Índice Plástico, (IP)** varía entre **10% y 40%**, y que se tienen valores extremos de 100% y de 190%.

Conviene señalar que los límites de consistencia **se realizaron** en muestras de suelo cuyo contenido de **finos** en general fue **superior al 30%**.

Si los datos anteriores se grafican en la carta de plasticidad propuesta por el Dr. A. Casagrande para clasificación de suelos en función del LL y del IP, se genera la gráfica de la [Figura No. 2.6](#), en la que es posible observar como la mayor parte (**89%**) de los suelos ensayados se clasifican en materiales **arcillosos inorgánicos de mediana a alta plasticidad**. El **11%** se ubica en la zona de limos orgánicos de alta plasticidad, o **arcillas orgánicas**. De este 11%, casi la mitad son muestras que se encuentran a menos de 10 m de profundidad y el resto está a más de 20m, es decir, **no existen suelos con materia orgánica entre 10 y 20m**, lo cual es congruente con lo que se aprecia en la [Figura 2.5b](#).

Otro aspecto que salta a la vista en la [Figura No. 2.6](#), es la importante concentración de resultados en la zona de indefinición, es decir donde concurren las dos líneas que definen las diferentes regiones en la carta de plasticidad.

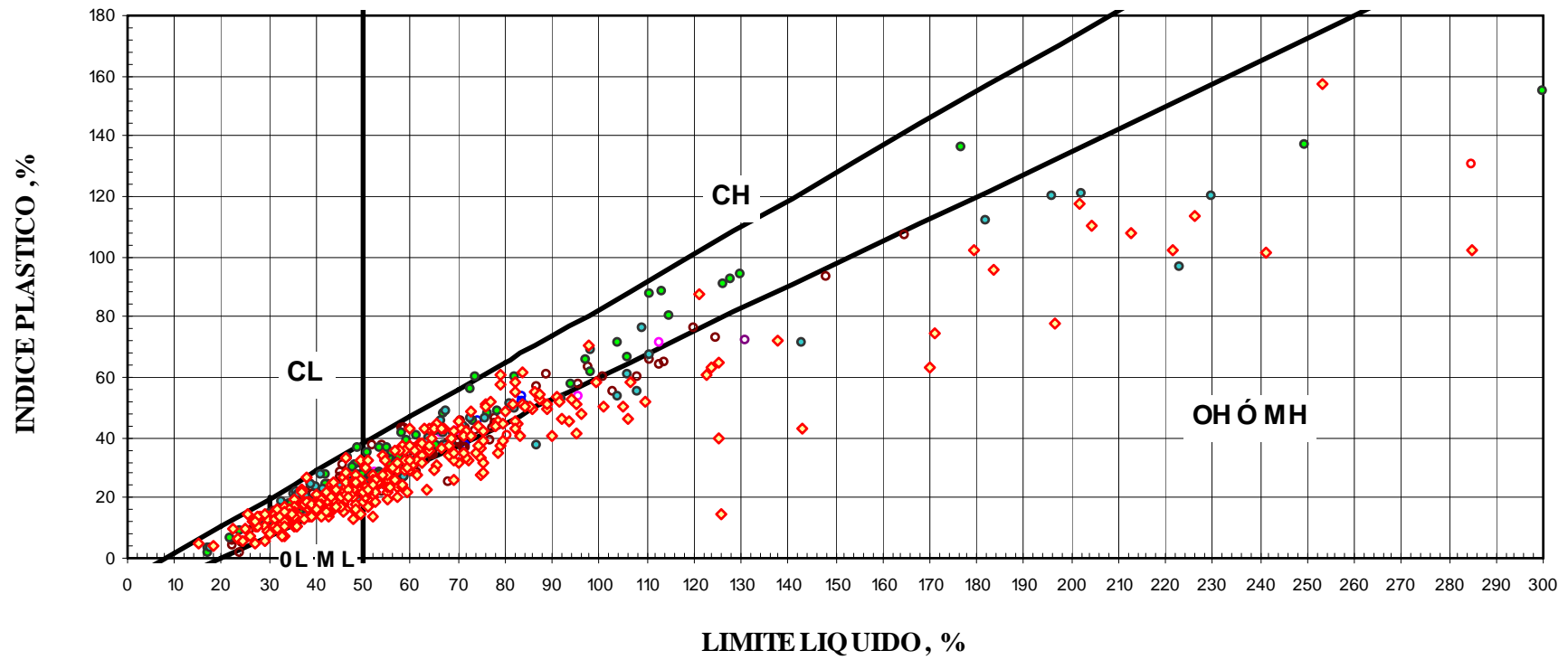


Figura No. 2.6.- Carta de plasticidad en la que se presentan los resultados de las muestras analizadas.

Otro parámetro de revisión fue la cantidad de finos, de arena y de grava que se obtuvieron de los ensayos de laboratorio; granulometría por mallas y contenido de finos mediante lavado. Los resultados se presentan en las gráficas de la [Figura No. 2.7](#), de las que se puede discutir lo siguiente:

Existe una gran dispersión de resultados en toda la profundidad de análisis, que hace difícil establecer que material predomina a cierta profundidad, sin embargo, tomando como referencia la concentración de resultados, se puede decir lo siguiente:

Entre **0 y 2m** de profundidad hay una **mayor concentración de arenas (90%)** que de finos (10 a 20%).

Entre **2 y 10m** de profundidad el material es fundamentalmente **fino, prácticamente 100%**.

Entre **10 y 20m**, se aprecia una mayor predominancia de **arenas (80%)**, aunque la cantidad de finos (20%), también resalta.

Entre **20 y 30m** de profundidad nuevamente se observa que existe una perceptible mayoría de materiales **finos (90% o más)**. Después de esta profundidad y hacia abajo ya es muy difícil discutir sobre cual es el material que predomina, aunque después de **50m** es considerable el **dominio** de materiales **arenosos** con algunas gravas.

En las gráficas de porcentaje de finos y de porcentaje de arenas de la misma [Figura 2.7](#), se observa para algunas profundidades, poca concentración de resultados en el intervalo de 20 a 80%, comparada con la que existe en los extremos, lo que lleva a concluir que esos **estratos** que **conforman el suelo** del sitio en estudio están formados por materiales predominantemente **finos ó arenosos**. Además se destaca que la menor cantidad de finos es del orden de 10%.

Se muestra también que prácticamente hasta 40m de profundidad no hay gravas.

Si se conjugan estos resultados con los de contenido natural de agua y de límites consistencia se podrá observar la congruencia que existe entre ellos.

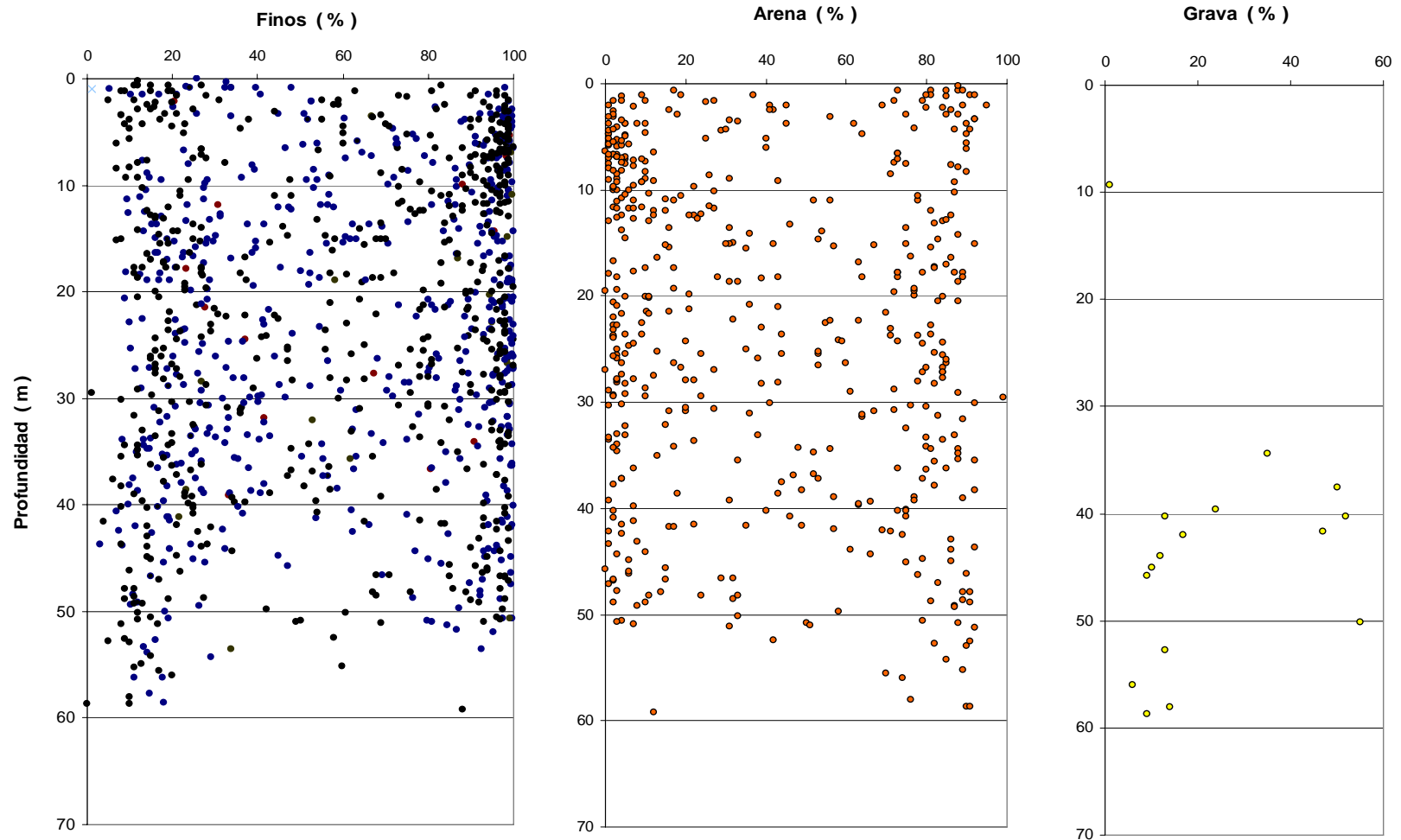


Figura No. 2.7.- Gráficas que muestran la variación del contenido de finos, de arena y de grava con la profundidad.

Además del análisis a los parámetros anteriores, se hizo un examen a los resultados obtenidos en aproximadamente **240 pruebas** de laboratorio ejecutadas para determinar **parámetros de resistencia y deformación** de los diferentes estratos encontrados. Dichas pruebas fueron de compresión simple (q_u), compresión triaxial rápida (T_{uu}) y triaxial consolidada rápida (T_{cu}). Todas ellas se realizaron en muestras de suelos cuyo contenido de finos fue cuando menos el 20% y aproximadamente el 80% de los resultado con más del 95% de finos.

Los resultados se presentan en las gráficas de la **Figura No. 2.8**, donde que se incluye la variación del contenido natural de agua (W), de la relación de vacíos (e), del peso volumétrico natural (γ), de la resistencia en compresión simple (q_u), de la cohesión aparente determinada en T_{uu} (C_{uu}) y en T_{cu} (C_{cu}), así como del ángulo de fricción interna (ϕ_{cu}) determinado en T_{cu} . En todos los casos el eje vertical representa la profundidad.

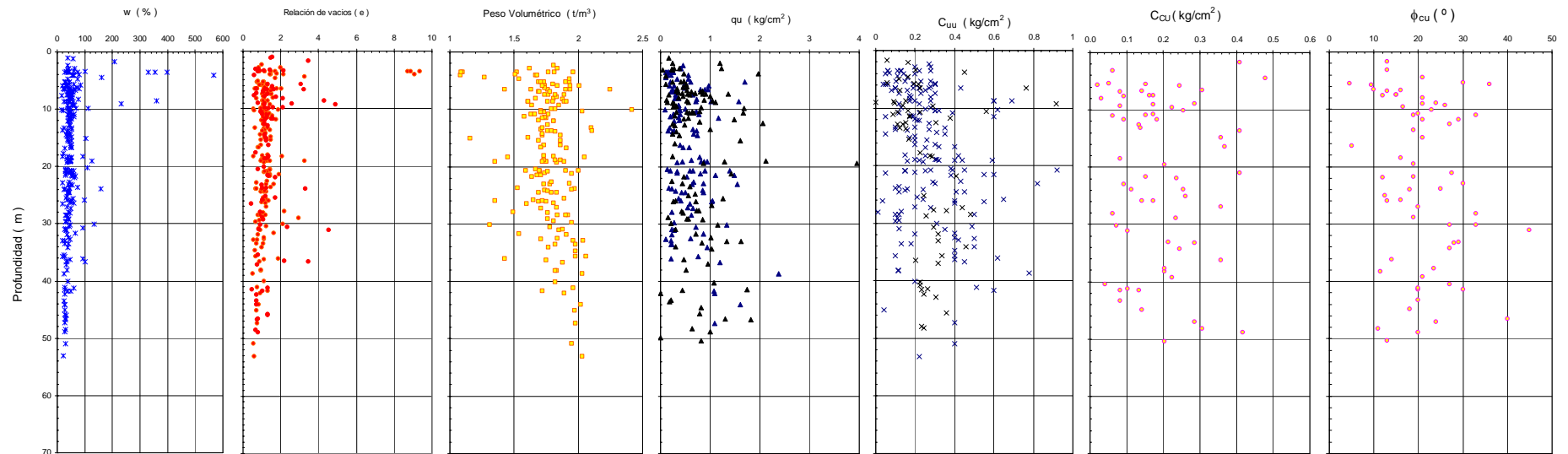


Figura No. 2.8.- Variación de propiedades índice y de resistencia con la profundidad.

De lo anterior se concluye que el contenido natural de agua varía en la misma forma que anteriormente se describió. La **relación de vacíos** (e) tiene valores con un pequeño rango de dispersión en la mayoría de los datos y su valor promedio tiende a disminuir con la profundidad; **antes de 30m** mantiene un valor entre **1 y 2**, mientras que a **mayor profundidad**, dicho parámetro tiene un valor aproximado de **0.75**. Nuevamente se ve que entre **2 y 10m** de profundidad se tienen valores mayores del orden de **3**, llegando en muy **pocos casos** a ser del orden de **8** lo que se repite entre 20 y 30m, en este caso los máximos valores son del orden de 4.

El peso volumétrico natural varía, por lo general, entre **1.7t/m³ y 1.9 t/m³** antes de **30m** de profundidad, **después** tiende a aumentar hasta valores del orden de **2.0t/m³**. En las muestras de suelo donde el contenido natural de agua y la relación de vacíos aumentan el peso volumétrico disminuye hasta valores mínimos del orden de **1.2t/m³**, lo cual es totalmente congruente.

En cuanto al comportamiento de la **resistencia en compresión simple**, se observa una gran dispersión en los resultados. Aunque se puede decir que la mayoría de ellos se encuentra entre **0.1 y 1.0kg/cm²**. En los primeros **10m** de profundidad dicho valor se acotaría aún más entre **0.2 y 0.6kg/cm²**. Si estos datos se asocian con las correlaciones empíricas existentes de este parámetro, se puede decir que en general se tiene materiales de consistencia blanda a media y que en algunos casos es firme, pero que en los 10m más superficiales la **consistencia es blanda**.

En las pruebas **triaxiales rápidas**, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos tiene valores de **C_{uu}**, **en general, entre 0.04kg/cm² y 0.4kg/cm²**, y en algunos casos se alcanzan valores del orden de **0.8kg/cm²**. Es decir, los valores son muy dispersos.

Al igual que el parámetro anterior, el valor de **C_{cu}**, es muy disperso con rango entre **0.02kg/cm² y 0.4kg/cm²**. Lo mismo sucede para el ángulo de fricción interna (**φ_{cu}**), sin embargo, en éste último caso se podría establecer un valor **promedio de 20°**, ya que la mayoría de los resultados se encuentra entre 10° y 30° con una tendencia al valor medio indicado.

En la información anterior se aprecia una constante, la gran dispersión de los parámetros que definen la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación, lo que causa incertidumbre sobre los parámetros que se elegirán para el diseño geotécnico de las nuevas estructuras.

Las últimas pruebas mecánicas analizadas, correspondieron a **62 consolidaciones**, de las cuales se presenta la variación de dos parámetros muy importantes en el cálculo de las deformaciones con el tiempo. El **modulo de variación volumétrica** (m_v) determinado según la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma(1+e)}$$

Δe es el cambio en la relación de vacíos para el correspondiente cambio en el esfuerzo

($\Delta \sigma$) y e es la relación de vacíos inicial.

Y el **coeficiente de consolidación** (C_v), calculado mediante la expresión: $C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} H^2$. Donde T_{50} es el

valor del factor tiempo para el 50% de consolidación (se obtiene de la solución teórica de Terzaghi); t_{50} es el tiempo necesario para alcanzar el 50% de consolidación primaria que se obtiene en la curva de consolidación correspondiente a cada uno de los incrementos de esfuerzo en la prueba de consolidación y H , es la distancia máxima que tiene que recorrer una partícula de agua para salir de la muestra de suelo, por lo tanto depende de las condiciones de frontera. Para el caso típico de las pruebas de consolidación en que se tienen dos fronteras permeables (piedras porosas), H sería el semiespesor de la muestra, correspondiente al incremento de carga. La **Figura No. 2.9**, muestra como se comportan dichos parámetros con la profundidad.

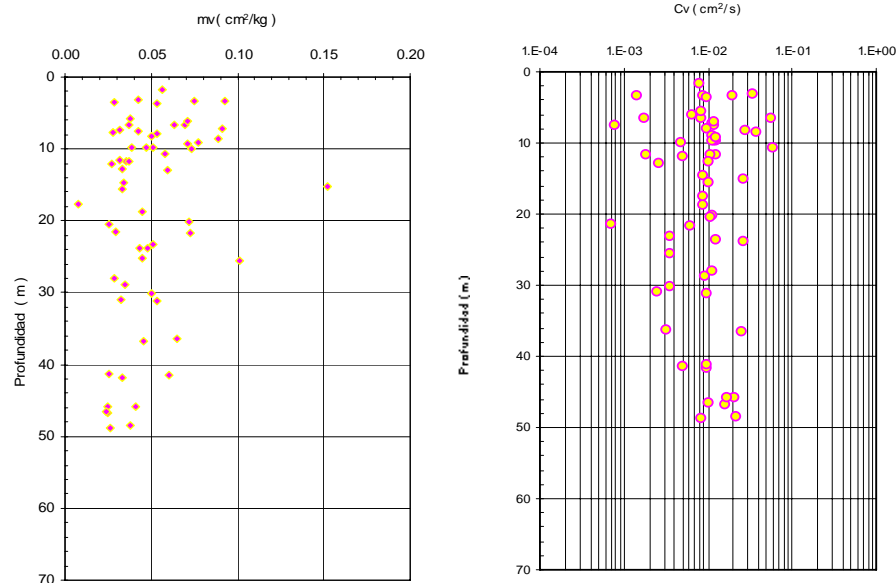


Figura No. 2.9.- Gráficas que muestran la variación de m_v y C_v con la profundidad.

Analizando la expresión que define m_v se puede establecer que si en un cierto suelo se produce un pequeño cambio de esfuerzos y éste sufre un fuerte cambio en su relación de vacíos, entonces el valor de m_v es grande, por lo que se puede concluir que dicho suelo es muy compresible. Lo contrario sería

para un suelo con un valor de m_v pequeño. Para tener un punto de referencia de lo que puede ser grande o pequeño para este parámetro, se pone como ejemplo un valor de $m_v=0.30 \text{ cm}^2/\text{kg}$ (Referencia 5) el cual corresponde al suelo ubicado en la zona oriente de la **Ciudad de México**, considerado como de muy **alta compresibilidad**.

Para el **suelo en estudio**, se observa que los estratos que se encuentran en los primeros **10m** de profundidad son más compresibles que el resto. El valor mínimo de dicho parámetro se establece del orden de **$0.03\text{cm}^2/\text{kg}$ y el máximo de $0.09\text{cm}^2/\text{kg}$** , es decir, **entre 3 y 10 veces más pequeño que el valor del suelo de la Cd. de México**.

El coeficiente de consolidación (**C_v**) es una propiedad del suelo que depende de la permeabilidad k y de su compresibilidad volumétrica m_v . Lo que implica que, la rapidez de la consolidación dada por la rapidez con la que se disipa la presión de poro, es directamente proporcional a la permeabilidad e inversamente a la compresibilidad del suelo. Esto significa que las arcillas que son los suelos menos permeables y más compresibles, se consolidan más lentamente que las arenas. Tomando al suelo de la **Ciudad de México** nuevamente como referencia, se tienen valores de C_v del orden **de 0.00009 a $0.00015\text{cm}^2/\text{s}$** .

Para el caso que ahora se revisa, en la gráfica de la **Figura No. 2.9** se observa un rango de variación muy amplio, **de 0.0007 a $0.06\text{cm}^2/\text{s}$** . **Entre 2 y 12m** de profundidad, se observa la variación más importante de datos, con una concentración de resultados alrededor del valor **$0.01\text{cm}^2/\text{s}$** , es decir, unas **70 veces más grande que** el mayor valor que tiene el suelo **de la Ciudad de México**. A manera de ejemplo, lo anterior implica que para llegar a un mismo grado de consolidación, el tiempo que se requiere en el suelo compresible de Minatitlán será del orden de 70 veces menor al requerido por el suelo de la Cd. de México (desde luego si el proyecto es similar).

La **gran dispersión** de resultados, en el coeficiente de consolidación (C_v), plantea el problema de elegir el valor más apropiado para los análisis correspondientes, sin perder de vista que tal elección tendrá una implicación directa en el período de tiempo que se necesita para que se presente el asentamiento por consolidación primaria del suelo y en consecuencia en la necesidad de utilizar ó no drenes verticales para acelerar dicho proceso. Si se considera que sí se requieren los drenes, deben quedar perfectamente justificados ya que la área de tratamiento (que sería igual a la de rellenos) sería aproximadamente de 42 hectáreas, lo que sin duda encarecería el proyecto.

Pretender hacer una zonificación geotécnica en planta para delimitar áreas de tratamiento con el fin de disminuir el costo de construcción de los drenes verticales, resulta muy difícil y dudosa (en caso de que se haga) debido al **origen geológico del depósito**.

Las conclusiones de los análisis que se hacen en los estudios de mecánica de suelos (Ref. 2, 3 y 6) respecto a la deformabilidad del suelo, indican que para la zona de rellenos con altura entre 4.0 y 5.0m, apoyados en suelo que tiene superficialmente un estrato continuo de materiales finos de 12m de espesor, el **asentamiento** total estimado sería del orden de **1.0m**. Del cual, el **70%** corresponde con la etapa de la **consolidación primaria** y el resto con la consolidación secundaria. El 90% de consolidación primaria se lograría en un periodo de 5 años, con el 45% de ella en el primer año. Planteando con este razonamiento la **necesidad de utilizar drenes verticales** para disminuir dicho tiempo a valores de 6 meses para el 90% de consolidación primaria. El efecto de la consolidación secundaria se tendría que resarcir con mantenimiento constante de las edificaciones.

2.5. Justificación de lo terraplenes de prueba.

La revisión en conjunto de los resultados de la exploración en campo, de los resultados de las pruebas de laboratorio y de los informes resultado de los estudios de mecánica de suelos realizados en dos etapas (referencias 2 y 3), permite establecer que en la secuencia estratigráfica del sitio en estudio, se identifican **dos rasgos fundamentales asociados con el diseño geotécnico**:

El primero se refiere a la presencia de depósitos de espesor y ubicación muy variable de **arenas finas sueltas** calificadas, mediante análisis empíricos que toman en cuenta las propiedades índice y la compacidad de los materiales (Referencias No. 2 y 3), como potencialmente **licuables** en dos horizontes que están asociados a diferentes momentos de depositación: el primero y más superficial (entre **0 y 5m** de profundidad), está constituido por arenas finas uniformes que fueron parte del relleno sin control de calidad que se realizó al dragar el río Coatzacoalcos; el segundo se encuentra en promedio **a 10m** de profundidad, corresponde a un depósito aluvial de arenas finas uniformes con frecuentes intercalaciones de arcillas blandas y muy blandas.

El segundo rasgo corresponde a la existencia de **potentes depósitos de arcillas blandas a muy blandas** con contenido de materia orgánica variable; que se intercalan con los estratos de arena de forma muy heterogénea, aún cuando se distingue una mayor presencia de ellos entre **2 y 10m** de profundidad y posteriormente entre **2**.

En función de lo anterior, los problemas geotécnicos identificados se pueden resumir como sigue:

1. Estratos de arena fina suelta uniforme calificados como potencialmente licuables, de los cuales *“los que se tratarán para mejorar sus propiedades mecánicas corresponden a los horizontes superiores; en el caso de los horizontes ubicados a profundidad intermedia, se estudió su continuidad para matizar las consecuencias de su licuación, relacionada con la selección de cimientos profundos para*

apoyar las estructuras en proyecto, evitando elementos de cimentación esbeltos que pudieran presentar fallas por pandeo al perder confinamiento en caso de licuación³.

2. Capas de arcillas blandas y muy blandas con alto contenido de materia orgánica, lo que se asocia a un proceso de consolidación con una componente secundaria importante, que puede *inducir* la generación de fricción negativa en los cimientos profundos que se instalen, así como hundimientos diferenciales entre estructuras desplantadas por superficie y las de apoyo más profundo y eventuales dislocamientos de pavimentos y drenajes.

Si a la problemática anterior se le agrega la **condición errática** del sitio que le da origen y la **diversidad e interacción operativa** de las estructuras que integran el proyecto **y las grandes dimensiones del mismo**, se puede valorar la importancia de un **conocimiento detallado** de las condiciones del subsuelo y de la respuesta de las cimentaciones que en él se construirán, **tomando en forma implícita aspectos que no se consideran en el diseño geotécnico a partir de conjuntar, en modelos de comportamiento, los resultados de sondeos de exploración puntuales en campo y pruebas mecánicas ejecutadas en muestras de suelos particulares**. De esta forma, con el fin de **disminuir la incertidumbre** en las decisiones relativas al **diseño geotécnico** de las cimentaciones, de los rellenos y a la aplicación de técnicas de mejoramiento masivo de suelos, tanto para mitigar el efecto de la licuación de arenas, como para incrementar la resistencia al esfuerzo cortante y disminuir la deformabilidad de los suelos blandos, se propuso la ejecución de las siguientes pruebas a escala natural ([referencia No. 6](#)):

- Pruebas de mejoramiento masivo de suelos para mitigar la licuación de las arenas, a base de compactación dinámica, vibroflotación e inyección por compactación.
- Pruebas de carga en cimientos profundos a base de pilas y pilotes e hincabilidad de pilotes.
- Pruebas de comportamiento mecánico de cinco terraplenes de prueba. Dos de ellos para modelar los rellenos del área de reconfiguración y la reducción del tiempo de consolidación primaria al colocar en uno de ellos drenes verticales sintéticos; los otros tres para analizar el comportamiento del terraplén del camino de acceso.

El objetivo de éstas pruebas sería contar con una fuente de información más **real** respecto a la que se tiene a partir de los trabajos de exploración y laboratorio hasta ahora ejecutados, conduciendo hacia tres posibles situaciones:

³ Esto fue planteado por personal de PEMEX, una vez que se revisó y analizó la información geotécnica existente.

1. Que los resultados **pronosticados sean congruentes** con los medidos en los modelos. Esta situación incrementaría la confianza del diseñador induciéndolo a tomar decisiones más audaces en el factor de seguridad para el diseño geotécnico, lo que impactaría positivamente en el aspecto económico del proyecto.
2. Que los resultados medidos **no sean congruentes** con los pronosticados; el diseñador tendría que ajustar los factores de seguridad de las teorías aplicadas, para tener un diseño seguro de las obras y en consecuencia el costo del proyecto podría incrementarse.
3. Podría ocurrir que **ninguna de las teorías** utilizadas en el diseño geotécnico de las estructuras **se ajustara** a los resultados medidos en los modelos de prueba, en cuyo caso sería necesario innovar al respecto.

Bajo cualquiera de las situaciones mencionadas, la información obtenida ayudaría a tomar las mejores decisiones para lograr que el proyecto definitivo cumpla con las premisas de cualquier obra de ingeniería, **que sea económica, funcional, segura y armónica con la naturaleza.**

En un párrafo anterior se ha anotado la palabra **real**, y se retoma ahora porque parte del espíritu de este trabajo es establecer algunos criterios de análisis y de diseño para lograr que cada una de las pruebas a gran escala sea **diseñada y planeada concienzudamente** para lograr realmente el objetivo de modelar el comportamiento de las estructuras definitivas y en consecuencia que la **información** obtenida **sea útil.**

Por comunicación directa con personal de PEMEX, se sabe que los dos primeros tipos de pruebas (pruebas de mejoramiento masivo y pruebas de carga en cimientos profundos) ya han sido analizadas y sus resultados discutidos y publicados en diferentes congresos nacionales; razón por la que **este trabajo se enfoca únicamente** en el tercer tipo de modelo: **los terraplenes de prueba.**

Como antes se anotó, en el proyecto que se analiza se requiere, por seguridad contra inundaciones, elevar el nivel de terreno natural actual, construyendo **rellenos** hasta de 5.0m de altura en una superficie aproximada de **42 hectáreas**. Asimismo se ha proyectado la construcción de un terraplén de **5km** de longitud con altura hasta de 5m correspondiente a la estructura del camino de acceso, el cual atraviesa en aproximadamente **3km** una zona franca de **pantano** con tirante de agua y lodo. Por estas condiciones del proyecto, los terraplenes de prueba ayudaran a evaluar, para la zona de rellenos y para la del camino de acceso, una serie de preguntas que no han sido respondidas satisfactoriamente con los modelos teóricos utilizados en el diseño geotécnico efectuado a partir de los trabajos de exploración en campo y de laboratorio ya discutidos.

Dichas preguntas son las siguientes:

1. ¿Cuál es la magnitud del asentamiento total?
2. ¿Cómo se presenta dicho asentamiento respecto al tiempo?
3. ¿Cuál es la configuración del asentamiento en la superficie del terreno de cimentación?
4. ¿Cómo influye el procedimiento constructivo en la magnitud de los asentamientos?
5. ¿Cómo se comporta la presión de poro durante y después de la etapa de construcción?
6. ¿Se presentan desplazamientos laterales del terreno de apoyo y del terraplén mismo?, ¿De qué magnitud y hasta que profundidad?.
7. ¿Cuál es el beneficio que se tiene al instalar drenes verticales?
8. ¿Qué beneficio se obtiene al utilizar los geosintéticos, en cuanto a volúmenes de incrustación y magnitud de asentamiento?
9. ¿Cómo influye el procedimiento constructivo en la estabilidad de la obra, sobre todo en la zona franca de pantano?
10. ¿Cómo influye el procedimiento constructivo en los volúmenes de incrustación, principalmente en las zonas donde se tiene un tirante de agua?
11. ¿Cuáles son los aspectos constructivos que deben cuidarse en la construcción de las estructuras definitivas, principalmente en aquellas zonas donde se tiene un tirante superficial de agua y lodo?

Para que el resultado de los terraplenes de prueba (expresado por la respuesta a las preguntas anteriores) pueda ser extrapolado al análisis y al diseño geotécnico de las estructuras definitivas, es necesario que los modelos representen el comportamiento mecánico de las obras reales, es decir, se requiere un **diseño previo de los terraplenes de prueba, que es precisamente de lo que trata este trabajo.**

3. FACTORES DE ANÁLISIS PARA ESTABLECER EL NÚMERO CONVENIENTE Y LA UBICACIÓN ÓPTIMA DE LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.

3.1. Aspectos generales.

Los terraplenes de prueba representan pruebas de comportamiento mecánico a escala 1:1, que toman en cuenta muchos de los aspectos del terreno de cimentación como la heterogeneidad, la anisotropía, la secuencia estratigráfica, etc., así como procedimientos constructivos, que con las pruebas convencionales de laboratorio de mecánica de suelos difícilmente se consideran para el diseño geotécnico de una estructura.

Diseñados correctamente, los terraplenes de prueba, permitirían modelar un comportamiento mecánico semejante al que tendrían las estructuras definitivas y por lo tanto ayudarían a dar respuesta a la serie de preguntas específicas que se han planteado en la parte final del capítulo anterior y a validar los resultados pronosticados con las teorías de cálculo aplicables, conduciendo en este sentido, hacia tres posibles situaciones:

- **Que los resultados pronosticados sean congruentes** con los medidos en los modelos. Esta situación incrementaría la confianza del diseñador, induciéndolo a tomar decisiones más audaces en el factor de seguridad para el diseño geotécnico, lo que impactaría positivamente en el aspecto económico del proyecto.
- **Que los resultados medidos no sean congruentes con los pronosticados;** el diseñador tendría que ajustar los factores de seguridad de las teorías aplicadas, para tener un diseño seguro de las obras y en consecuencia el costo del proyecto podría incrementarse.
- Podría ocurrir **que ninguna de las teorías utilizadas** en el diseño geotécnico de las estructuras **se ajustara a los resultados medidos** en los modelos de prueba, en cuyo caso sería necesario innovar al respecto para generar un diseño seguro, económico y funcional de las estructuras definitivas.

Es decir, plantean una alternativa de diseño que cualquier ingeniero desearía tener para apoyar su proyecto. Sin embargo, esta técnica de investigación es costosa (comparada con los estudios de mecánica de suelos convencionales) y requiere de cierto periodo de tiempo para tener resultados, lo que no cualquier obra esta dispuesta ó es capaz de solventar. En este caso, como ya antes se anotó, la

conjunción de una serie de aspectos como la necesidad de elevar el nivel de piso para evitar inundaciones en una superficie del orden de 42 hectáreas, la diversidad estratigráfica que representa el terreno de cimentación en estudio (generando gran incertidumbre en la toma de decisiones durante el diseño geotécnico), así como la gran variedad de estructuras que conforman el proyecto (lo cual está aunado a un proyecto de gran importancia), motivaron y permitieron la construcción de los modelos de comportamiento a escala natural.

3.2. Factores de análisis.

Dado que los terraplenes de prueba, deben ser estructuras de tamaño proporcional a la obra real, su **costo es considerable** y su tiempo de respuesta suele ser grande, así que es **fundamental definir el número conveniente** de modelos y su **adecuada ubicación** para obtener la información que se necesita, optimizando costos.

Un criterio para establecer el número de modelos y su ubicación puede ser el siguiente:

- De los trabajos de exploración en campo y de laboratorio, **identificar los aspectos geotécnicos** que más influyen en el comportamiento geotécnico de las estructuras, tratando en la medida de lo posible de zonificar el terreno, para enmarcar las áreas en las que se tendrían condiciones críticas por conjuntarse estructuras y terreno de cimentación con características particulares.
- Definir cuales son las **estructuras** que se quieren **modelar**, su ubicación en el terreno de estudio, y los aspectos geotécnicos que influirán en su comportamiento, (magnitud y velocidad de asentamientos, baja resistencia al esfuerzo cortante, flujo de agua, etc.).

Tal como se describió en el capítulo precedente, uno de los problemas geotécnicos que plantea el terreno de estudio, es la presencia de estratos de suelos predominantemente finos, contaminados con materia orgánica y vetas de turba, que se relacionan con asentamientos por consolidación primaria y por consolidación secundaria, que junto con la variabilidad de sus espesores en distancias relativamente cortas, inducirían en las estructuras suprayacentes deformaciones diferenciales de magnitud diversa afectando su funcionalidad y disminuyendo los factores de seguridad, con costos de mantenimiento posiblemente muy elevados. Es de este razonamiento como se plantea la posibilidad de hacer una zonificación geotécnica en base a los espesores y propiedades mecánicas de los suelos coloidales. Sin embargo, después de un análisis de todos y cada uno de los sondeos de exploración que se realizaron en el predio, **no se pudo establecer** una relación **geotécnica confiable**, que condujera a proponer un número determinado de modelos.

Por otro lado, las estructuras que más se verían afectadas por los asentamientos diferenciales serían los rellenos y las estructuras ligeras apoyadas en ellos, así que, desde este ángulo, las **estructuras a modelar** serían los rellenos que se pueden identificar en **dos tipos** según su utilidad; a) los **terraplenes de hasta 4m** de altura que se construirían en la zona de reconfiguración de la refinería en un área aproximada de 42hectáreas y b) **los rellenos** necesarios para conformar las **terracerías** del camino de acceso de 5km de longitud y 35m de ancho (base de desplante), aproximadamente.

Para la **zona de reconfiguración**, se consideró construir **un solo terraplén de prueba (TR-1)** con la mayor altura que requería el proyecto, ubicado en cualquier lugar de la zona en estudio. La decisión anterior, se basa en que la heterogeneidad estratigráfica del terreno en cuestión, solo tiene que ver con los espesores de los materiales y no con sus propiedades mecánicas, que prácticamente son las mismas en cualquier región del terreno, por lo que el resultado que se obtendría de un solo terraplén de prueba podría extrapolarse a cualquier otra zona, ajustando los espesores de los suelos altamente deformables.

Pero había **otra cuestión: la utilidad de los drenes verticales** para acelerar la velocidad de consolidación. Por un lado, los resultados de laboratorio (a través de los estudios de mecánica de suelos realizados) indican su beneficio real, pero por el otro, está la información de experiencias en las que no se requerían dichos elementos y se utilizaron al amparo de análisis efectuados con resultados de pruebas de laboratorio, que en general dan valores de permeabilidad mucho menores de los que existen en campo, sobre todo cuando se tienen intercalaciones de pequeñas lentes de turba y arena en estratos de arcilla, como es el caso del suelo en análisis. Además el área a tratar sería del orden de **42 hectáreas**, lo que implicaría una **inversión considerable** si se tomaba la decisión de emplear drenes. Es así como surge la propuesta de construir un **terraplén de prueba (TR-2) adicional**, en cuyo suelo de cimentación se construirían drenes verticales. Para poder analizar el beneficio real de los drenes, el **TR-2**, tendría que ser **igual** al **TR-1** en cuanto a geometría y estar **ubicado** en una zona en donde las **características estratigráficas** del terreno de cimentación en ambas estructuras **fuera semejantes**, lo que implicaba construir las prácticamente juntas. Con estos requisitos se estaría seguro de que la única variable que implicaría un comportamiento diferente de los modelos sería el efecto de los drenes verticales.

La **ubicación final** de los terraplenes de prueba (TR-1 y TR-2), fue función de las **necesidades de espacio**, es decir, no se aceptó que quedarán dentro de la zona de construcción definitiva, porque en ella avanzarían con los trabajos preliminares de la construcción, mientras en otro lugar podrían edificarse los modelos y esperar sus resultados sin inducir atrasos en el proyecto real. De esta forma, la ubicación de los dos terraplenes de prueba, fue la **esquina sureste del predio** en estudio según lo indica la [Figura No. 3.1](#). La topografía de dicha zona es sensiblemente plana, siendo necesario únicamente realizar

trabajos de limpieza y despalme para formar una plataforma aproximadamente horizontal con nivel de piso terminado en la cota +3.50m. La Figura No. 3.2 muestra los trabajos de limpieza y las condiciones del terreno de construcción.

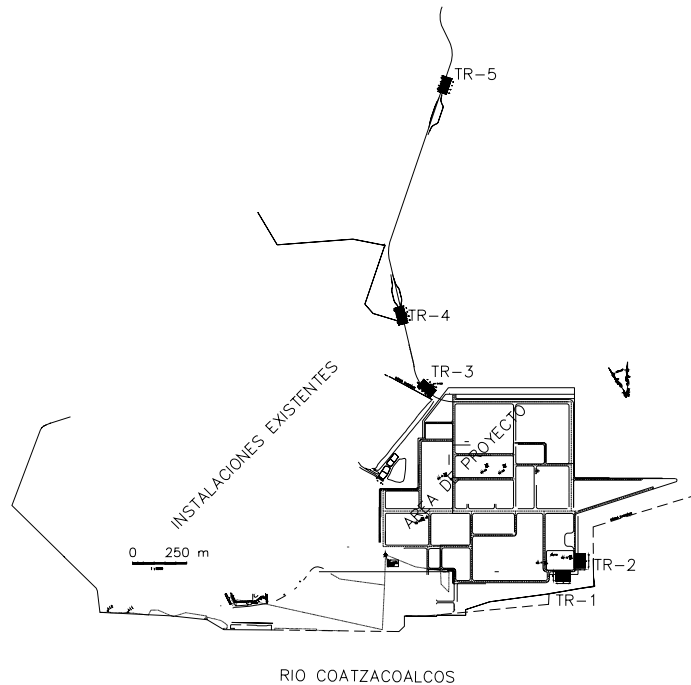


Figura No. 3.1.- Croquis con la ubicación de los terraplenes de prueba.



Fig. 3.2. Superficie despalmada en la que se construirían los TR-1 y TR-2

En cuanto a los **terraplenes** para **modelar** el comportamiento del **camino de acceso**. La situación estratigráfica no se conoce con tanto detalle como en la zona de reconfiguración, porque no se hicieron sondeos de exploración en toda la longitud de proyecto debido a la dificultad que representó la presencia de agua y lodo en el pantano. Pero además, se consideró que esto no era tan necesario, porque al diseñar una carpeta de concreto asfáltico como superficie de rodamiento, ésta podría **aceptar**

asentamientos diferenciales importantes sin dejar de operar, aunque podría hacerse un análisis de la deformación máxima a partir de considerar las condiciones estratigráficas más adversas encontradas en la zona de reconfiguración en las que se tienen materiales coloidales muy blandos con espesor del orden de 20m prácticamente desde la superficie. Los **factores** más importantes por analizar, serían **la estabilidad de la estructura durante la etapa constructiva y el procedimiento constructivo en las zonas de pantano**. Existe un **tercer factor** que se consideró para definir el número de modelos: la **ubicación** del trazo geométrico **del camino**. En un principio se había propuesto que se construyera en línea recta cruzando el pantano hasta interceptar la carretera federal Minatitlán-Villahermosa, sin embargo, se reconsideró esta alternativa porque resultaba un proyecto muy caro debido a los altos volumen de materiales que serían necesarios para poder conformar la estructura, y que desde luego tendrían que traerse de algún banco de materiales o extraerse mediante dragado del río porque el volúmenes de material cortado sería insuficiente¹. La propuesta aceptada, consiste en pasar el camino de acceso por la **menor superficie de pantano**, sin restar superficie a la zona de reconfiguración, y cuando eso no fuera posible, entonces construir el nuevo terraplén **paralelo al camino de terracería existente**, optimizando tiempos y maniobras de acarreo en los materiales y en el proceso constructivo en general. La importancia de esta situación en el número y ubicación de los terraplenes de prueba, radica en el hecho de que el nuevo terraplén está localizado en una zona de transición (por llamarla de algún modo), en donde uno de sus lados está confinado por los materiales de rellenos antiguos o nuevos y el otro está lindando con la zona pantanosa, generando la posibilidad de un **comportamiento mecánico diferencial** en el sentido transversal del camino que debe ser evaluado; esto último hacía necesario que los terraplenes de prueba se ubicaran sobre el eje de trazo definitivo del camino, en las zonas consideradas críticas según lo antes explicado.

De esta manera, se eligieron y ubicaron tres terraplenes de prueba: el **TR-3** en el km **0+990**, el **TR-4** en el km **1+020** y el **TR-5** en el Km **2+125** tal como se aprecia en forma esquemática en la Figura No. 3.1.

Los **TR-3 y TR-4**, se ubicaron en una zona en la que existen **rellenos de 1m** de espesor aproximadamente, sin embargo, el **TR-3 está lindando con una zona pantanosa** en la que se tiene un tirante de agua. Además, de acuerdo con los trabajos de exploración realizados para la reconfiguración, esta zona, donde estaría ubicado el TR-3, tiene las condiciones estratigráficas más adversas de todo el terreno en estudio con los parámetros de resistencia más bajos e importantes espesores de suelos finos blandos. **El TR-4** también está cercano al pantano (en los primeros 3km el lado derecho del camino está cerca, lindando o sobre el pantano), pero las **condiciones estratigráficas** del terreno de cimentación son completamente **diferentes (mejores) a las del TR-3**. En ambos casos, las condiciones de acceso

¹ Por comunicación personal con Personal de PEMEX.

con equipo pesado de construcción son fáciles, no hay un tirante de agua y solo se requiere de una limpieza y de un despalme para poder conformar la plataforma de apoyo de los modelos de prueba.

El TR-5, se ubicó en la zona de pantano con tirante de agua y lodo. El punto de construcción se decidió porque se tenía un fácil acceso del equipo de construcción a través de un camino de terracería existente justamente paralelo al trazo de la nueva estructura, tal como lo señala la [Figura 3.3](#).

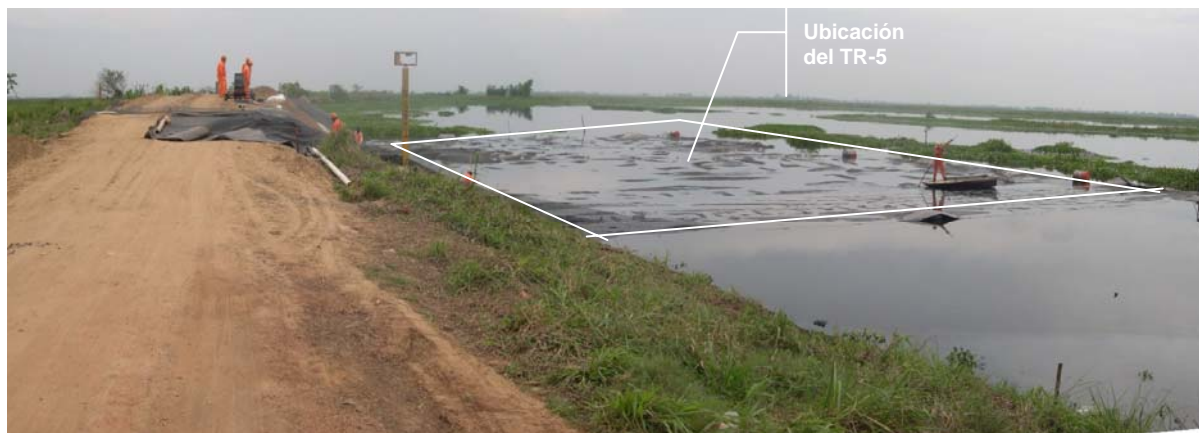


Figura No. 3.3.- Condiciones del sitio donde se construyó el TR-5.

Al igual que los terraplenes 3 y 4, el sitio donde se proyectó y construyó el TR-5 se **cuidó que indujera el menor numero de trabajos preliminares**, por lo que se aprovechó que el trazo el nuevo camino es prácticamente paralelo a una brecha existente para utilizarla como elemento de apoyo fundamental en la construcción del modelo.

El desnivel que existe entre el espejo del agua en el pantano y la cresta del terraplén existente es del orden de 2.5m, con un talud aproximado de 4:1 (horizontal:vertical). La altura del tirante de agua y lodo se ha estimado del orden de un metro utilizando solo algunos puntos con referencia topográfica al banco de nivel profundo, por lo que no se debería tomar con toda confianza el valor antes indicado.

Conviene señalar, que el camino existente mostrado en la foto de la figura anterior sale de la refinería y llega hasta la autopista Minatitlán-Villahermosa, la misma a la que entroncará el nuevo camino de acceso. La utilidad de dicho camino es el mantenimiento constante de las tuberías que salen de la refinería y que van dentro del propio cuerpo de terraplén del camino, o bien lo cruzan en algunos puntos; razón por la que no puede ser utilizado como parte del nuevo camino de acceso.

4. DEFINICIÓN, EJECUCIÓN Y ANÁLISIS DE LOS TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA ADICIONALES.

La ubicación final de los terraplenes de prueba, plantea la necesidad de hacer trabajos de exploración adicional a la existente con el fin de definir las condiciones estratigráficas particulares de cada uno de los sitios en donde se construirían dichas estructuras y con ello decidir el tipo de instrumentación que se colocaría dentro del terraplén, y los estratos que convendría observar en cuanto a su comportamiento mecánico. Además, la exploración permitiría recuperar muestras de suelos para conocer sus propiedades índice y mecánicas que ayudarían a modelar teóricamente el comportamiento de los terraplenes de prueba y comparar éste resultado con el observado en la prueba escala 1:1 de campo. También permitiría la extrapolación de los resultados del modelo al diseño óptimo de las estructuras definitivas.

Este capítulo está dividido en tres partes, la primera trata sobre los trabajos de exploración en campo que se realizaron para conocer las características estratigráficas del suelo de cimentación de cada uno de los terraplenes de prueba; la segunda hace referencia al análisis cualitativo y cuantitativo de las muestras de suelo, en el laboratorio, para definir las características de granulometría, plasticidad y contenido de agua, entre otras, así como las propiedades mecánicas que incluyen la resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad y la permeabilidad, información que junto con los trabajos de exploración conducen a establecer el perfil estratigráfico del terreno de apoyo de cada uno de los terraplenes de prueba. En la tercera parte se hace un análisis de las propiedades mecánicas de los diferentes estratos de suelo encontrados a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio. La información anterior, en conjunto, constituye la base de los análisis geotécnicos posteriores.

4.1. Trabajos de exploración en campo.

En el capítulo dos de este escrito se hizo un análisis de los trabajos de exploración en campo y de los resultados de laboratorio obtenidos para las muestras de suelo recuperadas en el sitio de estudio por dos empresas privadas como parte de los estudios de mecánica de suelos. Se estableció y se describió en forma general la variación estratigráfica del subsuelo, concluyendo que si bien, es difícil correlacionar los resultados entre sondeos para definir perfiles estratigráficos homogéneos tanto vertical como horizontalmente, las propiedades índice y mecánicas de los diversos estratos sí pueden correlacionarse en cierto modo para identificar depósitos similares de suelo. En base a esta conclusión, es decir, a que toda la información existente podría utilizarse en el análisis geotécnico de los modelos, se decidió que los trabajos de exploración en campo para definir las condiciones estratigráficas del suelo de cimentación de los terraplenes de prueba, serían mediante **un sondeo de tipo mixto** ubicado al centro de **cada una de las estructuras**. Conviene anotar que originalmente también se había programado la ejecución de

sondeos con cono eléctrico en cada uno de los terraplenes, a fin de tener un conocimiento más detallado de la estratigrafía y optimizar la recuperación de muestras tanto alteradas como inalteradas de suelo en los sondeos mixtos, sin embargo, por razones inherentes al proyecto, los sondeos de cono no se realizaron finalmente.

En la [Tabla No. 4.1](#) se han incluido algunas características de los sondeos mixtos de exploración ejecutados.

Tabla No. 4.1. Sondeos de exploración			
Terraplén No.	Sondeo No	Elev. Brocal (m)	Prof. de exploración (m)
1	SM TR-1	+3.642	34.9
2	SM TR-2	+3.557	34.0
3	SM TR-3	+1.330	30.0
4	SM TR-4	+1.950	30.2
5	SM TR-5	+1.553	30.0

La profundidad de exploración estuvo condicionada a encontrar un estrato de suelo resistente que permitiera asegurar su poca o nula influencia en la magnitud de los asentamientos de los terraplenes de prueba. En este caso, con base en la información existente, se consideró que un número de golpes mayor de 30 (suelos compactos o duros), en la prueba de penetración estándar obtenido en estratos ubicados a más de **20m** podría considerarse como criterio para dar por terminada la exploración, sin embargo, también se cuidó que el espesor de dicho estrato fuera consistente por lo menos en 3.0m para estar seguros de que no se trataba de alguna lente o un error en la ejecución de la prueba.

Los sondeos se ejecutaron una vez hecho el despalme y conformado las plataformas horizontales sobre las que se construirían los terraplenes de prueba. En el TR-5, se tuvo primero que conformar un relleno sobre el pantano (como se describe más adelante en el capítulo de procedimiento constructivo), para poder habilitar el equipo de perforación y ejecutar el sondeo, este relleno alcanzó la elevación +1.553m en su superficie.

El **muestreo** en los sondeos mixtos fue **continuo**, alternándose la recuperación de **muestras alteradas** representativas del subsuelo, con la recuperación de **muestras inalteradas** también representativas. Las primeras se obtuvieron de acuerdo al método de penetración estándar (ASTM-D1586), el cual consiste en el hincado a percusión de un muestreador de pared gruesa, de 3.5cm de diámetro interior y 60cm de longitud; con este método es posible determinar, a partir del número de golpes requerido para penetrar los 30cm intermedios, la compacidad o consistencia de los suelos atravesados. Las muestras inalteradas

se obtuvieron de acuerdo con la Norma ASTM D-1587, mediante el hincado a presión de muestreadores metálicos de pared delgada, tipo Shelby, en 10cm de diámetro, esta técnica de muestreo por hincado, implica que los suelos con cierta o rigidez o compacidad no puedan ser atravesados, por lo que la recuperación de muestras inalteradas, en este caso en particular, se asoció con estratos blandos conformados por suelos coloidales.

Durante la ejecución de los sondeos de exploración se fue haciendo **un registro** en el que se incluyó, el número, la profundidad y tipo de muestra de suelo obtenida, la herramienta utilizada; la longitud de exploración y la longitud de la muestra recuperada; el número de golpes en la prueba de penetración estándar y una descripción de las muestras de suelo obtenidas. Asimismo se incluyeron otros datos como el tipo de equipo utilizado, el nombre del operador, la fecha de inicio y de terminación del sondeo; notas generales de algún detalle que ocurriera durante la exploración, por ejemplo la pérdida de lodo de perforación, la cantidad de bentonita utilizada en la mezcla, etc. Todos estos **datos** son muy **útiles** para etapas posteriores del estudio, sobre todo para hacer el **programa de laboratorio** y a la postre en la definición del **perfil estratigráfico** del suelo, el cual servirá de base para **los análisis de comportamiento mecánicos** de los terraplenes de prueba.

En la descripción de las muestras de suelo recuperadas, se consideró su textura, color y olor.

La totalidad de las muestras de suelo obtenidas durante la exploración, previamente identificadas y debidamente protegidas fueron trasladadas en forma adecuada¹ al laboratorio de mecánica de suelos para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

En los sondeos de exploración se detectó el **nivel de agua freática** a las profundidades indicadas en la [Tabla No. 4.2](#). La diferencia que se aprecia entre las lecturas, se atribuye a que en los sondeos se empleó lodo de perforación (mezcla de bentonita con agua), para mantener estables las paredes del barreno; lo que pudo dar una medida equivocada de la posición real del nivel del agua freática, sin embargo, se considera que es del orden indicado en la tabla.

¹ Es fundamental garantizar la integridad y el estado inalterado de las muestras. Se recomienda que las muestras inalteradas se depositen en contenedores llenos de aserrín para amortiguar los movimientos en su traslado; No deben golpearse durante su manejo y al llegar al laboratorio deben depositarse en el cuarto húmedo.

Tabla No. 4.2. Nivel de agua freática (NAF)		
Sondeo No	Prof. NAF (m)	Elev. (m)
SM TR-1	2.0	+1.642
SM TR-2	2.0	+1.557
Camino de acceso		
SM TR-3	0.1	+1.280
SM TR-4	0.8	+1.150
SM TR-5	0.3	+1.253

Como se describirá más adelante, en general prevalecen **condiciones hidrostáticas** en el subsuelo del terreno en estudio, según la información proporcionada por algunos piezómetros.

Al analizar en forma simultánea la información de los registros de campo que se obtuvieron para cada uno de los sondeos de exploración y los resultados de laboratorio (que más adelante se describen) se generaron **los perfiles estratigráficos** que se indican en las [Figuras No. 4.1 a 4.5](#), los cuales muestran las características físicas y mecánicas del suelo de apoyo de los terraplenes de prueba, TR-1 a TR-5, respectivamente.

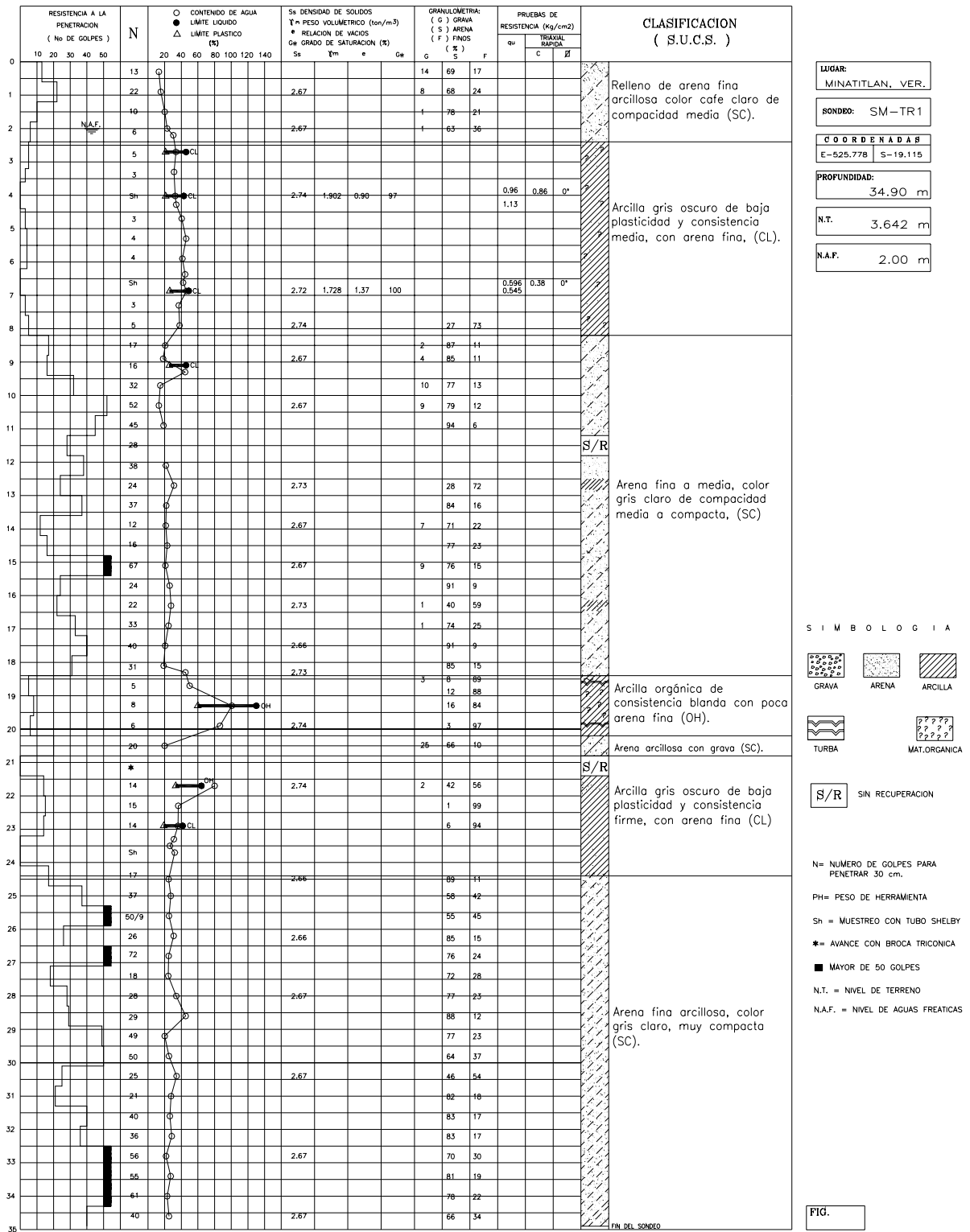


Figura No. 4.1. Perfil estratigráfico del sondeo mixto en el TR-1

4.- Trabajos adicionales...

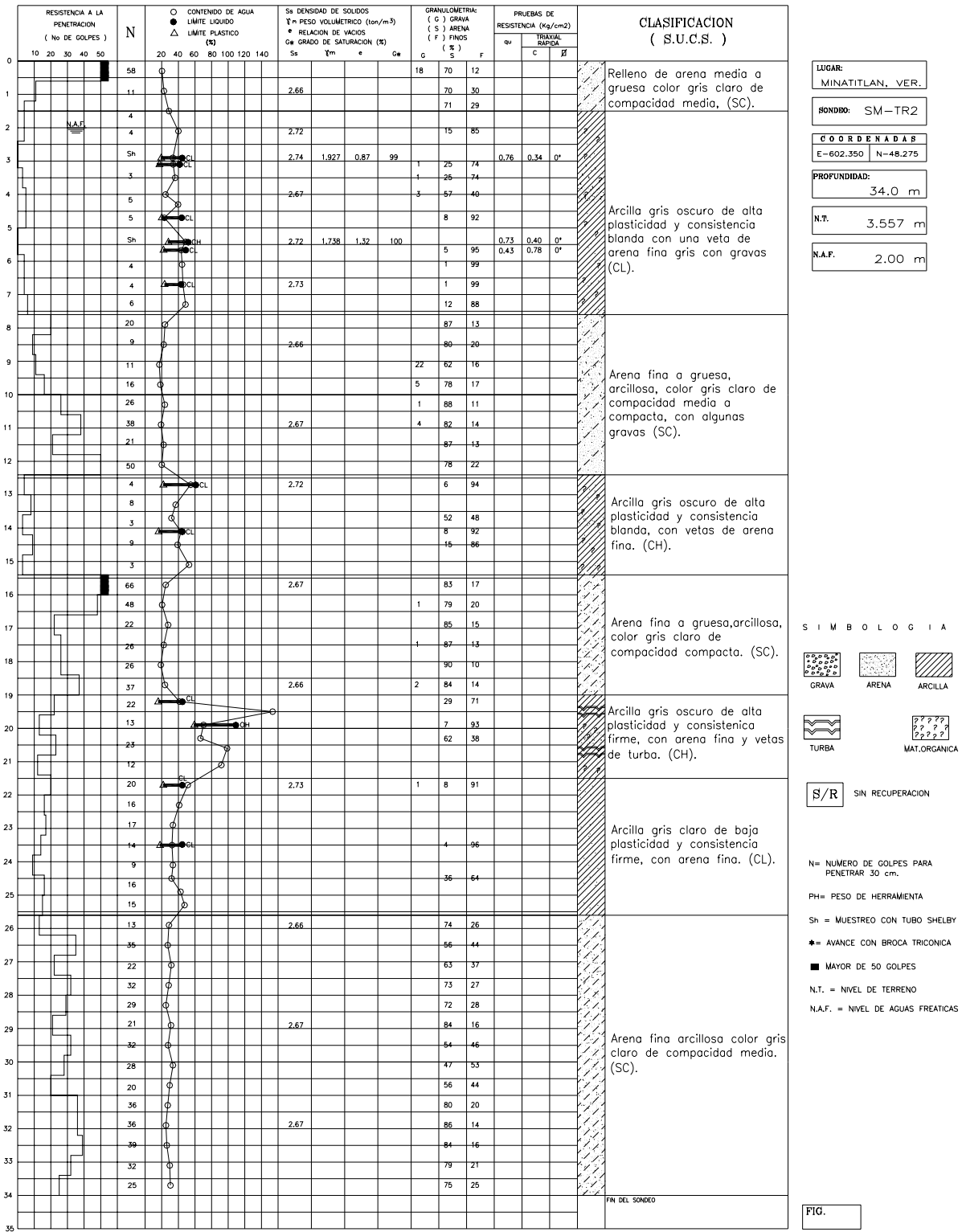
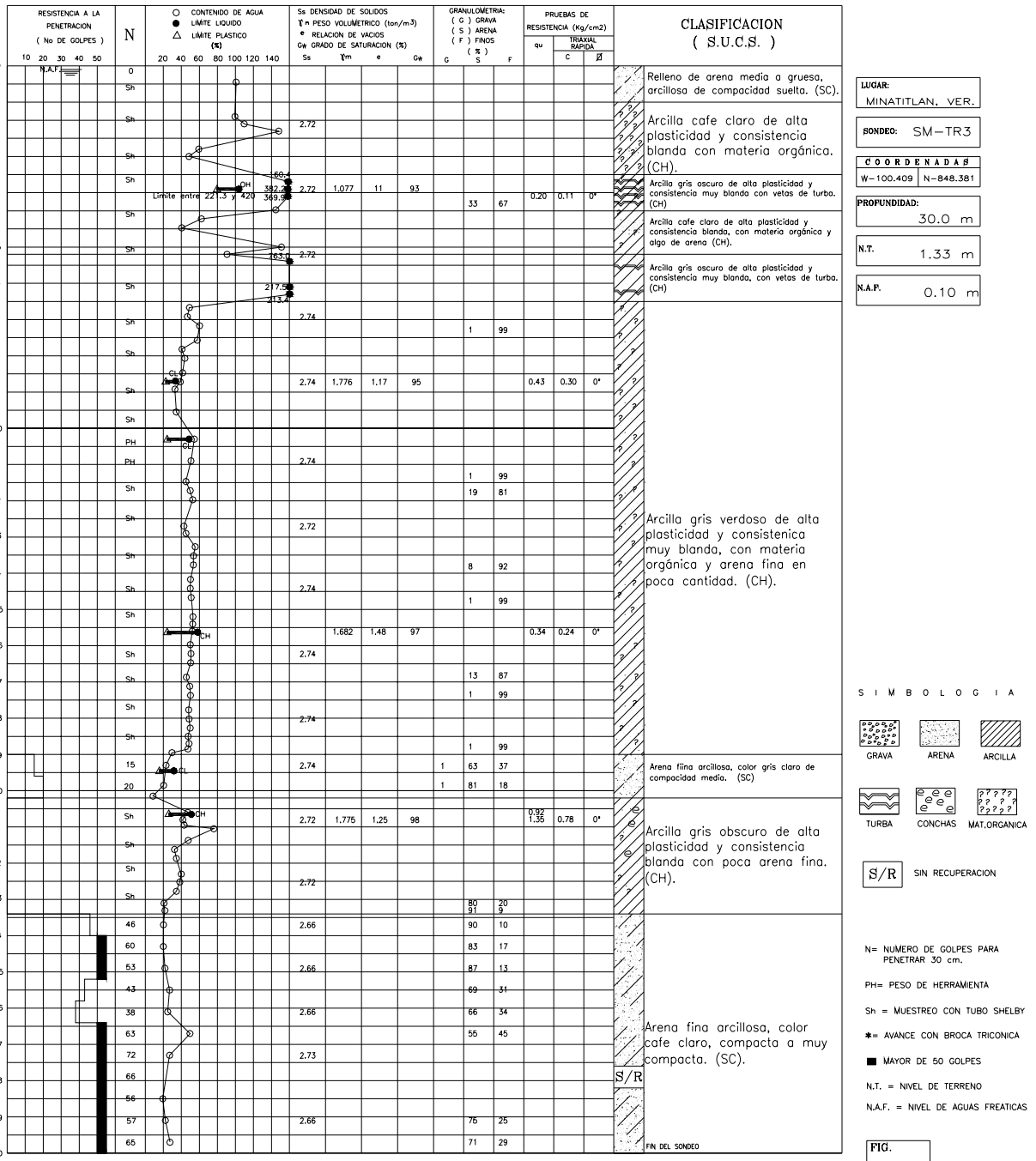


Figura No. 4.2. Perfil estratigráfico del sondeo mixto en el TR-2



LUGAR:
MINATITLAN, VER.

SONDEO: SM-TR3

COORDENADA B
W-100.409 N-848.381

PROFUNDIDAD:
30.0 m

N.T.
1.33 m

N.A.F.
0.10 m

S I M B O L O G I A

GRAVA ARENA ARCILLA

TURBA CONCHAS MAT.ORGANICA

S/R SIN RECUPERACION

N= NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30 cm.

PH= PESO DE HERRAMIENTA

Sh = MUESTREO CON TUBO SHELBY

* = AVANCE CON BROCA TRICONICA

■ MAYOR DE 50 GOLPES

N.T. = NIVEL DE TERRENO

N.A.F. = NIVEL DE AGUAS FREATICAS

FIG.

Figura No. 4.3. Perfil estratigráfico del sondeo mixto en el TR-3

4.- Trabajos adicionales...

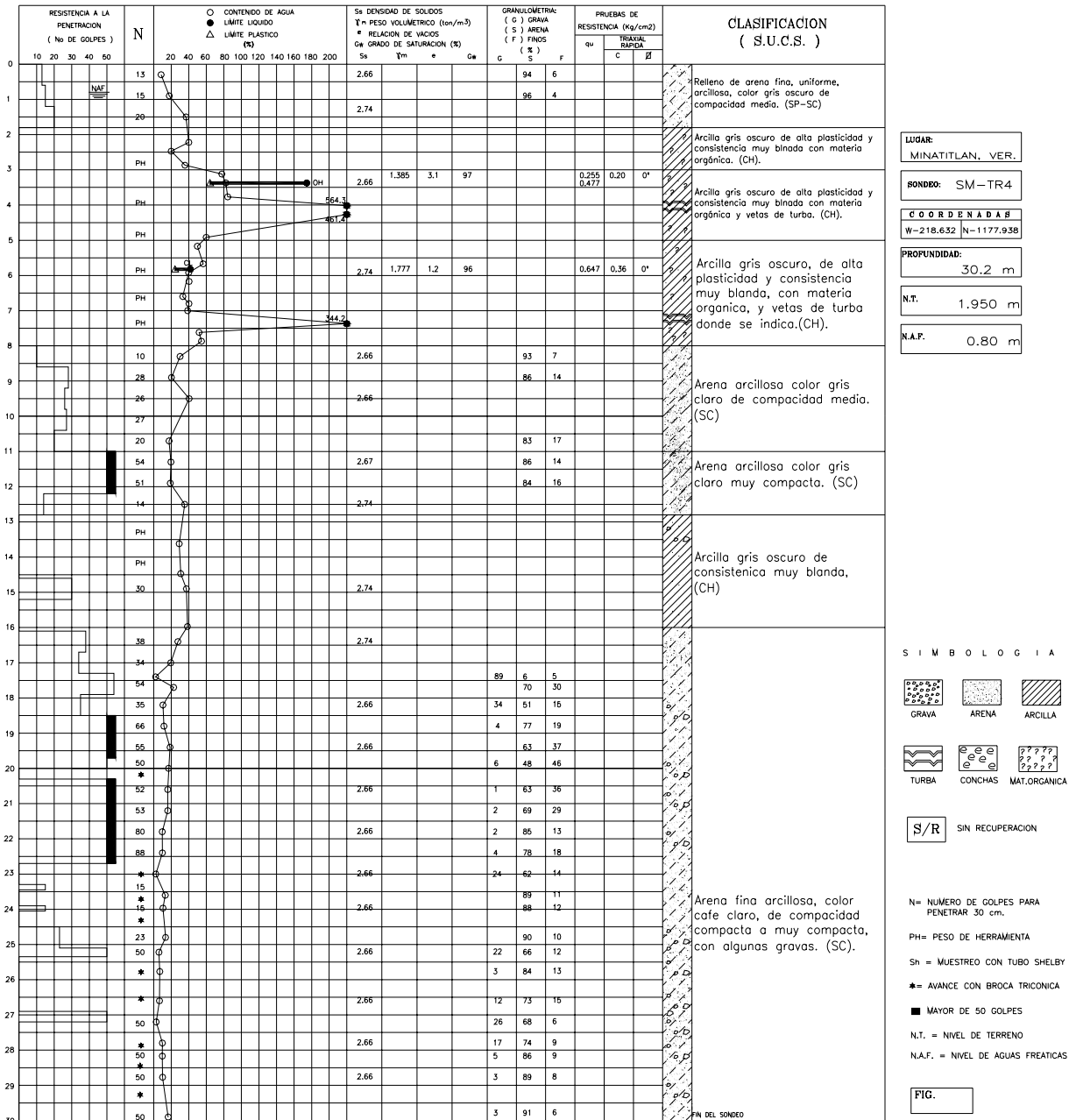


Figura No. 4.4. Perfil estratigráfico del sondeo mixto en el TR-4

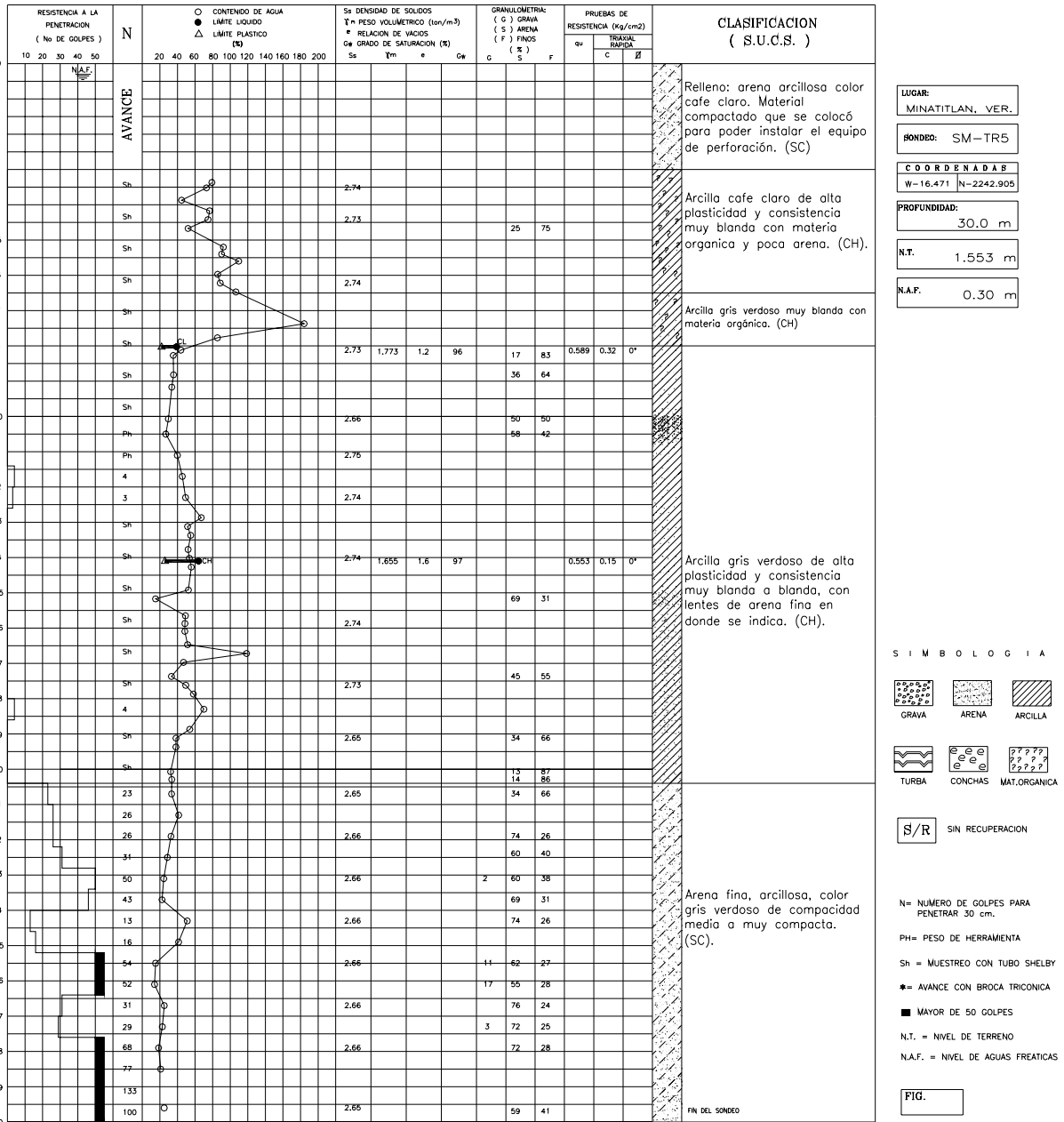


Figura No. 4.5. Perfil estratigráfico del sondeo mixto en el TR-5

4.2. Trabajos de laboratorio.

Los trabajos de laboratorio representan un eslabón más en la cadena que ayuda a definir un perfil estratigráfico detallado del terreno en estudio y consecuentemente en el óptimo diseño geotécnico de la estructura. Cada estrato identificado debe ser clasificado, a través de sus propiedades índice, en el **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**, y en los estratos que se consideren críticos para la estabilidad de la estructura de proyecto, se cuantificarán sus propiedades mecánicas. Desde luego, esto no es una regla, sino el razonamiento del que suscribe.

Para **programar el número y tipo de pruebas** de laboratorio, el ingeniero que estuvo a cargo de la exploración en campo, a través de los registros de campo y del conocimiento geológico del sitio, genera un perfil estratigráfico preliminar del suelo, asociando el número de golpes registrado en las pruebas de penetración estándar y la descripción visual y al tacto de las muestras de suelo recuperadas. Con este perfil preliminar, y el detallado conocimiento de la estructura por construir trata de optimizar el número de pruebas **necesarias** para generar el perfil estratigráfico definitivo y conocer las propiedades índice y mecánicas de cada estrato identificado, sin detrimento de la calidad del trabajo.

En **muestras alteradas** de suelo con contenido importante de arena (**textura gruesa**) se programaron pruebas para determinar el contenido natural de agua, su distribución granulométrica, porcentaje de finos por lavado, densidad de sólidos, así como límites de consistencia en la fracción fina de algunas de ellas. En muestras alteradas con textura coloidal (contenido predominante de suelos finos), se solicitó que se determinara el contenido natural de agua, el porcentaje de finos por lavado, la densidad de sólidos y los límites de consistencia: límite plástico (LP) y límite líquido (LL). La ejecución de estas pruebas deben apegarse a los procedimientos descritos por la Sociedad Americana para el ensaye de Materiales (ASTM) correspondientes, a fin de clasificarlos de acuerdo con el SUCS,

Para programar los ensayos que se ejecutaron en las **muestras inalteradas** de suelo (prácticamente todas de **textura fina**), se considera, además de lo antes anotado, el tipo de estructura para la cual se está diseñando y las posibles etapas en que su estabilidad es crítica. Por ejemplo, se sabe que en un terraplén construido sobre arcilla blanda saturada, las etapas críticas de una posible falla son durante la construcción y al final de la misma, ya que durante este proceso la presión de poro dentro de la masa del suelo de apoyo irá aumentando (por la baja permeabilidad de la arcilla) en función del nivel de esfuerzo y de la velocidad de aplicación; siendo máxima cuando se haya terminado de construir el terraplén. Después de esta etapa la presión de poro tendería a disminuir con el tiempo y por lo tanto a aumentar los esfuerzos efectivos y consecuentemente la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación. Con este razonamiento, el tipo de ensaye a programar debe tratar de simular dicha condición crítica de trabajo; las **pruebas triaxiales de compresión no consolidadas no drenadas (Tuu)** representan en

cierta forma dicho estado crítico y por lo tanto simulan el comportamiento mecánico del suelo de apoyo bajo esas condiciones. **Las pruebas triaxiales de compresión consolidadas no drenadas (Tcu)**, representan la etapa de operación del terraplén en que la presión de poro en el terreno de cimentación tiende a liberarse con el tiempo.

La prueba de **consolidación unidimensional** está obligada en el programa de laboratorio para obras como la de análisis, ya que con ella se simula la deformación que sufre el terreno de cimentación al ser cargado verticalmente. En la prueba de consolidación se establece la relación entre la presión aplicada a un suelo y su cambio de **volumen** y entre la **deformación** volumétrica y el **tiempo** necesario para que ésta se produzca; además de permitir la determinación de otros datos importantes como el esfuerzo de preconsolidación (P_c), la relación de preconsolidación (OCR), el coeficiente de **permeabilidad** y el cambio que sufre la estructura del suelo con cada incremento de carga a través del cambio en la relación de vacíos, datos fundamentales para un mayor conocimiento del terreno de cimentación. Las condiciones drenadas de los estratos finos del terreno de cimentación in situ deben ser representadas en la prueba de consolidación. En este caso, al remitirse a los resultados de los trabajos de exploración y al origen geológico del depósito de suelo en estudio, se puede concluir que los estratos de suelos finos, están intercalados con estratos de arena y vetas de turba, por lo que pueden considerarse drenados por ambos lados (superior e inferior). De esta manera, en la prueba de consolidación deberán colocarse las piedras porosas en ambos lados de la probeta de suelo a ensayar.

Las pruebas de **compresión simple** son también llamadas no confinadas debido a que se ensayan con esfuerzo de confinamiento nulo. La utilidad de sus resultados en el diseño geotécnico es cuestionable, porque no representan alguna condición real de trabajo de un suelo de cimentación. Sin embargo, se han utilizados para definir un aspecto muy importante de los suelos finos, la **consistencia natural**, es decir, el grado de plasticidad que posee un suelo fino inalterado (**sin destrucción de su estructura**²).

La consistencia se define como la mayor o menor resistencia que ofrece un suelo fino para cambiar su forma, es función del contenido natural de agua, y de los minerales de arcilla que contiene la fracción fina del suelo. El estructuramiento virgen del material proporciona características mecánicas diversas. Una **estructura simple**³, presenta propiedades de compresibilidad, resistencia e hidráulicas totalmente diferentes a las que proporciona un material de **estructura floculenta**⁴ aún y cuando estos contengan el mismo porcentaje de minerales de arcilla con respecto al total de materia sólida (Ref. 11). “Una arcilla

² Como su nombre lo indica se refiere a la estructura que forman las partículas sólidas de un suelo. Para identificarla en un caso en particular, se puede recurrir a las estructuras ya definidas en función del origen geológico del depósito.

³ La estructura simple se presenta generalmente en los materiales sin cohesión como arenas y gravas, en donde los granos adoptan una posición más o menos estable ocasionada por la fuerza de gravedad. Las estructuras simples son típicas de los depósitos aluviales y eólicos.

⁴ Es típica de las arcillas y limos, arcillosos producidos por sedimentación en ambientes marinos y lacustres salinos.

virgen con un mineral activo como la montmorilonita, puede tener propiedades elásticas muy marcadas si se encuentra solidificada, y plásticas si los granos están separados aún por las capas de agua altamente viscosa”. De esta manera , los resultados de las pruebas de compresión simple se han relacionado con la consistencia natural del suelo según la siguiente tabla:

Tabla No. 4.3. Consistencia Natural	
Consistencia natural	Resistencia en compresión simple (kg/cm²)
Muy suave	Menor de 0.25
Suave	0.25-0.50
Semi-rígida	0.5-1.0
Rígida	1.0-2.0
Muy rígida	2.0-4.0
Dura	Mayor de 4

A **menores** valores de **resistencia**, los materiales **aumentan su plasticidad** y su facilidad al **cambio de forma**. Al analizar su origen geológico se podría correlacionar también su estructura y consecuentemente su deformabilidad.

La cantidad de pruebas programadas sería función del número y tipo de muestras de suelo de buena calidad disponibles en el laboratorio; sin embargo, debería garantizarse que se cubran los requerimientos mínimos del proyecto.

En las muestras inalteradas se ejecutaron, en ese orden para el **caso que se estudia**, pruebas de consolidación, triaxiales rápidas, triaxiales consolidadas rápidas y de compresión simple, además de las pruebas índice señaladas.

En la **prueba de consolidación** se solicita el número de incrementos y la magnitud de los mismos. El número de incrementos debe ser tal que sea posible definir una curva de compresibilidad con las dos ramas (estructurada y no estructurada) bien definidas sin descuidar que el peso de la nueva estructura inducirá un nuevo estados de esfuerzos a la masa del suelo de apoyo y por lo tanto dicho esfuerzo debe estar representado en la prueba. La magnitud de los incrementos de carga ha sido una cuestión que se ha estudiado desde 1938 por W.F. Hiltner y posteriormente por el Dr. Raúl Marsal en 1943 ([Referencia No. 8 y 9](#)), este último en las arcillas de la Cd. de México. Desde entonces se sabe que la **relación entre el incremento de esfuerzo y el esfuerzo actuante, influye** significativamente en los resultados de las pruebas de consolidación, sobre todo cuando dicha relación de esfuerzos es menor de la estándar

$\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'} = 1$, por ejemplo, la disipación de la presión de poro se desvía apreciablemente de las predicciones hechas con la teoría de Terzaghi; la forma de la curva de consolidación varía considerablemente en función del valor de la relación antes anotada, dificultándose la diferenciación de la consolidación primaria de la secundaria cuando la relación tiene valores pequeños. Una forma clásica de carga de esta prueba es la siguiente (adoptada para el proyecto de análisis): 0.125, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00, 4.00 kg/cm² y 8.0kg/cm², con duración de 24 horas cada carga, es decir, el valor de la relación indicada es variable. Se tiene claro que lo más apropiado sería tratar de representar el proceso de carga que tendría el proyecto definitivo.

Para ejecutar las **pruebas triaxiales**, el laboratorio de mecánica de suelos solicita al diseñador (ingeniero de proyecto) los esfuerzos de confinamiento con que se serán ensayadas dichas pruebas. La magnitud de tal esfuerzo deberá corresponder con el esfuerzo efectivo horizontal al que estaba sometido el suelo in situ. Ese esfuerzo es difícil calcularlo, ya que es función del esfuerzo vertical efectivo y de un coeficiente de tierras en reposo (k_0) que se ha observado (Jaky 1944, Sherif et al. 1984, Broker e Ireland, 1965, Mayne y Kullhway, 1982. [Referencia No. 10](#)), depende del tipo de suelo y de su historia de esfuerzos. En general la prueba triaxial se realiza con un juego de tres probetas labradas en una misma muestra de suelo y ensayando cada una de ellas bajo un esfuerzo de confinamiento (σ_3) diferente. Utilizando la presión de confinamiento y el esfuerzo vertical de falla (σ_1), se puede obtener un círculo de Mohr para cada una de las probetas ensayadas. La ley de resistencia de dicho suelo puede determinarse trazando una tangente a los tres círculos de Mohr. La pendiente de esta tangente se toma como el ángulo de fricción interna del material, ϕ , y la intersección de dicha línea con el eje vertical del diagrama de Mohr se toma como la cohesión aparente, C, de dicho suelo. Con estos valores se tiene la ley de resistencia:

$$s = C + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{ec. 4.1})$$

Donde:

s = es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en el plano de falla.

C = cohesión aparente del suelo.

σ_n = esfuerzo normal al plano de deslizamiento.

ϕ = ángulo de fricción interna.

El valor de los parámetros anteriores dependerá de la forma en que se realice la prueba triaxial, (no consolidada no drenada, consolidada no drenada) y de si la muestra de suelo está completamente saturada o no. En este caso las pruebas **triaxiales tipo UU** implican llevar a la falla al suelo **sin permitir**

su **cambio de volumen**; como la muestra está completamente saturada, el esfuerzo desviador aplicado será tomado por el agua de los poros, obteniendo teóricamente un valor de **resistencia constante** del suelo, sin importar la magnitud del esfuerzo confinante, es decir:

$$s_u = C_u \quad (\text{ec. 4.2})$$

Donde s_u = resistencia no drenada del suelo.

Para las **pruebas tipo CU** (consolidadas no drenadas), la magnitud del **esfuerzo confinante** en la etapa inicial de la prueba es una función directa de la resistencia al esfuerzo cortante, entre mayor sea este esfuerzo mayor será la resistencia de la probeta. Con estas pruebas la resistencia del suelo tiene una ley de comportamiento como la indicada en la [ec. 4.1](#).

Las pruebas de **compresión simple** no confinada se realizaron con un ciclo de carga y descarga, utilizando un equipo convencional con deformación controlada, a una velocidad variable entre 1 y 2%/minuto.

Conviene destacar que la experiencia ha permitido generar correlaciones que permiten tener en forma aproximada propiedades mecánicas de los suelos a partir de ensayos índice o pruebas de campo como la prueba de penetración estándar o el hincado del cono eléctrico. Dichas correlaciones dan posibilidad de tener prácticamente desde el inicio de los trabajos de exploración una idea de los factores que regirán el comportamiento geotécnico de la nueva estructura y pueden ayudar al ingeniero a tomar decisiones en el diseño óptimo del programa de laboratorio.

En las [Figuras No. 4.1 a 4.5](#) se muestran las columnas estratigráficas de los sondeos de exploración TR-1 a TR-5, en los que se ha dibujado la variación del resultado de la prueba de penetración estándar y de las propiedades índice con la profundidad así como el resultado numérico de algunas relaciones gravimétricas y de algunas propiedades mecánicas. En la columna izquierda de cada una de las figuras indicadas, se presenta la clasificación SUCS para cada uno de los **estratos identificados** al correlacionar los resultados de las diferentes etapas de exploración y de laboratorio, tal como se indica en el siguiente subcapítulo.

4.3. Condiciones estratigráficas.

Como se indicó en párrafos anteriores, los resultados de los trabajos de campo y de laboratorio se dibujan en un perfil donde es posible ver la variación de dichos resultados con la profundidad. La **asociación de los diversos parámetros**, sin perder de vista el origen geológico del depósito de suelo,

permite la identificación de los diferentes estratos que conforman el suelo de estudio hasta la profanidad de exploración. Por ejemplo, obsérvese la [Figura No. 4.1](#), el número de golpes (N) es mayor de 10 hasta aproximadamente 1.8m, después comienza a disminuir, lo que indica un cambio en el material explorado; al observar la variación del contenido natural de agua, se distingue un incremento a 2.4m, lo que también se asocia a un cambio de material explorado, para definir si la frontera de este primer estrato es 1.8m o 2.4m de profundidad, se revisa la variación de los otros parámetros; así el contenido de finos en general es menor de 50 hasta 2.4m y la descripción de campo y de laboratorio indican también el cambio de materiales hasta 2.4m de profundidad. Es de este modo como se define el primer estrato del perfil estratigráfico, los subsecuentes se hacen empleando la misma lógica.

En general para el terreno de estudio, se puede ver que existe una relación clara entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar, el contenido natural de agua y el tipo de material encontrado. **Cuando el número de golpes se incrementa, y el contenido de agua disminuye, el material asociado es predominantemente arena. Cuando el número de golpes es pequeño y el contenido de agua alto, al material asociado es predominantemente fino**, en este caso arcilla, lo que se constata con el contenido de finos y los límites de consistencia. Otra particularidad que se aprecia, es que los altos contenidos de agua que se encuentran muy aisladamente, están relacionadas con vetas de turba, según la descripción visual y al tacto realizada en campo y en laboratorio.

Con el procedimiento anterior, se genera el **perfil estratigráfico** del terreno de cimentación de cada uno de los terraplenes de prueba. Dichos perfiles se han dibujado en las [Figura 4.1 a 4.5](#) y en los siguientes cuadros se presenta un resumen con sus propiedades índice, mecánicas y la clasificación SUCS correspondiente.

TR-1.- Descripción estratigráfica del terreno de cimentación para el terraplén de prueba No. 1.

Profundidad	Descripción
De 0.0 a 2.40m	Arena fina color café claro de compacidad media ($N \approx 13$). Su contenido de agua (w) es en promedio de 20%. La cantidad de finos varía entre 17 y 37% y el de grava entre 2 y 14%. Este material se identifica como relleno producto del dragado del río.
2.80 a 8.20m	Arcilla gris oscuro de baja plasticidad ($IP \approx 25$, $LL \approx 50$) y consistencia blanda ($N \approx 3$). El contenido de agua promedio es de 40% y el de arenas de 27%. La relación de vacíos (e) varía entre 0.90 y 1.40, el grado de saturación (G_w) es de 100% y el peso volumétrico (γ) entre 1.90 y 1.70 t/m ³ . Su resistencia en pruebas de compresión no confinada varía entre 1.3 y 0.6kg/cm ² ; en pruebas triaxiales rápidas se obtuvo una cohesión (C_{uu}) de 0.38 a 0.86 kg/cm ² ; en pruebas triaxiales consolidadas no

	drenadas se obtuvo una cohesión (C_{cu}) variable entre 0.19 y 0.34 kg/cm ² y ángulo de fricción interna (ϕ_{cu}) entre 19 y 28°. (CH)
8.20 a 18.40m	Arena fina a gruesa de compacidad media a compacta ($15 < N < 45$). Su contenido de agua es en promedio de 20%. La cantidad de finos varía entre 6 y 23% y la de grava entre 1 y 10%. (SC)
18.40 a 20.20m	Arcilla orgánica color gris oscuro de alta plasticidad ($IP \approx 70$, $LL \approx 130$) y consistencia blanda ($N \approx 5$). El contenido de agua varía entre 50 y 100% y la cantidad de arena es 15%. (OH) .
20.20 a 20.60m	Estrato formada de arena y grava color gris de compacidad media ($N=20$). (SP)
20.60 a 24.40m	Arcilla gris oscuro de baja plasticidad ($IP \approx 24$, $LL \approx 42$) y consistencia firme ($N \approx 14$). El contenido de agua varía entre 30 y 80%; la cantidad de arena entre 1 y 42% y la de grava de 3%. (CH)
24.60 a 34.90m	Arena fina color gris claro muy compacta ($25 < N > 50$). Su contenido de agua es en promedio de 30%. La cantidad de finos varía entre 45 y 16% y no tiene grava. (SC)

TR-2.- Descripción estratigráfica del terreno de cimentación para el terraplén de prueba No. 2.

Profundidad	Descripción
De 0.0 a 1.50m	Arena media a gruesa color gris claro de compacidad media ($N \approx 11$). Su contenido de agua es en promedio de 20%. La cantidad de finos varía entre 12 y 31% y el de grava es de 18%. Este material se identifica como relleno producto del dragado del río. (SC)
1.50 a 7.60m	Arcilla gris oscuro de baja plasticidad ($IP \approx 25$, $LL \approx 47$) y consistencia blanda ($N \approx 4$). El contenido de agua promedio es de 40%; el de arenas del 26 al 1%. La relación de vacíos varía entre 0.90 y 1.30, el grado de saturación es de 100% y el peso volumétrico entre 1.90 y 1.70t/m ³ . Su resistencia en pruebas de compresión no confinada varía entre 0.761 y 0.433kg/cm ² ; en pruebas triaxiales rápidas se obtuvo: $C_{uu}=0.34$ a 0.78kg/cm ² ; en triaxiales consolidadas rápidas; $C_{cu}=0.22$ a 0.27 kg/cm ² y ángulo de fricción interna de 23.5°. (CH)
7.60 a 12.40m	Arena fina a gruesa de compacidad media a compacta ($11 < N < 38$). Su contenido de agua es en promedio de 20%. La cantidad de finos varía entre 11 y 22% y la de grava entre 23 y 1%. (SC)

12.40 a 15.40m	Arcilla gris oscuro de alta plasticidad ($IP \approx 33$, $LL \approx 53$) y consistencia blanda ($N \approx 5$). El contenido de agua promedio es de 40% y la cantidad de arena entre 8 y 14%. (CH)
15.40 a 19.00m	Arena fina a gruesa de compacidad compacta ($N > 22$). Su contenido de agua es en promedio de 20%. La cantidad de finos varía entre 11 y 21% y la de grava entre 1 y 2%. (SC)
19.00 a 21.50m	Arcilla gris oscuro de alta plasticidad ($IP \approx 32$, $LL \approx 67$) y consistencia firme ($N \approx 14$). El contenido de agua varía entre 40 y 150%; la cantidad de arena entre 9 y 30%. Se distinguió un estrato de turba entre 19.40 y 19.60m. (CH)
21.50 a 26.20m	Arcilla gris claro de baja plasticidad ($IP \approx 27$, $LL \approx 45$) y consistencia firme ($N \approx 14$). El contenido de agua es de 30%; la cantidad de arena entre 8 y 36% y la de grava de 1%. (CL)
26.20 a 34.80m	Arena fina color gris claro de compacidad media a compacta ($N > 20$) Su contenido de agua es en promedio de 30%. La cantidad de finos varía entre 27 y 13% y la de grava 1%. (SC)

TR-3. - Descripción estratigráfica del terreno de cimentación para el terraplén de prueba No. 3.

Profundidad	Descripción
De 0.00 a 1.00m	Arena media a gruesa, arcillosa, color gris oscuro de compacidad suelta. Su contenido de agua es en promedio de 100%. Este material se identifica como relleno. (SC)
1.00 a 3.00m	Arcilla café claro de alta plasticidad y consistencia blanda ($N=0$, peso de herramienta), con materia orgánica. El contenido natural de agua varía entre 50 y 140%. (CH)
3.00 a 4.00m	Arcilla gris oscuro de alta plasticidad y consistencia muy blanda ($N=0$), con vetas de turba. El contenido natural de agua varía entre 160 y 380%, tiene $221 < LL < 420\%$, $141 < IP < 340\%$; $e=11$, $\rho=1.077t/m^3$, $2.05 < S_s < 2.72$, $93 < G_w < 100\%$. En pruebas de compresión simple: $q_u=0.20kg/cm^2$; el resultado de las pruebas triaxiales rápidas: $C_{uu}=0.11kg/cm^2$, y en triaxiales consolidadas rápidas $C_{cu}=0.5kg/cm^2$ y $\phi_{cu}=34.6^\circ$. (OH)
4.00 a 5.20m	Arcilla café claro de alta plasticidad y consistencia blanda ($N=0$), con materia orgánica. El contenido natural de agua varía entre 40 y 150%. (CH)

5.20 a 6.50m	Arcilla gris oscuro de alta plasticidad y consistencia muy blanda (N=0), con vetas de turba. El contenido natural de agua varía entre 213 y 273% y la densidad de sólidos es de 2.72. (CH)
6.50 a 19.00m	Arcilla gris verdoso de alta plasticidad y consistencia muy blanda (N=0), con arena fina en poca cantidad, el porcentaje de finos es variable entre 87 y 99%. El contenido natural de agua es en promedio 50%, tiene $38 < LL < 60\%$, $16 < IP < 38$; $1.07 < e < 1.48$, $1.66 < \gamma < 1.85 t/m^3$, $2.56 < S_s < 2.72$, $93 < G_w < 100\%$. En pruebas de compresión simple: $0.20 < q_u < 0.40 kg/cm^2$; el resultado de las pruebas triaxiales rápidas: $C_{uu} \approx 0.25 kg/cm^2$, y en triaxiales consolidadas rápidas $C_{cu} = 0.15 kg/cm^2$ y $16.2 < \phi_{cu} < 36.5^\circ$. (CH)
19.00 a 20.20m	Arena fina arcillosa color gris claro de compacidad media ($15 < N < 20$) Su contenido de agua es en promedio de 20% y la cantidad de finos varía entre 18 y 37%. (SC)
20.20 a 23.40m	Arcilla gris oscuro de alta plasticidad y consistencia blanda (N=5), con arena fina entre 6 y 15%. El contenido natural de agua es en promedio 40%, tiene $LL=50\%$, $IP=28$; $0.73 < e < 1.25$, $1.76 < \gamma < 1.93 t/m^3$, $2.62 < S_s < 2.72$, $98 < G_w < 100\%$. En pruebas de compresión simple: $0.92 < q_u < 1.35 kg/cm^2$; el resultado de las pruebas triaxiales rápidas: $C_{uu}=0.78 kg/cm^2$, y en triaxiales consolidadas rápidas $C_{cu}=0.28 kg/cm^2$ y $25.3 < \phi_{cu} < 36.5^\circ$. (CH)
23.40 a 30.00m	Arena fina arcillosa color café claro de compacidad compacta a muy compacta ($38 < N > 50$) Su contenido de agua es en promedio de 20% y la cantidad de finos varía entre 10 y 38%. (SC)

TR-4.- Descripción estratigráfica del terreno de cimentación para el terraplén de prueba No. 4.

Profundidad	Descripción
De 0.00 a 1.80m	Arena fina color gris oscuro de compacidad media (N≈15), Su contenido de agua es en promedio de 20% y la cantidad de finos entre 6 y 4%. Este material se identifica como relleno. (SC)
1.80 a 3.00m	Arcilla gris oscuro de alta plasticidad y consistencia muy blanda (N=0) con materia orgánica. El contenido natural de agua varía entre 20 y 80%, tiene $LL=170\%$, $IP=110\%$; $e=3.1$, $\gamma=1.35 t/m^3$, $S_s=2.56$, $G_w=97\%$. En pruebas de compresión simple: $0.26 < q_u < 0.47 kg/cm^2$; el resultado de las pruebas triaxiales rápidas: $C_{uu}=0.20 kg/cm^2$, y en triaxiales consolidadas rápidas $C_{cu}=0.07 kg/cm^2$ y $\phi_{cu}=22.7^\circ$. (CH)

3.00 a 5.00m	Arcilla orgánica de consistencia muy blanda (N=0), con una veta de turba entre 4.0 y 4.2m. El contenido natural de agua varía entre 80 y 564%, (OH)
5.00 a 7.00m	Arcilla gris oscuro de baja plasticidad y consistencia muy blanda (N=0). El contenido natural de agua varía entre 40 y 60%, tiene LL=45%, IP=20%; e=1.2, $\gamma=1.77t/m^3$, $S_s=2.74$, $G_w=97\%$. En pruebas de compresión simple: $q_u=0.65kg/cm^2$; el resultado de las pruebas triaxiales rápidas: $C_{uu}=0.36kg/cm^2$, y en triaxiales consolidadas rápidas $C_{cu}=0.21kg/cm^2$ y $\phi_{cu}=23.5^\circ$. (CH)
7.00 a 7.50m	Lente de turba cuyo contenido de agua es de 344%. (Pt)
7.50 a 11.00m	Arena media uniforme, arcillosa, color gris claro de compacidad media ($10 < N < 30$). Su contenido natural de agua es en promedio de 30% y la cantidad de finos varía entre 14 y 17%. (SC)
11.00 a 12.80m	Arena media , arcillosa, color gris claro de compacidad muy compacta ($N > 50$). Su contenido de agua es en promedio de 20% y la cantidad de finos varía entre 14 y 17%, (SC) .
12.80 a 16.00 m	Arcilla gris oscuro de consistencia muy blanda (N=0). A 15m se detectó un estrato (0.30m) de arena fina con gravillas de compacidad media (N=30). (CH)
16.00 a 30.00m	Arena fina arcillosa color café claro de compacidad compacta a muy compacta ($38 < N < 50$) Su contenido de agua es en promedio de 20%, la cantidad de finos varía entre 5 y 37% y la densidad de sólidos se determinó en 2.66. (SC) .

TR-5.- Descripción estratigráfica del terreno de cimentación para el terraplén de prueba No. 5.

Profundidad	Descripción
De 0.00 a 3.00m	Material de relleno constituido por arena arcillosa, el cual fue colocado sobre el pantano para poder instalar el equipo de perforación. Esta profundidad se avanzó con una broca tricónica. (SC) .
3.00 a 6.50m	Arcilla café claro de alta plasticidad y consistencia muy blanda (N=0), con vetas de materia orgánica. El contenido natural de agua varía entre 50 y 100%. (CH)
6.50 a 8.00m	Arcilla gris verdoso de consistencia muy blanda (N=0). El contenido de agua es del orden de 180%. (OH)
8.00 a 21.00 m	Arcilla gris verdoso de alta plasticidad y consistencia muy blanda a blanda ($0 < N < 4$), con arena fina cuya cantidad varía entre 13 y 34%, en algunas vetas este

	<p>material llega a ser de 50 a 60%.</p> <p>El contenido natural de agua varía entre 20 y 60%, tiene LL=65%, IP=40%; $1.2 < e < 1.8$, $1.77 < \gamma < 1.88 \text{ t/m}^3$, $2.73 < S_s < 2.74$, $90 < G_w < 97\%$. En pruebas de compresión simple: $q_u = 0.56 \text{ kg/cm}^2$; el resultado de las pruebas triaxiales rápidas: $0.15 < C_{uu} < 0.32 \text{ kg/cm}^2$, y en triaxiales consolidadas rápidas $0.15 < C_{cu} < 0.22 \text{ kg/cm}^2$ y $12.5 < \phi_{cu} < 20.5^\circ$. (CH)</p>
21.00 a 30.00m	<p>Arena fina arcillosa color gris verdoso de compactidad media a muy compacta ($N > 23$). Su contenido de agua es en promedio de 20%, la cantidad de finos varía entre 24 y 41% y la densidad de sólidos es de 2.66. (SC).</p> <p>Entre 24.0 y 25.2m se encontró una arena arcillosa de compactidad media $13 < N < 16$, en la que el contenido natural de agua se incrementa hasta el 50% aproximadamente.</p>

En algunos estratos de todos los sondeos no se realizaron pruebas índice, por lo que para clasificarlos de acuerdo con el SUCS, se correlacionaron los resultados de la prueba de penetración estándar con los estratos de otros sondeos, incluidos los de las campañas de exploración anteriores, en que sí se hicieron dichas pruebas, de esta forma se llegan a clasificar como OH, SC ó CH.

En general se puede concluir que en los cinco sitios explorados existen condiciones estratigráficas similares a las indicadas en el análisis realizado en el [capítulo 2](#) de este trabajo, es decir, se identifican fundamentalmente dos tipos de materiales:

El primero corresponde a la existencia de **potentes depósitos superficiales** (primeros 10m de profundidad, en general) **de arcillas** de consistencia natural muy blanda a media con contenido de materia orgánica variable; que se intercalan de forma muy heterogénea con delgados estratos de arena y vetas de turba. Por su cercanía a la superficie y sus propiedades mecánicas, se considera que estos son los materiales **que regirán el diseño, la construcción y el comportamiento mecánico de los terraplenes**.

El segundo se refiere a la presencia de **depósitos de arenas arcillosas** con espesor y ubicación muy variable, cuya compactidad relativa varía entre sueltas a muy compactas. Los estratos sueltos se identificaron superficialmente (en los primeros 2m de profundidad) únicamente en dos de los cinco sondeos de exploración. Los **estratos más profundos** en general están medianamente o **muy compactos**, por lo que la posibilidad de licuación solo podría suceder en los estratos superficiales según el criterio de análisis mencionada en el [capítulo 2](#) de este trabajo. De cualquier forma, se infiere que el

incremento de esfuerzos que provocará el peso del terraplén mejorará la propiedades mecánicas de los estratos superficiales de arena suelta.

Como se observará en capítulos posteriores, la definición del **perfil estratigráfico** del terreno de cimentación es el **punto de partida** para todos los análisis geotécnicos correspondientes de las estructuras de proyecto, de ahí la importancia de que estos sean claros y estén completos. En este punto el geotecnista tendrá la oportunidad de evaluar si la información con la que cuenta es suficiente o es necesario programar nuevas pruebas de laboratorio ó incluso de exploración adicional de campo.

4.4. Análisis de propiedades mecánicas de suelos finos blandos.

Los dos tipos de materiales que conforman la alternancia estratigráfica del terreno de cimentación (arcilla y arenas), se analizan ahora a partir del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo observado con la ejecución de las pruebas mecánicas de laboratorio. Ello conduce a establecer en forma aproximada cuál sería su respuesta al someterlos a los esfuerzos reales in situ.

En este análisis se acepta que las muestras de suelo ensayadas son representativas de los diferentes estratos de materiales y de sus condiciones naturales. Aunque algunos resultados, sobre todo los de las pruebas de consolidación, indiquen una posible alteración de aquellas, según lo que se señala más adelante.

En la revisión se da mayor énfasis a los resultados obtenidos en muestras de suelos finos blandos, que se han considerado en función de su profundidad, su espesor y sus propiedades cualitativas y cuantitativas antes indicadas, los factores que más influyen en el comportamiento mecánico de los terraplenes de prueba y consecuentemente en el diseño geotécnico de dichas estructuras.

La resistencia, la deformabilidad y la permeabilidad de una masa de suelo **son función** en forma muy importante del **arreglo estructural** de las partículas sólidas. Este arreglo **se manifiesta** en la **porosidad (n)** de la masa de suelo, que se define por la relación entre el volumen ocupado por lo poros del suelo con respecto a su volumen total; a su vez la porosidad puede expresarse en función de la **relación de vacíos (e)** en la forma siguiente:

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{ec. 4.3})$$

Con esta expresión se puede calcular que para una relación de vacíos de 0.33 se tiene una porosidad del orden de 0.25 que correspondería con una arena o grava bien graduada y muy compacta, poco deformable y muy resistente, mientras que otro valor de la relación de vacíos de 14 da una porosidad de aproximadamente 0.93 similar a la de una arcilla coloidal muy blanda y deformable como la del Valle de México.

Al conjuntar el criterio anterior con el conocimiento del origen geológico y con los resultados de exploración y laboratorio de los **suelos finos en estudio**, se pueden establecer dos tipos de arreglo estructural en función de la relación de vacíos.

1. Los que tienen una **relación de vacíos cercana a 8** ($n \approx 0.88$), asociados con estratos de poco espesor compuestos por arcillas orgánicas e intercalas por vetas de turba; y
2. aquellos cuya **relación de vacíos es del orden 3** ($n \approx 0.75$), suelos que corresponden con arcillas de alta y baja plasticidad conformando los estratos de mayor espesor del suelo en estudio. Conviene señalar que el promedio de la relación de vacíos encontrada al conjuntar los trabajos de investigación previos con los actuales es de 1.4 ($n \approx 0.58$)

Desde este punto de vista, los análisis que enseguida se presentan consideran los dos tipos de materiales por separado para poder determinar la influencia de cada uno de ellos en el comportamiento del conjunto.

- **Análisis de los resultados generados en pruebas de compresión simple.**

La [Figura No. 4.6](#), muestra las curvas esfuerzo deformación unitaria que se obtuvieron en los ensayos de compresión no confinada para las muestras inalteradas de suelo recuperadas en el sondeo de exploración del TR-3. Se ha elegido este sondeo, porque numéricamente tiene los valores de resistencia más bajos respecto a los que se presentan en los cinco sitios explorados y por lo tanto se considera que se están revisando las condiciones más adversa que pueden encontrarse en el terreno de cimentación para el diseño geotécnico.

Los aspectos que destacan son:

La consistencia natural varía entre muy suave para los estratos superficiales, a semirígida (ver [tabla 4.3](#)) en muestras recuperadas a más de 15m de profundidad.

La relación de vacíos y el contenido natural de agua de la muestra M4-2 son del orden de 8 y 10 veces más grande que los respectivos valores de las otras muestras. Si se observa el perfil estratigráfico correspondiente se concluye que la muestra corresponde a un estrato de arcilla con alto contenido de materia orgánica. La forma de su curva esfuerzo-deformación implica un comportamiento plástico, alcanzando deformaciones del orden de 18% para un valor del esfuerzo prácticamente constante (0.19kg/cm^2). Este comportamiento se corrobora por la forma *abarrilada* que tomó la probeta durante el ensaye, sin que se generaran planos claros de deslizamiento. Se determinó un modulo de elasticidad inicial tangente muy pequeño (15t/m^2), lo que aunado con lo anterior permite concluir en que es un estrato altamente deformable incluso cuando experimenta un incremento de esfuerzos relativamente pequeño.

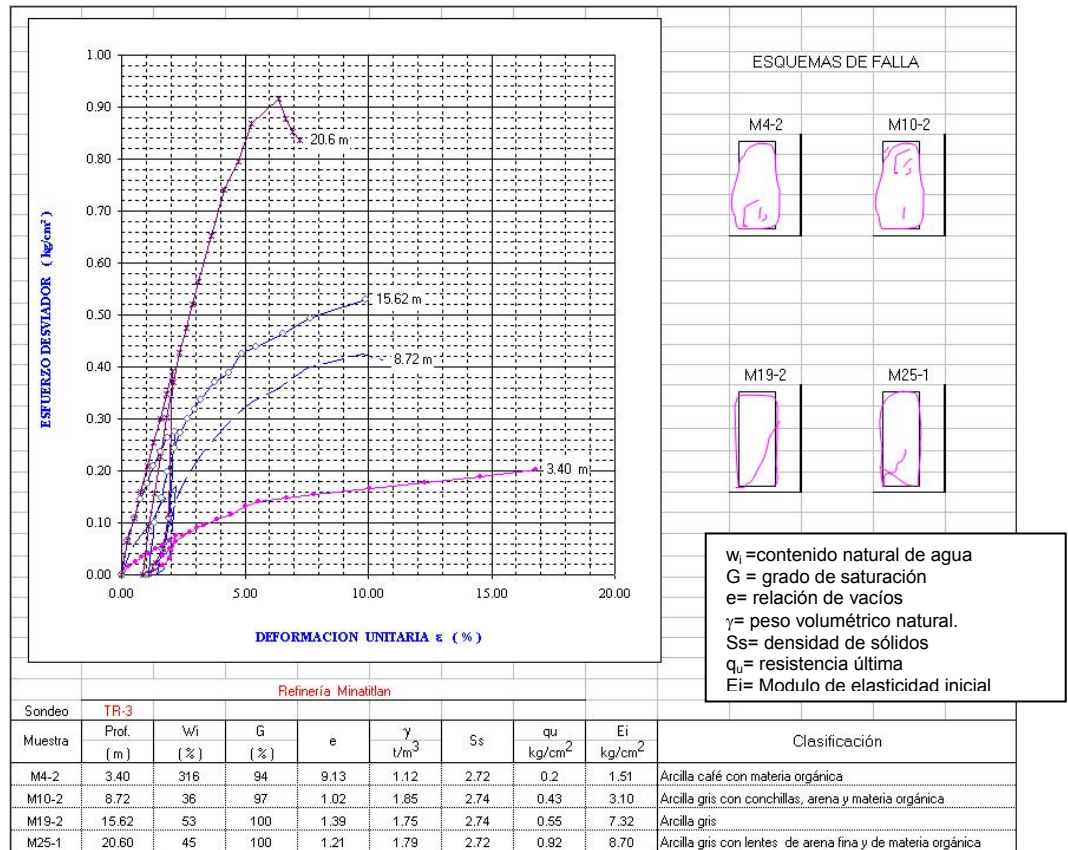


Figura No. 4.6. Resultados de pruebas de compresión no confinada (TR-3).

A medida que se profundiza en el mismo estrato arcilloso, la relación de vacíos varía entre 1.02 y 1.39 y el valor de la resistencia y del módulo de rigidez van aumentando, no obstante su comportamiento plástico se sigue manteniendo por lo menos hasta la profundidad de recuperación de la muestra M10-2,

en la que se puede ver una forma *abarrilada* de la probeta ensayada y deformaciones del 10% para el esfuerzo considerado de falla (0.43kg/cm^2).

En la probeta M25-1 ($e=1.21$), la curva esfuerzo deformación hace pensar que su comportamiento tiende más al de tipo elástico, con un esfuerzo de falla bien definido (0.92kg/cm^2) en una deformación unitaria del 5%. Sin embargo, la probeta falla por un plano que sale de la base, posiblemente generado en el momento de labrar la probeta lo que deja en tela de juicio tal resultado. De cualquier forma es claro que a la profundidad de 20m la arcilla tiene una porosidad menor a la de los estratos superficiales y consecuentemente sus propiedades mecánicas son menos adversas.

El ciclo de carga y descarga permite establecer que la deformación elástica del suelo en general es del orden 1%. Podría decirse entonces que el comportamiento dominante del suelo es más plástico que elástico. Esperando grandes deformaciones para incrementos de esfuerzos relativamente bajos, del orden de 0.2kg/cm^2 en los primeros 10m de profundidad y de 0.40kg/cm^2 a mayor profundidad.

En el perfil estratigráfico del TR-4, se obtuvieron algunas muestras de suelo que tienen relaciones de vacíos entre 3.18 y 4.21, valores que no se observaron en las muestras indicadas en la figura anterior. Razón por la que se considera su análisis a partir de la curva esfuerzo deformación de la [Figura No. 4.7](#).

Dichas muestras de suelo se recuperaron aproximadamente a 3m de profundidad, su curva esfuerzo-deformación señala nuevamente un comportamiento predominantemente plástico que produce deformaciones unitarias entre 10% y 15% para esfuerzos de falla de 0.48 y 0.25kg/cm^2 respectivamente, es decir son de consistencia natural muy suave o suave. La forma de falla de las probetas es por deformación sin definirse planos de deslizamiento.

Las otras muestras de suelo incluidas en la figura anterior tienen relaciones de vacíos del orden 1 y su comportamiento se considera también plástico, aunque su rigidez aumenta con la profundidad, cambiando su consistencia natural de suave a semi-rígida

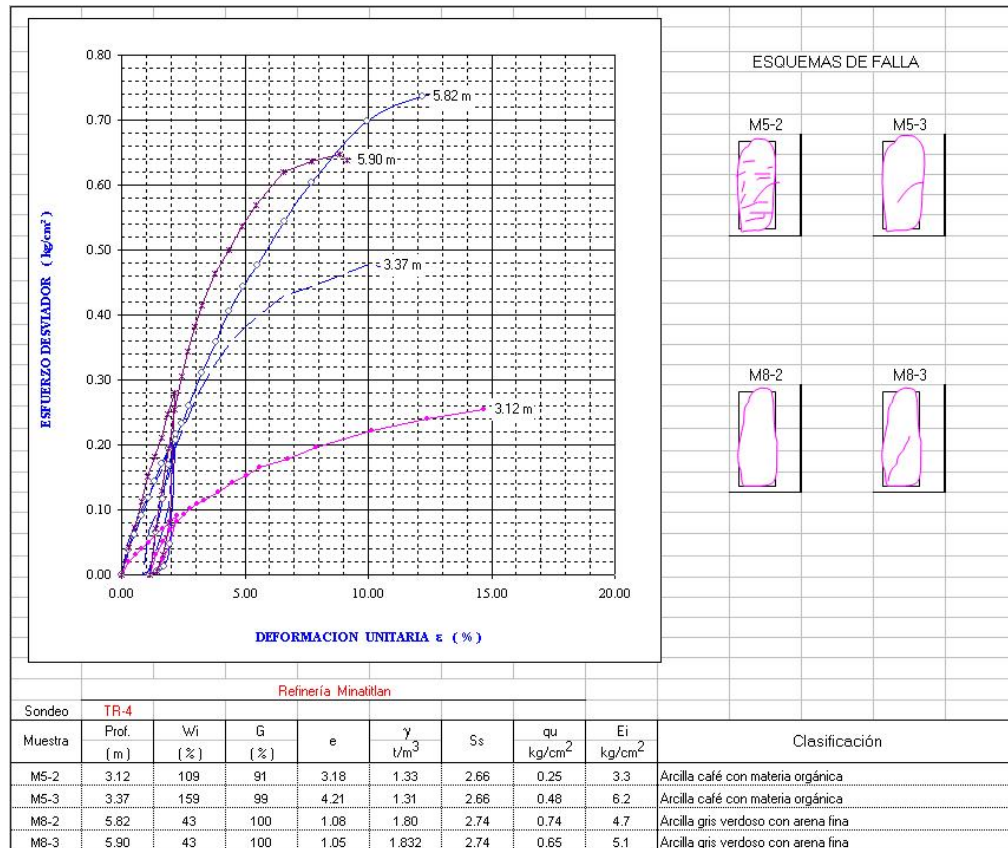


Figura No. 4.7. Resultados de pruebas de compresión no confinada (TR-4).

- **Análisis de resultados generados con las pruebas de compresión triaxial no drenada no consolidada (UU).**

En la [Figura No 4.8](#), se muestran los curvas esfuerzo deformación, y los círculos de Mohr con el resultado de cuatro pruebas triaxiales UU realizadas en otro tramo de las mismas muestras inalteradas de suelo del sondeo TR-3.

Aspectos a destacar:

En cada una de las cuatro pruebas, se aprecia que los círculos de Mohr, tienen prácticamente el mismo diámetro sin importar la magnitud del esfuerzo confinante, lo cual se preveía al considerar que las arcillas ensayadas están completamente saturadas y normalmente consolidadas en campo. De esta forma, la resistencia al esfuerzo cortante de los estratos coloidales se puede establecer como constante con valores iguales a los de la cohesión indicada en la [figura 4.8](#), siempre y cuando las condiciones de diseño que se revisen en campo prevean la posibilidad de una falla en el suelo sin permitir el cambio de volumen, proceso que se asocia con la etapa constructiva de los terraplenes.

Para el caso del TR-3, el valor de la cohesión se incrementa con la profundidad, pasando de 0.11kg/cm^2 en 3.60m, a 0.78kg/cm^2 en 20.80m. Este incremento también se aprecia en la rigidez del material; lo cual es congruente con el efecto que produce el mayor esfuerzo efectivo que se tienen a mayor profundidad y desde luego la antigüedad de aplicación de tal esfuerzo, haciendo que la estructura del suelo mejore reduciendo el valor de la porosidad, para un mismo estrato.

4.- Trabajos adicionales...

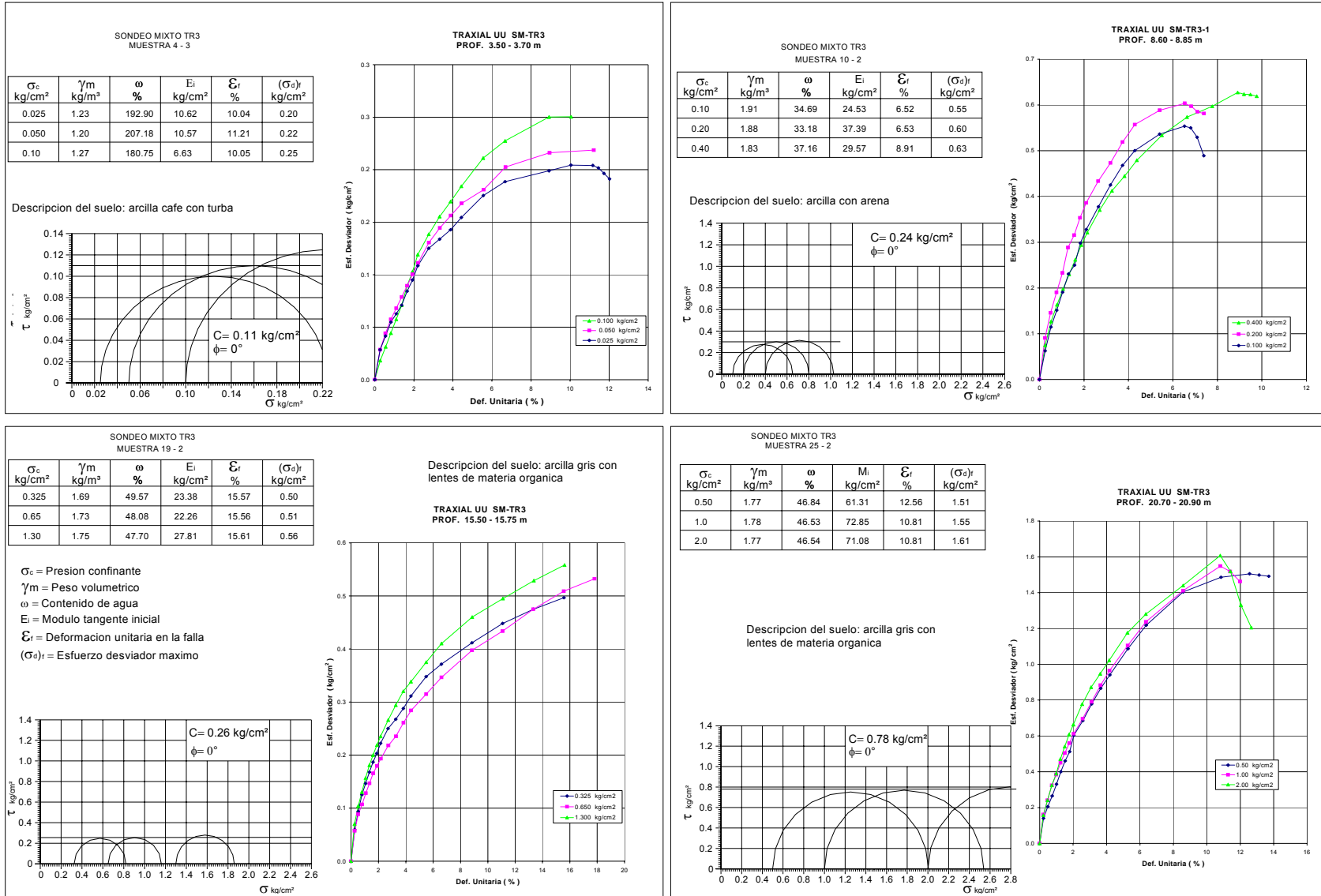


Figura No. 4.8. Resultados de pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-3)

Los esfuerzos desviadores considerados máximos, se tienen para valores de deformación unitaria relativamente grande, en general mayor al 10%; además, la forma de las curvas esfuerzo-deformación no tienen un punto de falla definido, lo que corrobora el comportamiento predominante plástico que se identificó con las pruebas de compresión simple. Esto es importante porque conduce a establecer que para ciertos niveles de incremento de esfuerzo, (del orden de los indicados en el párrafo anterior) la deformación será el parámetro que rijan en el diseño geotécnico,

La variación con la profundidad de la cohesión y del módulo de elasticidad tangencial inicial, para el suelo de apoyo de los 5 terraplenes de prueba, se muestran en la [Figura No. 4.9](#).

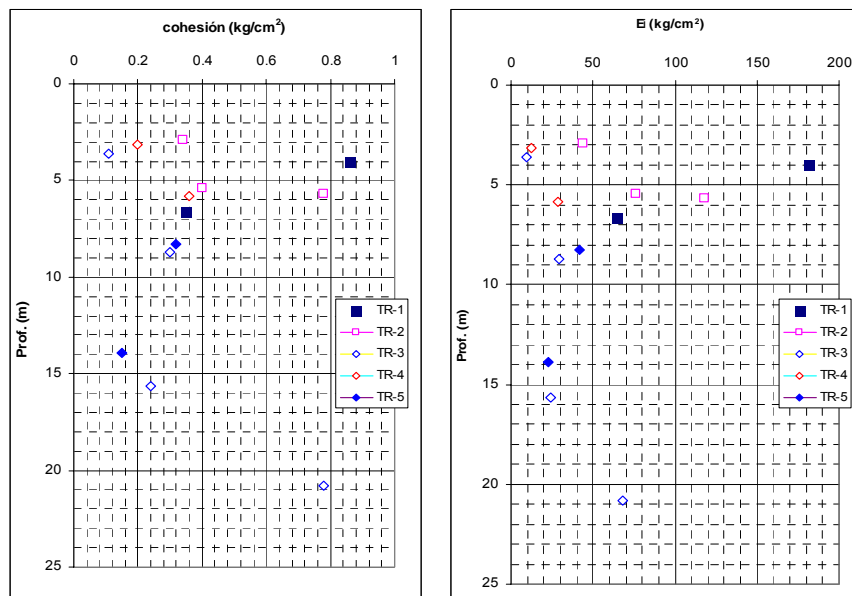


Figura No. 4.9. Resultados de pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada

Como se puede observar, la dispersión de valores es grande, sin embargo, los datos más pequeños corresponden con los del TR-3, cuyas gráficas se han analizado anteriormente. Desde luego, cada terraplén de prueba debe diseñarse con las propiedades mecánicas correspondientes a las condiciones estratigráficas particulares.

- **Análisis de resultados generados con las pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada (CU).**

Las características generales del comportamiento esfuerzo deformación que se tuvieron en las pruebas triaxiales que simulan la consolidación del terreno de apoyo bajo una carga y su posterior falla repentina, se muestran esquemáticamente en [la Figura No. 4.10](#). Para establecer una ley de resistencia confiable en

el diagrama de Mohr, cada prueba se hizo con tres probetas consolidadas bajo un esfuerzo de confinamiento isotrópico diferente en cada una de ellas.

Los cuatro casos presentados en la figura indicada corresponden al perfil estratigráfico del TR-3. Sin embargo, el análisis que ahora se hace podría aplicarse de igual manera a los resultados obtenidos para cualquiera de los otros sondeos.

Los aspectos que se destacan son:

Entre mayor sea el esfuerzo de consolidación en la primera etapa de la prueba, su resistencia al esfuerzo cortante aumenta en la etapa de la falla.

Los tres círculos de Mohr para cada prueba, pueden ligarse con una línea recta tangente a ellos, la cual representa la ley de resistencia al esfuerzo cortante, en la que se distingue un valor de la cohesión aparente (intersección de dicha línea con el eje de las ordenadas) y un valor del ángulo de fricción interna (inclinación de la línea tangente respecto a la horizontal).

Por ejemplo para la muestra M10-3 ubicada entre 8.85 y 9.10m de profundidad, su ley de resistencia sería:

$$\tau = 0.14 + \sigma_n \tan 37^\circ \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (\text{ec. 4.4})$$

(las variables ya fueron definidas anteriormente)

Para alcanzar el esfuerzo considerado de falla en cada probeta, se tuvieron que generar deformaciones unitarias del orden de 10% o más, lo que hace pensar en un comportamiento predominantemente plástico. Aunque no se presentan aquí los esquemas que muestran la forma de falla de las probetas, en general no se tuvieron planos de falla definidos, sino deformaciones diversas en las probetas, lo que refuerza la hipótesis del comportamiento predominantemente plástico (grandes deformaciones a partir de cierto nivel de esfuerzo) del suelo.

4.- Trabajos adicionales...

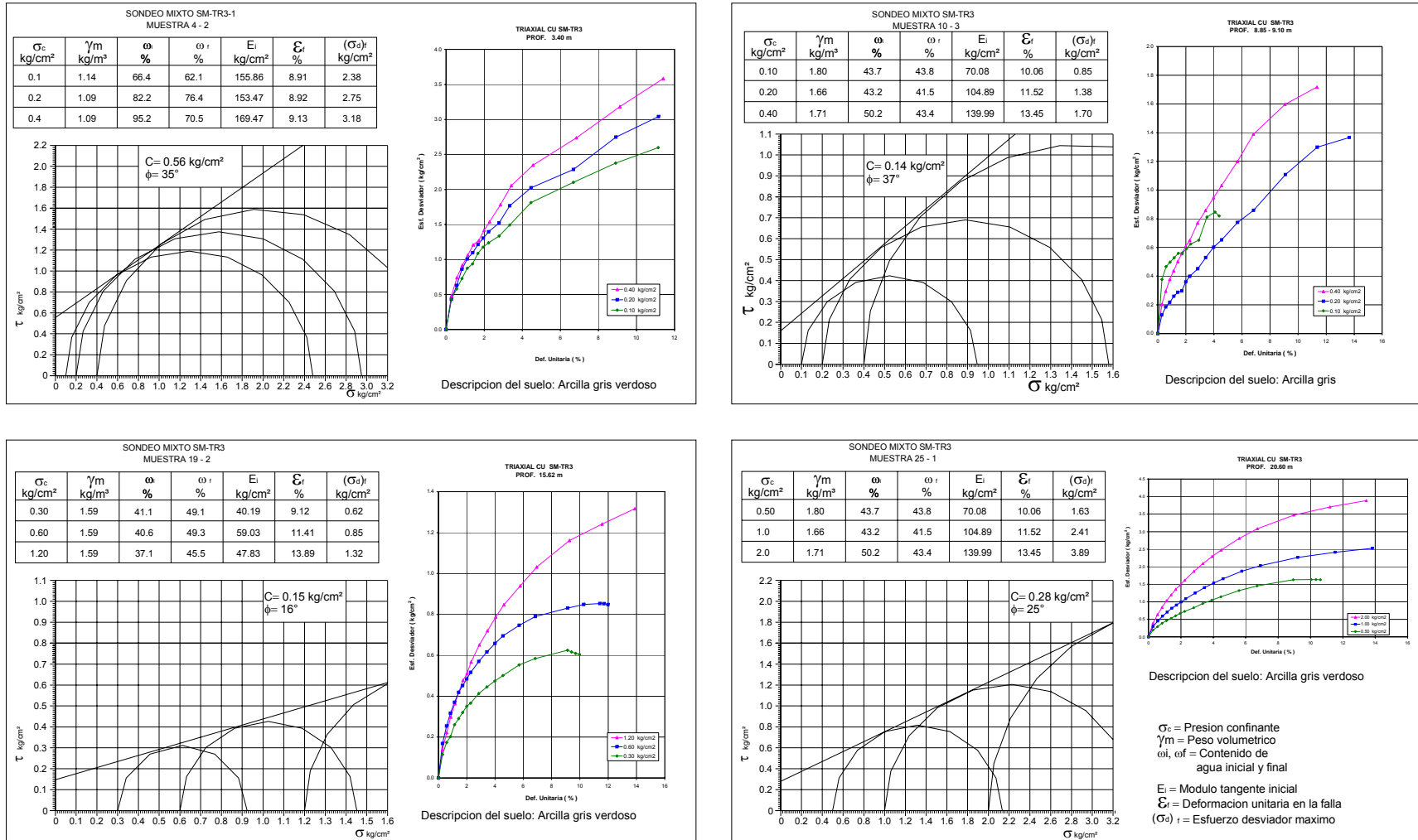


Figura No. 4.10. Resultados de pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada (CU)

En las **Figura No. 4.11**, se muestra la variación de la cohesión y del ángulo de fricción interna con la profundidad, para cada uno de los cinco terraplenes de prueba.

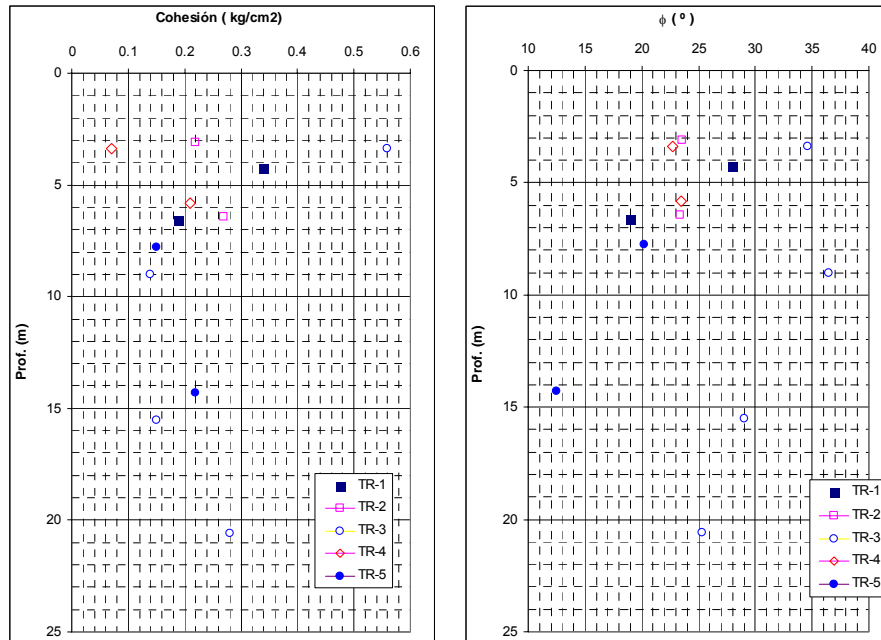


Figura No. 4.11. Resultados de pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada (CU).

Para la **cohesión**, el rango de dispersión es considerable, de la misma forma en que se señaló en el **capítulo 2**, sin embargo, los pocos datos que ahora se muestran tienden a concentrarse alrededor de **0.2kg/cm²**, prácticamente a cualquier profundidad.

En cuanto al **ángulo de fricción interna**, la dispersión también es importante, aunque en los primeros 10m se observa una tendencia a un valor del orden de **23^a**, el cual es cercano al promedio de 20° indicado como valor promedio en el análisis de resultados que se hizo en el **capítulo 2**.

Se destaca el hecho de que para el TR-3, que tuvo los valores más bajos de la cohesión aparente en las pruebas tipo UU, ahora muestra los valores del ángulo de fricción interna más grandes, incluso por arriba del promedio general descrito en el **capítulo 2**. Este hecho se atribuye a la posible existencia de lentes de arena en la probeta de suelo, que permitieron una mayor velocidad de drenaje del agua de los poros durante la etapa de consolidación y consecuentemente un incremento en el esfuerzo efectivo y en el ángulo de fricción interna en la etapa de falla. **En el diseño** del terraplén correspondiente, **no se recomienda** utilizar estos datos sino los valores promedio que se han obtenido en esta campaña de trabajos y en las anteriores. Para los otros terraplenes de prueba, se podrían emplear los valores de resistencia indicados en la figura anterior.

En el diseño geotécnico de los terraplenes de prueba deberán utilizarse los resultados de las pruebas triaxiales rápidas, considerando que la velocidad de construcción no dará tiempo a la disipación de la presión de poro que se va generando en los suelos coloidales. La condición más crítica, sería cuando se hayan construido completamente los terraplenes.

- **Análisis de resultados generados con las pruebas de consolidación unidimensional.**

En este análisis se presentan por separado los resultados gráficos de los dos tipos de suelos identificados anteriormente en función de la relación de vacíos. El objetivo es comparar dicha información y tenerla en cuenta en el diseño geotécnico de los terraplenes, de los drenes verticales y de la instrumentación correspondiente.

En el inciso a) de la [Figura No. 4.12](#), se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas para los materiales con relación de vacíos (e) del orden de 8. En el inciso b), la misma gráfica para los suelos que predominan en el terreno de cimentación y que tienen una e entre 4 y 0.6, con un valor promedio del orden de 1.4, según los datos mostrados en la [figura No. 2.8 del capítulo 2](#). En la parte inferior de cada gráfica, se han incluido algunos valores de propiedades índice y mecánicas de las muestras ensayadas que ayudarán a comprender mejor los resultados.

En la gráfica del inciso a):

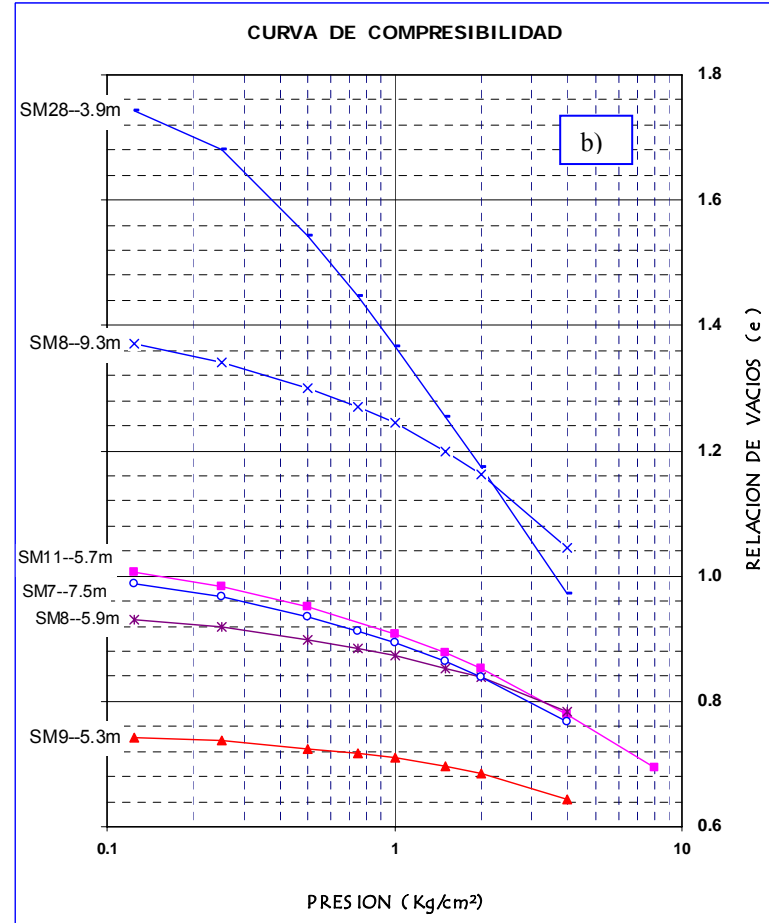
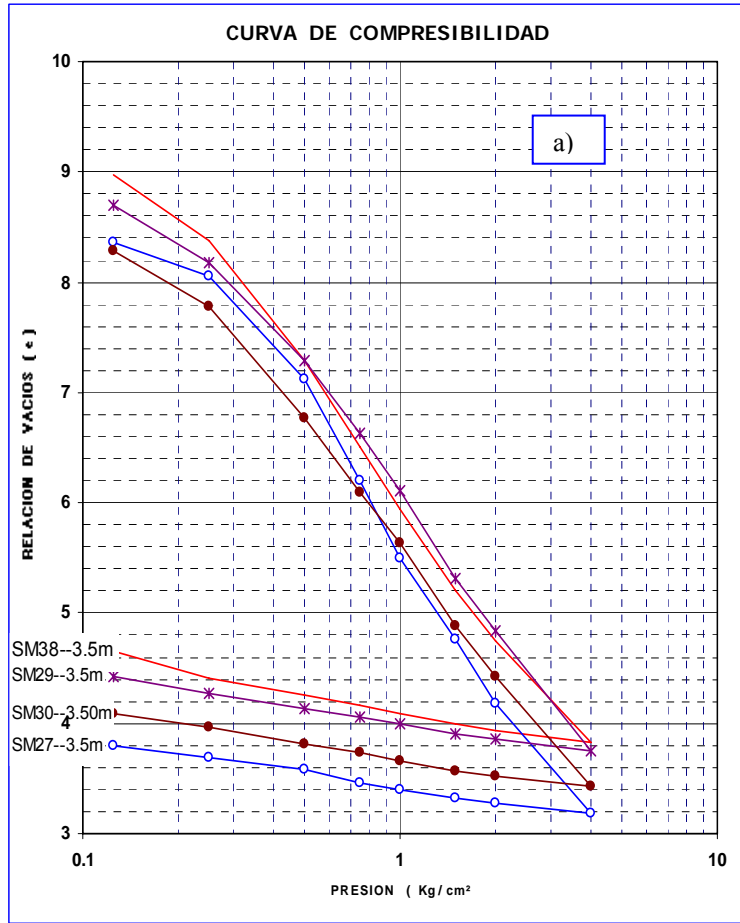
Las altas relaciones de vacíos corresponden con contenidos de agua del orden de 400% o más, con límite líquido, en general, menor que el contenido natural de agua y con índice plástico mayor de 100%. Además, el número de golpes en la prueba de penetración estándar (N), arriba y debajo de la profundidad de recuperación de cada muestra fue cero ó uno en el mejor de los casos.

Utilizando el criterio de Casagrande se determinó el esfuerzo de preconsolidación (P_c) en las curvas de compresibilidad. Apoyados en el perfil estratigráfico de cada sondeo, se estimó el esfuerzo vertical efectivo existente in situ a la profundidad de recuperación de la muestra, y de la comparación de ambos

esfuerzos, se estableció que los suelos en general están **normalmente consolidados** $\left(OCR = \frac{P_c}{\sigma_0} = 1\right)$

lo que ayuda a entender la forma de las curvas de compresibilidad en las que la *rama de recompresión*⁵ prácticamente no existe y solo se aprecia la parte recta de la *rama virgen*.

⁵ También se le llama rama estructurada. A la rama virgen se le puede decir por lo tanto rama no estructurada. Al esfuerzo de preconsolidación también se le identifica como esfuerzo de fluencia.



SM No.	M muestra	Prof m	N	F %	LL %	IP %	qu kg/cm ²	w %	e	G %	Ss	σ _o kg/cm ²	Pc kg/cm ²	OCR
27	6	3.5	0	93	300	185	0.15	418	8.733	96	2.01	0.25	0.25	1.0
29	6	3.5	1	99	449	279	0.20	480	9.144	92	1.76	0.25	0.25	1.0
30	5	3.5	0	93	375	263	0.16	412	8.878	100	2.05	0.25	0.25	1.0
38	5	3.5	0	34	230	120	0.10	444	9.364	100	2.10	0.25	0.25	1.0

SM No.	M muestra	Prof m	N	F %	LL %	IP %	qu kg/cm ²	w %	e	G %	Ss	σ _o kg/cm ²	Pc kg/cm ²	OCR
28	6-2	3.9	1	100	127	91	0.14	109	1.805	100	2.51	0.25	0.25	1.0
9	9	5.3	3	99	45	29	1.63	29	0.755	100	2.62	0.54	1.35	2.5
11	9	5.7	2	97	41	16	0.49	40	1.045	100	2.64	0.56	1.20	2.1
8	10	5.9	5	92	52	37	0.97	36	0.949	100	2.74	0.66	1.18	1.8
7	12	7.5	1	85	38	16		41	1.040	100	2.62	0.77	0.95	1.2
8	15	9.3	4	91	45	27	0.36	54	1.439	100	2.74	0.95	1.11	1.2

Figura No. 4.12.- a) Curvas de compresibilidad para suelos con e≈8. b) para materiales con e≈3 o menor.

La pendiente de dichas curvas (de la rama virgen), a la que también se le conoce como **índice de compresibilidad** es del orden de **4.33**, valor que cae en el rango de los suelos altamente compresibles, es decir, para pequeños incrementos de esfuerzos se tienen una disminución importante en la relación de vacíos y por lo tanto de su volumen. De acuerdo con la [referencia 12](#), el índice de compresibilidad se puede relacionar con el cambio de volumen de un suelo de la siguiente forma:

Cc	Compresibilidad.
0.00-0.19	Baja
0.20-0.39	Media
0.40 o mayor	Alta a muy alta.

Por ejemplo, al comparar el cambio en la relación vacíos (Δe), que se produce en el rango de presiones que generan las curvas de compresibilidad anteriores, con la relación de **vacíos inicial**, se observa que se produce una disminución del orden de **50%** respecto a esta última.

En la misma figura, puede notarse que la pendiente (**índice de expansividad**) de las líneas que representan la descarga de la prueba, es prácticamente la misma para las cuatro curvas; su valor es **0.49**, es decir, aproximadamente 0.11 el valor de Cc. Ya que estos suelos están normalmente consolidados, cualquier incremento de carga caerá en la rama virgen de la curva de compresibilidad y por lo tanto se esperan deformaciones verticales importantes de dichos estratos.

Los estratos que tienen estas características ($e \approx 8$) se han identificado en el suelo de apoyo del TR-3 y en menor medida en el del TR-4, con espesores del orden de 1.5 y 0.5m respectivamente. En los otros terraplenes de prueba dichos suelos no se encontraron.

En la gráfica del inciso b):

Como puede notarse en la tabla ubicada abajo de la curva de compresibilidad correspondiente, la baja relación de vacíos puede correlacionarse con un contenido natural de agua que es cuando mucho del orden de 100% (TR-3), pero en general es menor de 60%. El límite líquido llega a ser de 60% y el índice plástico máximo de 37%. Es decir, son materiales arcillosos de baja a alta plasticidad, completamente diferentes a los mostrados en la parte a) de la [figura 4.12](#). Aunque el número de golpes en la prueba de penetración estándar indica que también son materiales blandos.

En el inciso b) de [la figura 4.12](#), se distinguen dos tipos de curvas en función de su geometría y de la profundidad. Para la muestra ubicada a **3.9m** de **profundidad**, se aprecia un comportamiento muy semejante al que tienen las arcillas orgánicas con $e \approx 8$, es decir, solo se distingue la rama virgen de la

curva, lo que concuerda con lo antes anotado, en cuanto a que a dicha profundidad, el terreno de apoyo está **normalmente consolidado** y se tienen las **relaciones de vacíos** más altas, en este caso del orden **de 1.8**. A medida que se va profundizando, la relación de vacíos disminuye y el comportamiento indicado por las curvas de compresibilidad va cambiando, ahora comienzan a distinguirse dos pendientes para el tramo de carga, que se asocian con la rama de recompresión y la rama virgen. La forma de las curvas, hace difícil determinar el punto de inflexión que separa los dos tramos, induciendo a pensar en la posibilidad de que las muestras de suelo hayan sido remoldeadas en demasía y por ello se tienen esos resultados. Si se acepta que no es un efecto de remoldeo y se hace uso del procedimiento de Casagrande para encontrar la carga de preconsolidación y por lo tanto los dos tramos de la curva, se llega a concluir que dichas muestras están **preconsolidadas con una OCR que varía de 1.2 a 2.5**.

El índice de compresibilidad (pendiente de la rama virgen) para la muestra a 3.9m es **C_c=0.63** (solo 15% de los suelos con $e \approx 8$) y para las otras muestras se puede considerar igual a **0.27** (6% de los suelos con $e \approx 8$). Para el primer caso la compresibilidad del suelo se considera todavía alta y para los segundos la compresibilidad se puede establecer como media, según lo descrito en párrafos anteriores.

La **pendiente** del tramo de **recompresión** (C_R) se ha estimado del orden de **0.08**. Aún cuando en el gráfico no se presentan las curvas en el tramo de descarga, su pendiente (**índice de expansividad**) es del orden de **0.04**, aproximadamente el 8% del valor que tienen las mismas curvas con $e \approx 8$.

Los datos anteriores, muestran que los espesores de suelos finos que más predominan en el terreno de cimentación tienen parámetros de deformabilidad ente 6 y 15 veces más pequeños de los que tienen los suelos altamente orgánicos $e \approx 8$.

En general la curvas de compresibilidad, tienen una configuración geométrica muy semejante en las muestras de suelos que están más allá de 5.0m de profundidad y que tienen una relación de vacíos menor de 3. En ninguna curva se define con claridad el punto de inflexión entre la rama de recompresión y la rama virgen ya que se tiene una transición suave, que hace pensar en la posibilidad de que las muestras de suelo hayan sido alteradas durante su manipulación, efecto que hasta la fecha no tiene un procedimiento claro de evaluación⁶.

Continuando con el análisis de los resultados de laboratorio de las pruebas de consolidación ahora se presentan los resultados del **modulo de compresibilidad volumétrica (m_v)**, el cual compara el cambio

⁶ Terzaghi y Peck en 1976 propusieron la construcción de una curva de compresibilidad para las condiciones reales in situ a partir de las curvas obtenidas en laboratorio para suelos normalmente consolidados. Y por la misma época Schmertmann, hizo lo propio para muestras preconsolidadas (Ref. 13). Ambos procedimientos se aplicaron en este caso, concluyendo que las gráficas de las muestras normalmente consolidadas prácticamente coinciden con la curva teórica; lo que no sucede en las curvas de las muestras preconsolidadas. Sin embargo, todas las muestras de suelo fueron manipuladas en forma semejante, así que no está claro tal efecto. Pudiera deberse a la propiedades estructurales del material.

de volumen (Δe) que sufre la probeta del suelo por cada incremento de esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$), con el volumen inicial de dicha probeta ($1+e$), según la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'(1+e)} \quad (\text{ec. 4.5})$$

La deformación volumétrica unitaria de la probeta se calcula como:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1+e}, \text{ así que } m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta\sigma'} \quad (\text{ec. 4.6})$$

Es decir, m_v representa el inverso del modulo de rigidez en una curva esfuerzo-deformación unitaria. En teoría, podría considerarse con un valor constante para la rama de recompresión y otro para la rama virgen de la curva de compresibilidad si ésta es construida en el espacio ε_v vs $\Delta\sigma'$ (Ref. 15). Sin embargo, se considera más fácil de calcular a partir de la curva de compresibilidad dibujada en el espacio e vs $\Delta\sigma'$ (ver la figura 4.12), lo que daría un valor diferente para cada incremento de carga, tal como se indica en la Figura No. 4.13.

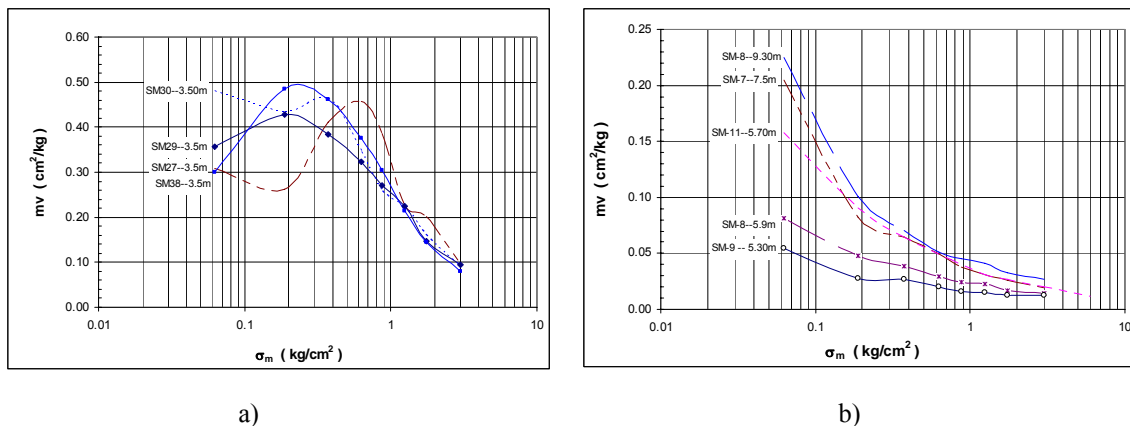


Figura No. 4.13.- a) Variación de m_v para suelos con $e \approx 8$. b) m_v para materiales con $e < 3$.

El cambio en la relación de vacíos es motivado, principalmente, por el movimiento que sufren los granos del suelo al ser forzados a ocupar posiciones más estables (reducción de huecos que forman las partículas sólidas del suelo y el agua, considerados incompresibles), haciendo que el material se vuelva menos blando. De esta manera la deformabilidad de un material será exclusivamente, función de la facilidad con que los granos que forman la estructura de un suelo puedan cambiar de posición y por consiguiente, del tipo de estructura del material. **Así pues la deformabilidad de un suelo depende de la rigidez y oquedad de su estructura.**

En los suelos **normalmente consolidados** con alto contenido de materia orgánica ($e \approx 8$), cuyo valor de m_v está representado por la gráfica del inciso **a)** en la figura interior, se observa que la **estructura** del suelo es **muy sensible** cuando el esfuerzo al que es sometido en la prueba de consolidación es cercano al esfuerzo efectivo que tenía in situ (0.25 kg/cm^2), registrándose en éste rango, los mayores cambios de la relación de vacíos y por consiguiente los **mayores valores de m_v** para la magnitud de incremento de esfuerzo utilizado. Después de este rango, las partículas sólidas del suelo tienden a acomodarse mejor haciéndose menos sensibles a los cambios de esfuerzos empleados en estas pruebas, y por consiguiente el valor de m_v tiende a disminuir.

En los estratos de **suelos finos preconsolidados** con poca materia orgánica y relaciones de vacíos máxima de 3, la variación de m_v en el rango de incremento de esfuerzos empleados en estas pruebas, se presenta en el inciso b) de la [figura 4.13](#). Las curvas dibujadas son muy semejantes entre sí y tienen la forma típica en que varía m_v , es decir, a medida que se van consolidando las probetas con un mayor esfuerzo, las estructura del suelo se va *cerrando*, y se vuelven **menos sensibles** a los cambios de esfuerzos.

De lo anterior se podría concluir que: en los suelos que tiene relaciones de vacíos del orden de 8, los cambios que sufre su estructura durante el proceso de consolidación son importantes, generándose un posible rompimiento de ella cuando el esfuerzo a que es sometida tiene un valor cercano al de preconsolidación. Para los suelos con relaciones de vacíos menor de 3, la continúa disminución del valor de m_v , con el incremento del esfuerzo, hace pensar en que la estructura del suelo nunca se rompe, sino que siempre tiende a lograr un mejor acomodo de las partículas sólidas con el incremento del esfuerzo.

Si la probeta del suelo en el consolidómetro representa una capa de suelo de espesor H y área A , comprimida por un esfuerzo uniforme $\Delta\sigma'$, que produce una deformación ΔH , la reducción de volumen (ΔV) puede expresarse como:

$$\Delta V = \Delta H \cdot A$$

Y la deformación volumétrica unitaria (ε_v):

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H \cdot A}{H \cdot A} = \frac{\Delta H}{H} \quad \therefore \Delta H = \varepsilon_v \cdot H$$

Por otro lado m_v se define como:

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta\sigma'} \quad \text{por lo tanto} \quad \Delta H = m_v \Delta\sigma' H \quad (\text{ec. 4.7})$$

Es decir, se llega a una expresión que permitirá calcular el asentamiento que sufrirá un cierto estrato de suelo de espesor H , al conocer el incremento de esfuerzos a que estará sometido, y su respectivo valor de m_v .

Para el caso en estudio, el valor de m_v a utilizar en los análisis de asentamientos se ha establecido en las gráficas de la [figura 4.14](#) y en un capítulo posterior se presenta un ejemplo de cálculo.

Curvas de consolidación:

Para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro del progreso de la deformación a través del tiempo. Con estos datos se construye una gráfica en escala semilogarítmica llamada curva de consolidación. Tomando como referencia las hipótesis de la teoría de consolidación de Terzaghi, dicha curva permitiría establecer **dos procesos** por los cuales ocurre la deformación en la probeta del suelo; el primero estaría representado por la zona AB de la curva mostrada en la [Figura No. 4.14](#), el cual está gobernado principalmente por la **expulsión del agua** de los poros del suelo saturado que está sometida a una presión mayor de la hidrostática y tiende a su estado de equilibrio transmitiendo dicha presión a las partículas sólidas del suelo, haciendo que el esfuerzo efectivo se vaya incrementando y se tenga una reducción de volumen. A este proceso se le llama **consolidación primaria**. El segundo estaría caracterizado por la zona BC de la misma figura y corresponde a un proceso en el que se considera que el **esfuerzo efectivo** permanece aproximadamente **constante**, así que la deformación que experimenta la probeta de suelo, se debe a un cambio en la estructura del suelo (**deformación por cambio de forma**) y muy poco a un cambio de volumen (deformación por expulsión de agua). En éste proceso la deformación es más lenta, su velocidad depende de la fluidez del agua que se encuentra entre las partículas coloidales de arcilla, presentes en los suelos finos de alta plasticidad ([Ref. 4](#)); a dicho proceso se le conoce como **consolidación secundaria**.

Este enfoque implica que se separen⁷ los efectos de consolidación primaria y de la consolidación secundaria, proponiendo que esta última se desarrolle una vez terminada la primaria ó que se consideren despreciables los efectos secundarios al inicio.

En la curva deformación-tiempo, con este último parámetro graficado en escala logarítmica, la deformación secundaria se puede considerar con un comportamiento logarítmico lineal decreciente con el tiempo, según lo indicado en la [figura 4.14](#).

⁷ Existe otro enfoque de análisis (Sukjle, 1957; Marsal, 1961; Bjerrum, 1967; Zeevaert, 1986; Leroueil et al 1987; Crawford, 1986) que supone que tanto la consolidación primaria como la secundaria se inician simultáneamente; implica que se obtendrían mayores asentamientos al final de la consolidación primaria que los calculados con la teoría de Terzaghi.

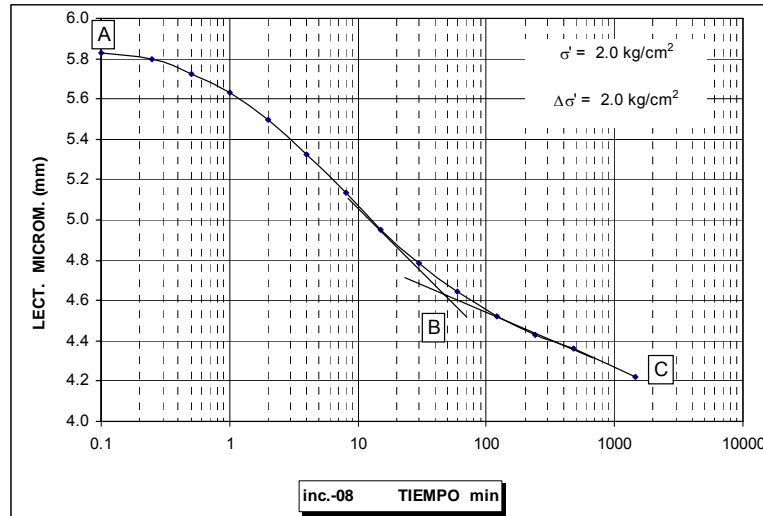


Figura No. 4.14.- Evolución de la deformación con el tiempo de un espécimen de suelo, bajo un incremento de esfuerzo efectivo (curva de consolidación).

El punto B corresponde, teóricamente⁸, al tiempo en el que la presión del agua de los poros que apareció por el esfuerzo a que fue sometida la muestra de suelo, se ha disipado completamente. En este momento se considera que la presión total aplicada, está siendo soportada por las partículas sólidas del suelo; se dice entonces que se ha logrado el 100% de la consolidación primaria.

El parámetro con el que se determina la magnitud de la consolidación secundaria es la pendiente de la parte recta de la curva de consolidación, se define como “**coeficiente de compresión secundaria**”, C_α

(Mesri , 1973). $C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$; donde Δe es el cambio en la relación de vacíos durante el intervalo de

tiempo $\Delta \log t$.

Otra manera usual de definir el “coeficiente de compresión secundaria” es mediante el incremento en la deformación volumétrica, $\Delta \varepsilon$.

$$\varepsilon_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log t} = \frac{C_\alpha}{1+e}; \Delta \varepsilon = \frac{\Delta H}{H}; \Delta H \text{ es el cambio de altura de la probeta, y } H \text{ es la altura inicial de la}$$

probeta.

⁸ Procedimiento empírico propuesto por A. Casagrande. Cuando las curvas de consolidación no tienen una forma con la que sea posible distinguir los dos procesos de deformación, se puede recurrir a otro método empírico propuesto por D. W. Taylor.

En los suelos con un ε_a menor de 0.1% la “compresión secundaria” no es significativa; asimismo, el valor de ε_a rara vez es mayor de 10% (Ref. 4). Investigaciones de laboratorio, han permitido concluir que los factores que intervienen en el valor del “coeficiente de compresión secundaria” son: (Mesri 1973, 1987) tiempo de permanencia de la carga, nivel de esfuerzos, relación de incremento de carga, tipo de estructura, estado de esfuerzos y velocidad de deformación (Ref. 14)

La magnitud de ε_a ha servido para clasificar la deformación secundaria de los suelos, como se muestra en la [Tabla No. 4.4⁹](#). (Ref. 4).

Tabla No. 4.4.- Clasificación de los suelos basada en el coeficiente de compresión secundaria (Mesri 1973).	
Coeficiente de compresión secundaria ε_a en porcentaje (%).	Compresibilidad secundaria.
< 0.2	Muy baja
0.4	Baja
0.8	Media
1.6	Alta
3.2	Muy alta
>6.4	Extremadamente alta

Para establecer la influencia de la **consolidación secundaria en el caso en estudio**, se presentan algunas curvas de consolidación típicas obtenidas de los trabajos de laboratorio. En primer lugar se muestran en [la Figura No. 4.15](#), las que se registraron para **suelos con relaciones de vacíos del orden de 8**, y en donde se tiene una importante cantidad de materia orgánica.

En dicha figura, se aprecia que las curvas de consolidación tienen diferentes características geométricas que no se parecen mucho a la presentada en [la figura 4.14](#), salvo para la presión más alta de 4.0kg/cm². Lo cual confirma lo descrito antes, en cuanto a que el **nivel de esfuerzos influye en la forma de las curvas de consolidación**.

⁹ Esta tabla ha sido generada a partir de la revisión de un gran número de resultados en pruebas de laboratorio en ciertos suelos, por lo que su utilización está limitada exclusivamente a tener una idea general del tipo de suelo con el que se está trabajando.

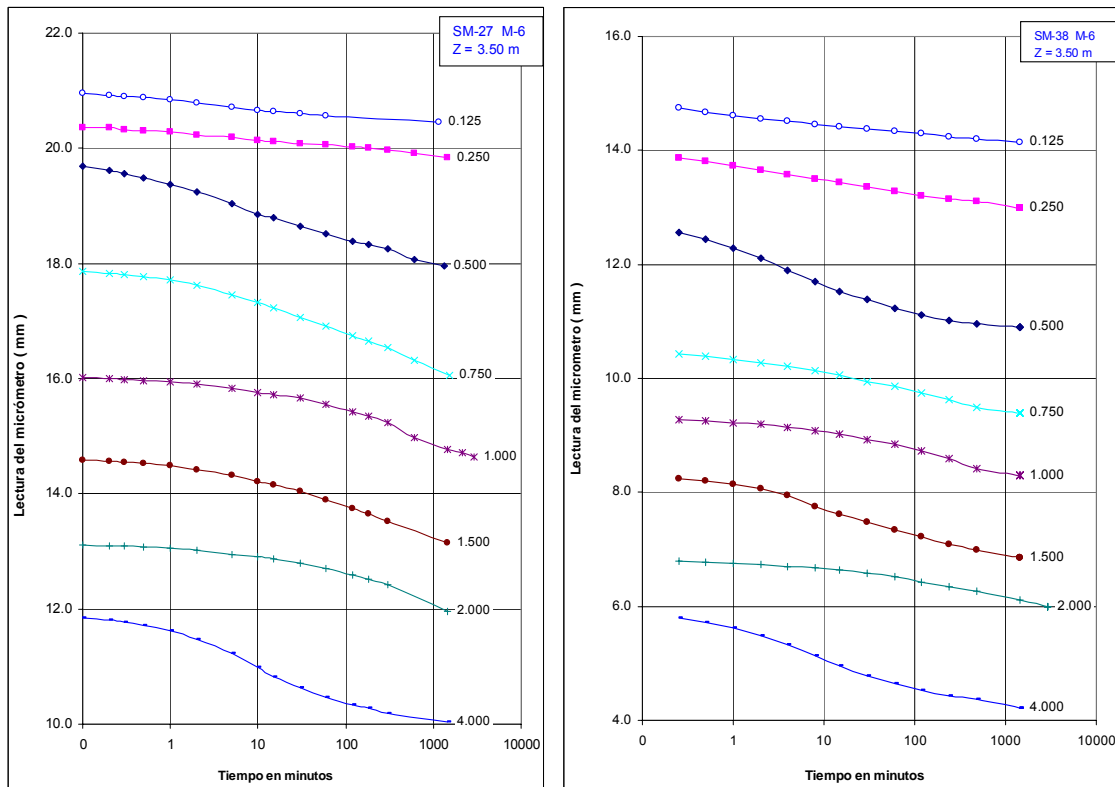


Figura No. 4.15.- Curvas de consolidación típicas del suelo en estudio con $e \approx 8$. Cada curva es producto del esfuerzo que se indica en kg/cm^2 .

Como se anotó, estas muestras corresponden a materiales normalmente consolidados con esfuerzo efectivo de consolidación del orden de $0.25 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Este dato sirve ahora para referir en la figura anterior, que las curvas de consolidación obtenidas para esfuerzos menores o iguales a dicha presión, tienen una variación prácticamente lineal y es difícil establecer con el procedimiento de Casagrande cuál es la rama de compresión primaria y cuál la de secundaria. Para presiones hasta de $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$, en la mayoría de las curvas se observa una pequeña concavidad hacia abajo, pero tampoco es posible establecer las fronteras de los diferentes procesos de deformación. Finalmente, para presiones de $4 \text{ kg}/\text{cm}^2$ las curvas de consolidación tienen una forma muy semejante a la indicada en la [figura 4.14](#), con la cual el procedimiento de Casagrande ayuda a establecer la magnitud de la compresión primaria y secundaria.

Para los casos en que no aplica el procedimiento empírico de Casagrande¹⁰, se empleará el método de D.W. Taylor para obtener las fronteras de los dos tipos de deformación (primaria y secundaria), según lo que se aprecia en la [Figura No. 4.16](#).

¹⁰ Este método se basa en las hipótesis de la teoría de consolidación de Terzaghi. Establece que la curva teórica de consolidación resulta recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación cuando se le grafica contra la raíz del factor tiempo. Si se prolonga este tramo recto, se observa que para el 90% de consolidación, la abscisa de la línea prolongada debe multiplicarse por 1.15. ([Ref. 3.10](#))

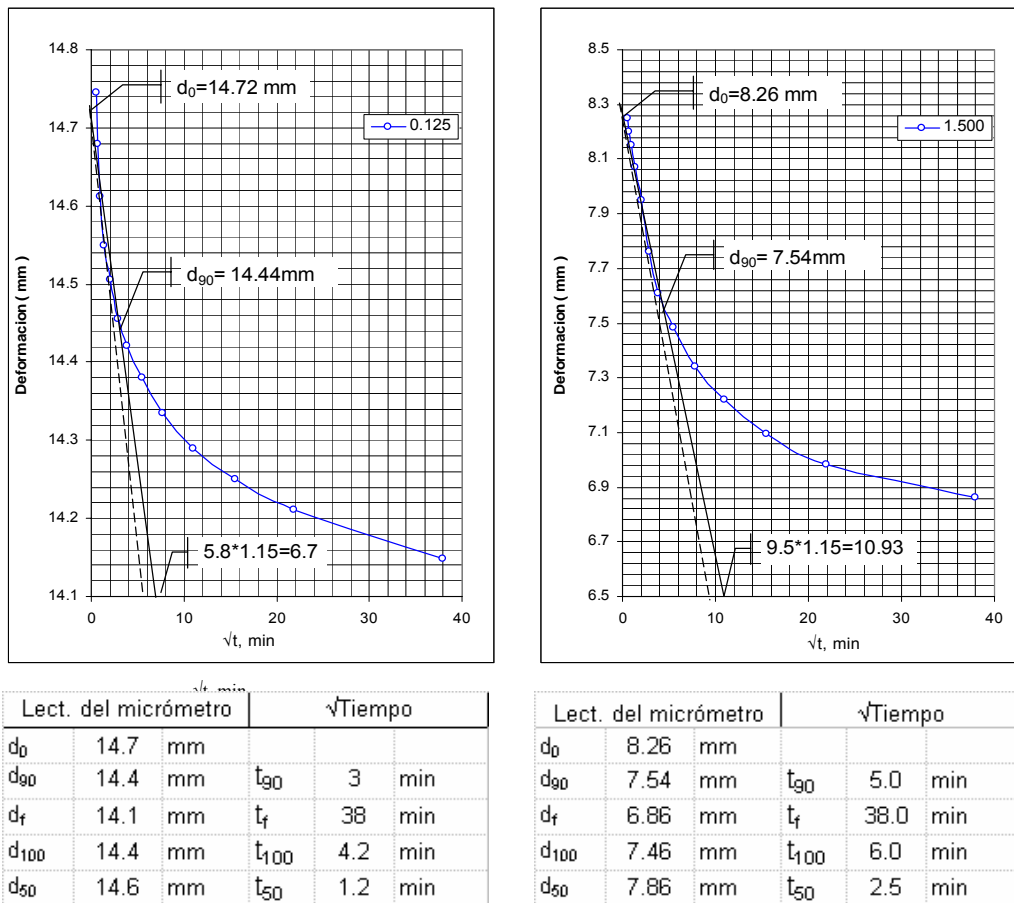


Figura No. 4.16.- Método de Taylor para encontrar las fronteras de consolidación (primaria y secundaria) para esfuerzos (0.125 y 1.50 kg/cm²) donde el método de Casagrande no aplica porque no se definen las diferentes ramas de consolidación.

La información anterior permite el cálculo de diferentes parámetros de consolidación del suelo. Sin embargo, lo que se **quiere resaltar aquí**, es que la magnitud de la **consolidación primaria** corresponde aproximadamente con el **55% de la deformación total** registrada en cada uno de los incrementos de carga y el restante **45%** sería la **deformación secundaria**. Esto es muy importante cuando se quieren tomar decisiones en cuanto a la necesidad de colocar algún tratamiento para acelerar la deformación vertical del terreno de cimentación, por ejemplo utilizando **drenes verticales**, cuya función es acelerar la parte correspondiente a la denominada **consolidación primaria** (cambio de volumen del suelo) y que en este caso sólo ayudaría a alcanzar en un menor tiempo **el 50% de la deformación total**, en los estratos que tienen un alto contenido de materia orgánica y una alta relación de vacíos.

Para los mismos materiales pero sometidos a una **presión mucho más grande** (4kg/cm²) que la de **preconsolidación**, la curva de consolidación típica tiene la forma indicada en la [Figura No. 4.17](#), en la que sí se puede hacer uso del Método de Casagrande para determinar los límites de la consolidación primaria.

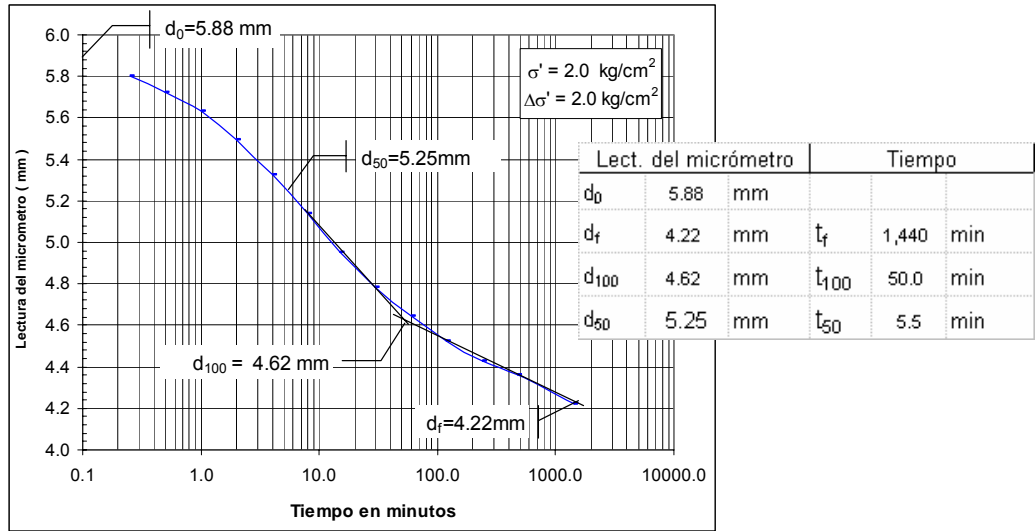


Figura No. 4.17.- Método de Casagrande para encontrar las fronteras de consolidación (primaria y secundaria)..

Para **este caso**, la magnitud de la **deformación primaria** comparada con la deformación total que produce el esfuerzo de consolidación, es del orden del **70%**, y el restante **30%** corresponde con la **consolidación secundaria**, en el rango de datos medidos en el laboratorio.

Un **dato** muy importante **que se destaca** es que el **tiempo** en que se produce la mayor parte de la **consolidación primaria** para cualquier nivel de esfuerzos, está entre 25 y 50min para los casos mostrados en la **figura 4.15**. Con esta información y los datos del perfil estratigráfico del TR-3, en donde el espesor de los suelos finos con $e \approx 8$ es el mayor de los sitios explorados, se puede hacer un cálculo (bajo los **hipótesis** de la teoría de consolidación **de Terzaghi**) para tener una idea del tiempo que se requiere en campo para producir la consolidación primaria, según lo siguiente:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2}$$

Profundidad (m)		Espesor (m)	drenado	H	t ₁₀₀ (lab)	t ₁₀₀ (campo)
De	A			(m)	min	meses
3.2	4.0	0.8	2 lados	0.4	50	2
4.8	6.2	1.4	2 lados	0.7	50	6

Es decir, se requerirían aproximadamente 6 meses para que el estrato de mayor espesor experimente la mayor parte de su deformación por cambio de volumen ante un incremento de esfuerzos. Este tiempo debe compararse con el requerido por los otros estratos compuestos por suelos finos.

Calculando el **coeficiente de compresión secundaria** determinado como ε_{α} para las curvas de consolidación antes indicadas, se tienen los siguientes valores con que se clasifica el suelo en función de la presión de consolidación según la [tabla 4.4](#).

Presión (kg/cm ²)	ε_{α} (%)	Compresibilidad secundaria.
0.125	0.40-0.70	Media
1.5	2.73-3.90	Alta
4	2.70-4.30	Alta a muy alta.

Esta tabla señala la importancia que tiene la consolidación secundaria de los estratos con alta relación de vacíos, sobre todo cuando los esfuerzos inducidos son mayores a los de preconsolidación.

Para el caso de los materiales que tienen una **relación de vacíos del orden de 3**, las curvas de consolidación se presentan en las gráficas de la [Figura No. 4.18](#).

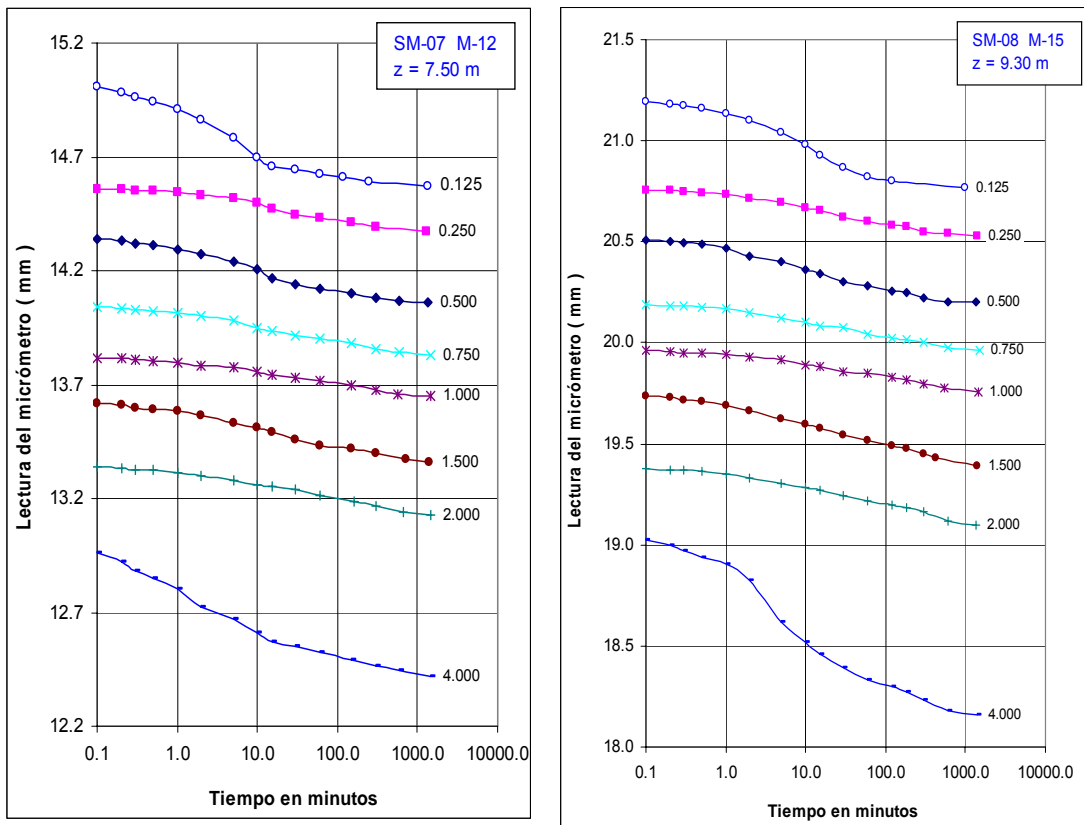


Figura No. 4.18.- Curvas de consolidación típicas del suelo en estudio con $e \approx 8$. Cada curva es producto del esfuerzo que se indica en kg/cm².

En este caso, las curvas de consolidación tienen una forma que permite determinar en ellas, con el método de Casagrande, el punto de inflexión en que se tiene el 100% de consolidación primaria.

Siguiendo un **procedimiento semejante** al descrito en párrafos anteriores, se llega a establecer, que para estos materiales, la magnitud de la **consolidación primaria** ocupa **entre el 50 y 90%** de la deformación total medida en laboratorio. El mayor porcentaje corresponde con las curvas que se obtienen para esfuerzos menores a los de preconsolidación y va disminuyendo cuando el esfuerzo de consolidación se acerca o sobrepasa al de preconsolidación.

El **tiempo** necesario para alcanzar el **100% de consolidación primaria** es casi el mismo bajo cualquier nivel de esfuerzo y está entre **11 y 25 minutos** en el laboratorio (cuando mucho la mitad del tiempo que necesitan las probetas de suelos con $e \approx 8$), sin embargo, estos materiales tienen espesores importantes en el perfil estratigráfico de los puntos en estudio, llegando a valores máximos del orden de **12m** para el caso del TR-3; por lo que al calcular el tiempo que dicho estrato requiere para experimentar la mayor magnitud de la deformación por cambio de volumen (consolidación primaria) a partir de los datos experimentales, se obtienen entre **7 y 13 años** para 11 y 20 minutos respectivamente de las pruebas de laboratorio. En dicho cálculo se estaría suponiendo drenaje por ambas caras y una distribución uniforme del incremento de la presión de poro en todo el espesor del estrato.

Para los otros cuatro terraplenes de prueba el tiempo máximo que se requeriría para alcanzar el 100% de consolidación primaria tomando como tiempo promedio de laboratorio 20 minutos sería: TR-1 - 3.2 años; TR-2 - 3.6 años; TR-4 - 0.4 años y TR-5 - 5.42 años.

Como podrá notarse los periodos de tiempo indicados, varían en un rango amplio, dejando la incertidumbre de sí conviene o no introducir drenes verticales, considerando el hecho de que el área de rellenos comprende aproximadamente 42 hectáreas mismas que tendrían que tratarse con los drenes.

Por otro lado, el rango de variación del “**coeficiente de compresión secundaria**” (ϵ_{α}) para estos suelos tiene los siguientes valores que ayudan a clasificarlos según la [tabla 4.4](#).

Presión (kg/cm ²)	ϵ_{α} (%)	Compresibilidad secundaria.
0.125	0.13-0.27	Media
1.5	0.34-0.46	Alta
4	0.45-0.95	Alta a muy alta.

Al comparar estos resultados con los calculados para los suelos con $e \approx 8$, se podrá observar que la clasificación de la compresibilidad es la misma en ambos casos, sin embargo, para los suelos analizados en el último caso, los coeficientes de compresión secundaria son mucho menores.

En ambos casos, se observa que el esfuerzo con que se produce la consolidación es muy influyente en cuanto a la magnitud de la deformación secundaria. Cuando dicho esfuerzo es menor que el esfuerzo de preconsolidación, el “coeficiente de compresión secundaria” es menor que cuando la presión de consolidación es del orden o mayor que la de la preconsolidación.

Dado que los **terraplenes de prueba** tienen características geométricas establecidas, según lo que se analiza en capítulos posteriores, la **presión** que dichas estructuras **transmitirían** al terreno de cimentación serían máximas del orden **0.4 y 0.8 kg/cm²**, es decir, cercanas o mayores que el esfuerzo de preconsolidación, concluyendo que la **consolidación secundaria tendría un efecto importante en la magnitud de los asentamiento totales.**

Con el “coeficiente de compresión secundaria” se puede calcular en forma sencilla y con suficiente aproximación práctica (Ref. 4) el asentamiento por consolidación según la siguiente expresión:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_\alpha \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \quad (\text{ec. 4.8})$$

ε_v = deformación volumétrica en porcentaje.

ε_α = Coeficiente de compresión secundaria.

t = tiempo

t_{100} = tiempo para el 100% de consolidación primaria.

Por ejemplo suponiendo como valor de t_{100} , 13 meses para un estrato de 3m drenado por ambos lados y utilizando algunos de los valores del coeficiente de consolidación secundaria (ε_α) antes anotados se puede construir la gráfica de la [Figura No. 4.19](#), en que se observa como se presentaría la deformación secundaria en porcentaje con el paso del tiempo. Los valores más grandes de ε_α en dicha figura corresponden con los suelos con relación de vacíos del orden de 8, véase como tales suelos producen una mayor de formación con el paso del tiempo, aunque ésta depende del espesor del estrato y de las condiciones de drenaje; otro aspecto que se destaca es que la curva tiene una gran pendiente aún después de 10 años, es decir después de ese tiempo se seguirían teniendo grandes deformaciones por consolidación secundaria. Lo cual no sucede para los suelos con relaciones de vacíos menores a 3, en donde rápidamente (2-4 años) la pendiente tiende a ser asintótica con la horizontal.

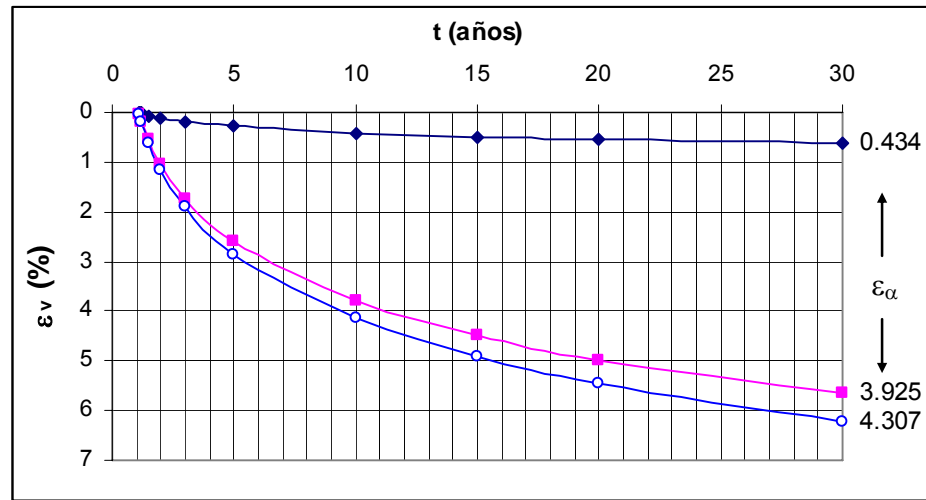


Figura No. 4.19.- Variación de la deformación secundaria con el tiempo (t) para algunos de los valores del “coeficiente de compresión secundaria” (ϵ_{α}) que tienen los suelos del terreno en estudio.

Como podrá deducirse, este es un procedimiento sencillo de cálculo en el que sólo hace falta establecer el valor del “coeficiente de compresión secundaria”. Existen otros criterios de análisis que se basan en otras hipótesis y su interpretación se hace utilizando modelos reológicos. Dichos criterios pueden revisarse en las referencias bibliográficas indicadas al final del capítulo.

4.5. Análisis de propiedades mecánicas de suelos predominantemente arenosos.

Las estratos de arena en general tienen cuando menos 12% de materiales finos (arcilla de baja plasticidad) con relaciones de vacíos del orden de 1.5, es decir menor al que tienen las estratos de arcillas no plásticas antes analizadas; el número de golpes (N) en la prueba de penetración estándar es mínimo de 10 en los estratos superficiales (0-5m de profundidad) y se incrementa para los estratos existentes a mayor profundidad siendo en el peor de los casos de $N \approx 10$ (para estratos aislados) pero podría estimarse un promedio conservador de $N \approx 30$ en forma general. En los trabajos de investigación geotécnica indicados en el [capítulo dos](#), se hicieron un par de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU) en muestras de dicho suelo ubicadas aproximadamente a **1m de profundidad**, encontrando valores de **cohesión** aparente de **2.0t/m²** con **ángulo de fricción** interna mínimo de **32°** y **módulo de rigidez** mínimo del orden de **20kg/cm²**, valores de resistencia que podrían emplearse en el diseño geotécnico de las nuevas estructuras. Para los estratos de arena más profundos donde N es mayor que en la superficie la información anterior podría incrementarse tomando como referencia las correlaciones empíricas que más adelante se indican.

La forma de las curvas esfuerzo-deformación generadas con las pruebas antes indicadas, muestra un comportamiento predominantemente elástico, en que el esfuerzo de falla se define perfectamente para deformaciones unitarias máximas del orden de 5%.

En la mayoría de los estratos arenosos, el único parámetro de referencia que se tiene para definir sus propiedades mecánicas es el que resulta de la prueba de penetración estándar, por lo que en seguida se presentan algunas correlaciones para obtener dichas propiedades a partir de N.

- Módulo de rigidez a partir del número de golpes (N) en la SPT (Ref. 16)

Arena	$E = 5(N+15)$
	$E = 180 + 7.5N$
	$E = (152 \alpha 220) \ln N$
Arena arcillosa	$E = 3.2(N+15)$
Arena limosa	$E = 3(N+6)$
Arena con grava	$E = 12(N+6)$
E Módulo de rigidez en kg/cm ²	

Es decir para este caso al considerar arenas arcillosas el valor de E sería igual a 47kg/cm² para N=10 y de 110kg/cm² para N≈30.

- Determinación de la compacidad relativa, del ángulo de fricción interna y del módulo de rigidez para arenas:

N	Descripción	Compacidad relativa	Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
0--4	Muy suelta	0-15%	28°	100
5--10	Suelta	16-35%	28-30°	100-250
11--30	Media	36-65%	30-36°	250-500
31--50	Compacta	66-85%	36-41°	500-1000
>50	Muy compacta	86-100%	>41°	>1000

- Correlación para determinar el ángulo efectivo de fricción interna en suelos granulares, Hatanaka y Uchida (1996).

$$\phi' = \sqrt{20N} + 20$$

Para $N=10$ $\phi' \approx 34^\circ$ para $N=30$, $\phi' \approx 44^\circ$; valores que son muy superiores a los determinados con las dos únicas pruebas mecánicas antes citadas, por lo que se recomienda utilizar los datos de éstas últimas por considerar que son más confiables.

Conviene anotar que algunos autores proponen corregir el valor de N obtenido en campo, por efectos de profundidad (esfuerzos de confinamiento) y dilatancia que tiene que ver con la velocidad con la que el agua puede desplazarse al momento de hacer la prueba. Sin embargo, dichas correcciones en general tienden a incrementar el valor de N , por lo que aquí no se efectuarán tales correcciones, aunque se recomienda su consulta en las [referencias 15 y 16](#).

Finalmente, por las propiedades índice de los suelos granulares arcillosos, se considera que no son estos los que regirán el diseño geotécnico de las estructuras, sin embargo no debe soslayarse su influencia en tal diseño.

5. PROPUESTA DE ANÁLISIS PARA DETERMINAR LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS CONVENIENTES DE LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.

5.1. Aspectos generales.

Este capítulo plantea un criterio de análisis para responder una pregunta elemental y a la vez fundamental de los terraplenes de prueba:

¿Cuáles deben ser las características geométricas de los terraplenes de prueba?

Resulta de sentido común anotar que la respuesta debe ser: las dimensiones de los terraplenes de prueba serán tales que el comportamiento mecánico (esfuerzo, deformación, su relación y su evolución con el tiempo) inducido al suelo de apoyo sea similar al que exhibirá el terreno de cimentación sujeto al efecto de la presencia de las obras reales.

Para lograr tal efecto, es necesario que se observen los siguientes cuatro puntos:

1. Que los **modelos guarden una proporción geométrica** (lado largo/lado corto), igual o casi igual a la que tendrían las **estructuras definitivas**. Ello permitirá que el estado de esfuerzos y de deformaciones inducido al terreno de apoyo sea **bidimensional o tridimensional** tanto en los terraplenes de prueba como en las obras reales, es decir, si el relleno real es de forma rectangular los modelos tendrán que tener esa misma forma. El efecto *tridimensional* se entiende como aquel en el que una nueva estructura produce un cambio de las condiciones iniciales del suelo de apoyo en las tres direcciones: vertical, y en las dos direcciones ortogonales del plano horizontal. Por ejemplo, un terraplén de sección cuadrada o circular, que transmita al terreno de cimentación una carga uniforme, inducirá en éste un estado de esfuerzos *tridimensional*, ya que la magnitud del incremento del esfuerzo vertical en cualquiera de los lados (puntos 1 y 3 de la [Figura No. 5.1](#) para $L/B=1$), es la misma, y por lo tanto, en un plano horizontal ubicado a cualquier profundidad, el incremento del esfuerzo horizontal en direcciones ortogonales tendrá la misma magnitud, al considerar al suelo como un medio ideal, elástico, isótropo y homogéneo. Esta idealización del suelo dista mucho de su condición real, sin embargo, la práctica ha demostrado ([ref. 15](#)) que para la mayoría de los casos se logra una estimación suficientemente aproximada de los fenómenos reales, aunque nunca deben tomarse sin criterio del ingeniero.

El efecto **bidimensional** se entiende como aquel en el que una nueva estructura produce un cambio importante de las condiciones iniciales del suelo de apoyo en dos direcciones: en este caso, vertical y una horizontal. Esta condición es perceptible en los terraplenes de sección rectangular para $L/B>1$, y

se acentúa cuando esta relación se aumenta. Al analizar los resultados de incremento de esfuerzo vertical en los puntos 1 y 3 de la **Figura No. 5.1**, se puede apreciar como mientras en el punto 1 prácticamente se mantienen los mismos resultados sin importar la relación $L/B > 1$, en el punto 3 la influencia se va incrementando mientras L/B aumenta. Este análisis permite concluir el efecto *bidimensional* que produce, en el suelo de apoyo, un terraplén de sección rectangular.

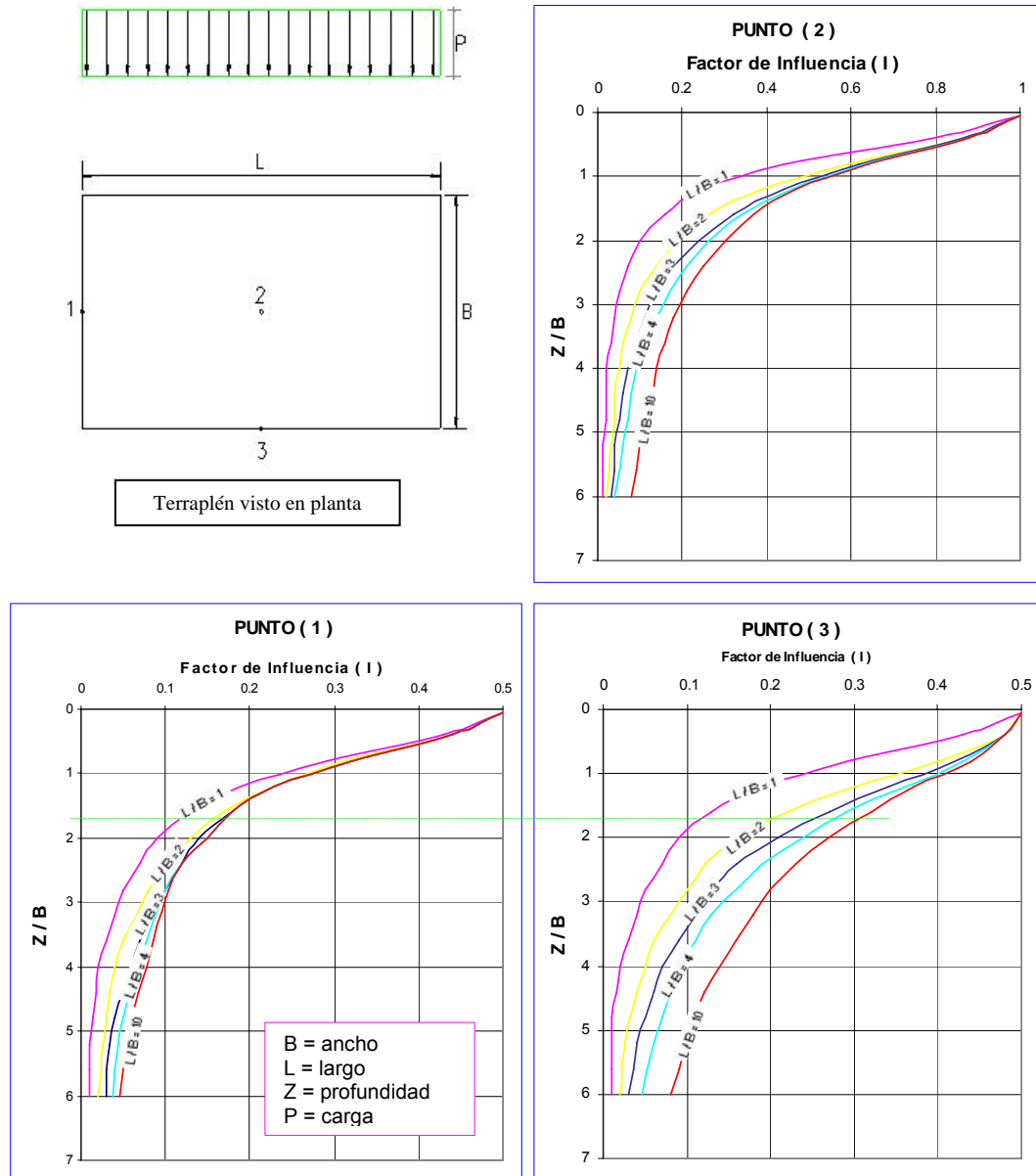


Figura No. 5.1.- Gráficas que muestran el efecto de la geometría de un terraplén en el incremento del esfuerzo vertical en el suelo de cimentación bajo los tres puntos (1,2,3) indicados. Las gráficas se obtuvieron utilizando la solución propuesta por Fadum para áreas rectangulares cargadas uniformemente.

De la figura anterior se destacan los siguientes aspectos de **interés práctico**: Para una estructura de sección **cuadrada o circular** en planta, con carga uniforme, el **factor de influencia** para el cálculo del incremento vertical de esfuerzos, tiene un valor de **0.1** para cuando **Z=2B**, en cualquiera de los tres puntos de análisis. Cuando se tiene una estructura **rectangular**, al considerar como puntos de referencia el 2 y 3, se puede ver que a la profundidad **Z=3B**, el factor de influencia para calcular el incremento de esfuerzo vertical es del orden de **0.20** y a la profundidad **Z=5B** el factor de influencia llega a ser de 0.1. Después de las profundidades indicadas, el factor de influencia tiene una variación desde el punto de vista práctico, poco importante.

2. Que el **tamaño de los modelos** sea el **mínimo necesario** para lograr un incremento de esfuerzos de magnitud semejante al que produciría la obra real en los estratos de interés. Entre más profundos se encuentren los estratos de suelos que rigen el comportamiento mecánico del proyecto (en este caso, de arcillas blandas y orgánicas), mayores serán las dimensiones en planta de los terraplenes de prueba. Se dice en planta, porque en este proyecto, la altura está obligada a ser igual a la de la estructura definitiva. Para justificar el razonamiento anterior simplemente se recuerda que en el punto anterior se estableció que el factor de influencia tiene un valor de 0.1 para **Z=2B** en el caso de estructuras de sección cuadrada o circular. Es decir, se muestra como el factor de influencia depende del ancho de la cimentación, a mayor ancho mayor profundidad de influencia.

Ligado al punto anterior está el conocimiento detallado de las condiciones estratigráficas del suelo de apoyo de la obra real así como el del terraplén de prueba.

3. Que **la forma de los taludes** con que se construyan los terraplenes, guarde una proporción entre los de los modelos y los de las obras reales, ya que se producen estados de esfuerzo diferentes en el suelo de apoyo a medida que los taludes cambian de inclinación, según lo que se aprecia en [la Figura No. 5.2](#). Las gráficas que se muestran en dicha figura, fueron obtenidas de un análisis de distribución de esfuerzos para el punto (1) indicado, al variar las dimensiones de un terraplén trapecial y la profundidad de análisis según lo ahí indicado. Para el cálculo de factor de influencia, se emplearon las soluciones dadas por Terzagui, Carothers y Raniah, que se basan en las hipótesis empleadas por Boussinesq para resolver el problema de la distribución de esfuerzos en la masa del suelo, según las siguientes expresiones:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} [(\alpha + \text{sen}(\alpha) * \cos(2\beta))]$$

Para determinar el incremento de esfuerzo vertical bajo una carga rectangular de longitud infinita, (ref. 17), con las variables indicadas en la figura anexa.

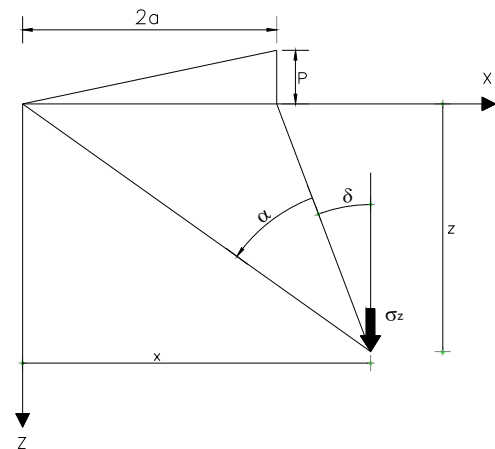
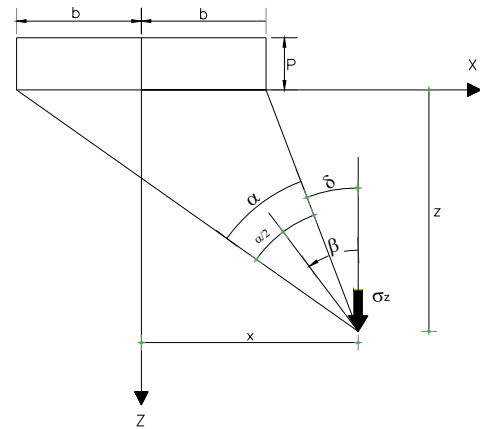
$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{x\alpha}{a} \right) - \text{sen}(2\delta) \right]$$

Para determinar el valor del esfuerzo vertical, bajo una carga triangular de longitud infinita. El significado de cada una de las variables se puede ver en la figura anexa (ref. 17).

En la esquina inferior derecha de la figura No. 5.2, se ha incluido una sección transversal del terraplén de análisis, en la se establece que “a” es la proyección horizontal del talud y “b” es el semi-ancho del terraplén en la sección rectangular uniforme.

Cuando el valor de “a” es dos veces mayor que el de “b” ($a/b=2$), se tiene un talud *tendido* que produce el menor incremento de esfuerzo vertical en el suelo de cimentación bajo el punto (1) de análisis. A medida que se disminuye el valor de “a” la pendiente del talud se incrementa y con ello se tiene un mayor aumento de la magnitud del esfuerzo vertical en el punto (1). Cuando $a = 0$, se tiene un talud vertical y se puede ver que en el contacto terraplén-suelo de apoyo se tiene el mayor incremento de esfuerzo vertical y seguramente el mayor esfuerzo cortante.

De acuerdo con los resultados presentados en la figura anterior, se puede ver que para un punto del suelo de apoyo ubicado abajo del pie del talud del terraplén, se tiene el mayor efecto de la inclinación a una profundidad aproximada de $z= 5a$, y para $z=20a$, el factor de influencia se puede considerar prácticamente igual, del orden de 0.25, para cualquier inclinación del talud.



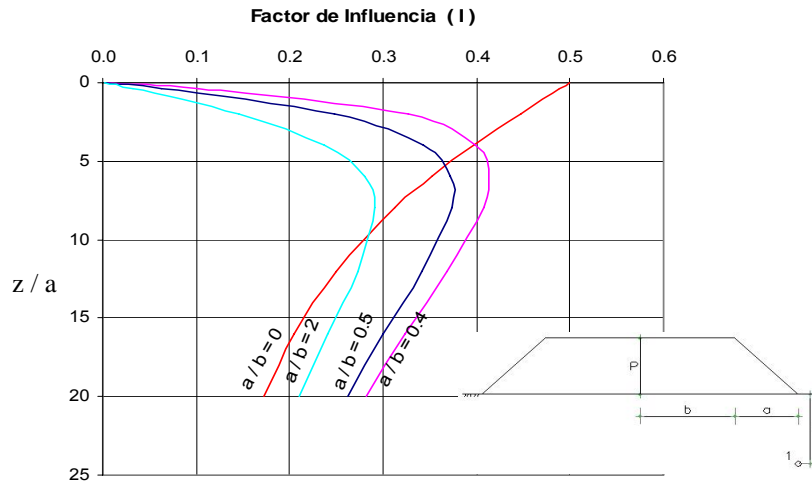


Figura No. 5.2.- Influencia de la inclinación del talud en el incremento del esfuerzo vertical sobre el punto (1) indicado.

4. Que **el procedimiento constructivo** y de ser posible el material de construcción sean los mismos en los modelos y en la estructura definitiva. Sin olvidar que en los modelos se colocará instrumentación que deberá medir con eficacia y eficiencia los aspectos del terreno de cimentación que se quieren observar, y por lo tanto la ubicación de los instrumentos será estratégica y deberá ser respetada durante la colocación y la compactación del relleno.

Tomando en cuenta los cuatro factores antes anotados, el diseño de los terraplenes de prueba para el caso de estudio sería como a continuación se describe.

5.2. Dimensiones de los terraplenes de prueba en el área de reconfiguración.

En cuanto al efecto bidimensional o tridimensional.

El **área de 72 hectáreas** que se ha destinado para la reconfiguración de la refinería, tiene una forma geométrica irregular en planta (**Figura No. 2.2**), sin embargo, la región de ella en la que se colocarán rellenos puede enmarcarse en una superficie aproximadamente rectangular de 900m x650m, por lo que la **relación entre el lado largo y el corto es de 1.38**. Al trasladar el valor anterior a las gráficas de la **Figura No. 5.1**, se aprecia como la relación anterior está más cerca del valor $L/B=1$ que define el efecto tridimensional de la estructura al suelo de apoyo. Este razonamiento induce a establecer que los terraplenes de prueba deberán tener una forma geométrica en planta que induzca un efecto tridimensional al suelo de apoyo. Por razones de espacio y de los factores que más adelante se analizan, los dos **terraplenes de prueba** propuestos (**TR-1 y TR-2**), para modelar el comportamiento del relleno en

la zona de reconfiguración, tienen un ancho de 43.27m y un largo de 57.78m (ambos, medidos en la corona del talud); la **relación de lado largo/lado corto es de 1.33**, valor que es cercano a 1.38 y más a 1.0, y por lo tanto el **efecto tridimensional** al suelo de apoyo si se tiene.

Al recordar que el efecto final que se quiere observar con los terraplenes de prueba es el la magnitud y la velocidad del hundimiento que se puede presentar, se puede elucubrar sobre el hecho de que un **efecto tridimensional inducirá un mayor asentamiento y más rápido, que aquel que es bidimensional**, porque los esfuerzos y consecuentemente las deformaciones se dan en forma importante en tres direcciones para el primer caso y solo de forma significativa en dos para el segundo. Este hecho puede ser claro si las estructuras son perfectamente cuadradas, circulares o rectangulares, sin embargo, en el caso práctico que ahora se analiza, la diferencia de relaciones entre lados, se considera que no produce mayor diferencia de comportamiento por lo antes expuesto.

Conviene comentar nuevamente que las dimensiones de los terraplenes de prueba TR-1 y TR-2, son exactamente las mismas, porque lo que se quiere verificar es el efecto que produce la colocación de drenes verticales en el suelo de cimentación del TR-2 y comparar los resultados obtenidos con los del TR-1 donde no hay drenes verticales.

En cuanto al tamaño mínimo.

El **incremento de esfuerzos** en el suelo de apoyo debido al relleno real colocado en un área de 900x650m sería prácticamente **constante hasta 30.0m** de profundidad según la gráfica "PUNTO (2)" de la [Figura No. 5.1](#), en que se aprecia, para esas dimensiones, una relación Z/B muy pequeña. La profundidad de 30m se ha elegido, porque según los análisis de la información geotécnica realizados en el [capítulo 2](#), es hasta donde se encuentran la mayoría de los estratos de arcilla blanda y materia orgánica que producirían la mayor parte del asentamiento total, al considerar que los estratos de arena compacta y de arcilla media a dura que se ubican más profundos, no influirán significativamente en la magnitud del asentamiento, aún para la magnitud del incremento de esfuerzo a que serán sometidos, lo cual se analiza capítulos posteriores.

La ejecución de los sondeos de exploración al centro de cada terraplén de prueba a una profundidad máxima de 35m para verificar las condiciones estratigráficas, según lo que se describe en capítulos posteriores, indican que los estratos más deformables constituidos por arcillas blandas están máximo a 24.0m de profundidad en el TR-1 y a 26.0m en el TR-2, a mayor profundidad se encuentran estratos de arena compacta y de arcillas de consistencia dura, lo que corrobora los resultados de las campañas de exploración previas. Con este dato y utilizando al máximo el área disponible para los **modelos**, el ancho

de los terraplenes de prueba fue de 43.27m en la corona y de 50.77m en la base. Si se considera únicamente el ancho de la corona, se establece que la relación Z/B es del orden de 0.5, lo que significa un **factor de influencia del orden de 90%** (Figura No 5.1, "PUNTO (2)"), del esfuerzo original en la superficie. Es decir, no se tiene un incremento de esfuerzo constante con la profundidad como sucede en el relleno real, sin embargo, se tiene una influencia importante de la carga en superficie a la profundidad requerida, por lo que las **dimensiones propuestas se consideran convenientes**.

En cuanto a la inclinación de los taludes.

En párrafos anteriores se anotó que la inclinación de los taludes, con que se construyen los terraplenes, influye directamente en la magnitud del incremento de esfuerzos en el suelo de apoyo y consecuentemente en la estabilidad de los mismos. Dicha inclinación depende del tipo de material con que se conforma el terraplén, del procedimiento constructivo y desde luego de las propiedades del suelo de apoyo. Como se comenta más adelante, el material que se utilizaría en la conformación de los modelos sería el mismo que el del relleno definitivo y el procedimiento constructivo sería semejante en cuanto a forma y equipo en ambas estructuras, por lo que el **parámetro de análisis** que ahora se plantea para definir la inclinación de los taludes **es el de la estabilidad** a partir de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de apoyo y del propio terraplén.

La clave para la solución de un problema de estabilidad es la magnitud relativa de las fuerzas cortantes producidas por la carga superficial, y la resistencia al cortante debida a la resistencia del suelo. La estabilidad sólo se puede lograr si la suma de las fuerzas cortantes que actúan a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento potencial es menor que la resistencia total al cortante que se puede desarrollar a lo largo de misma superficie. Para calcular las fuerzas de corte, se debe considerar primero la distribución de los esfuerzos cortantes en la masa del suelo.

Para empezar, los esfuerzos cortantes existen aún antes de la construcción del terraplén, son provocados por la diferencia entre el esfuerzo de compresión vertical (que es el esfuerzo principal mayor) y el esfuerzo de compresión horizontal (que es el esfuerzo principal menor). En la sección transversal de la [figura 5.3a](#), y en diagrama de Mohr de la [figura 5.3b](#), se ilustra la condición de esfuerzos de un elemento de suelo a cualquier profundidad z debajo de una superficie de suelo horizontal. El esfuerzo cortante τ_0 que actúa en planos a 45° respecto a la horizontal, es igual a:

$$\tau_0 = 0.5\gamma z(1 - k_0)$$

Donde γ es el peso volumétrico del suelo y k_0 es el coeficiente de presión lateral en reposo, calculado como: $k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ ¹, y que en este caso se ha propuesto un valor promedio de 0.6 a partir de los análisis realizados en el capítulo 2 y en el capítulo 4.

σ'_v = Es el esfuerzo vertical efectivo, y σ'_h = es el esfuerzo horizontal efectivo.

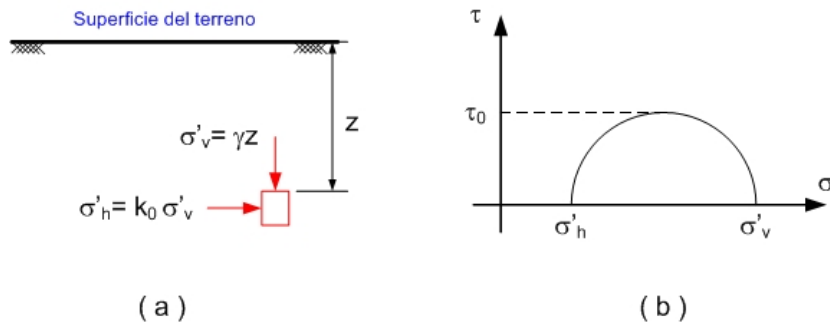


Figura No. 5.3.- Condición de esfuerzos en el suelo de apoyo antes de construir el terraplén.

De esta manera, se obtiene el valor del esfuerzo cortante existente en la masa del suelo, antes de construir el terraplén:

$$\tau_0 = 0.20\gamma z$$

Cuando se construye el terraplén, los esfuerzos cortantes inducidos al suelo de apoyo, se pueden calcular hasta un cierto nivel de esfuerzo suponiendo que el suelo es elástico lineal. La teoría elástica lineal parte de la hipótesis de que el esfuerzo es proporcional a la deformación, que el suelo es homogéneo (sus propiedades no varían de un punto a otro) e isótropo (sus propiedades son las mismas en cualquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto); además esta teoría es *instantánea*, es decir, que no toma en cuenta el factor tiempo o sea, presupone la inexistencia de las deformaciones diferidas tales como la consolidación. El suelo rara vez se ajusta a esas hipótesis y muy a menudo no las cumple en absoluto. Sin embargo, a pesar de la discrepancia en el comportamiento

¹ El coeficiente de tierras en reposo representa un reto en cuanto a la determinación de su valor. Existen diferentes expresiones que permiten calcular su valor en función de algunas propiedades índice y 7o mecánicas del suelo, las cuales pueden revisarse en las referencias de este capítulo.

esperado, de material elástico lineal y el comportamiento esfuerzo-deformación observado del suelo, las soluciones elásticas han tenido amplia aplicación en la mecánica de suelos. Con el advenimiento de las computadoras, la puerta se abrió a las **soluciones no elásticas** (ref. 18), las que, debe reconocerse, no tienen la difusión básica necesaria en **las aulas de las universidades mexicanas y por lo tanto no se ve reflejada su aplicación en la práctica profesional.**

Cuando **los esfuerzos cortantes inducidos** al terreno de apoyo son **menores** que los que **provocaran** que el **suelo falle**, las **soluciones elásticas proporcionan una buena aproximación de la magnitud y distribución en el espacio**, de los esfuerzos cortantes. La **Figura No.5.6** muestra los esfuerzos cortantes máximos producidos por dos tipos de carga de terraplén que actúan sobre una faja de longitud infinita; una con una corona cubriendo aproximadamente un tercio del ancho del terraplén (sección trapezoidal de la **figura 5.6a**) y la otra con una corona de longitud cero (carga triangular de la **figura 5.6b**). Como los esfuerzos cortantes son el resultado de la diferencia de los esfuerzos normales y perpendiculares entre sí en un elemento de suelo, el esfuerzo cortante inducido al terreno de apoyo, será mayor en el área cargada de sección trapezoidal, debido a que la carga p es mayor que en la de sección triangular.

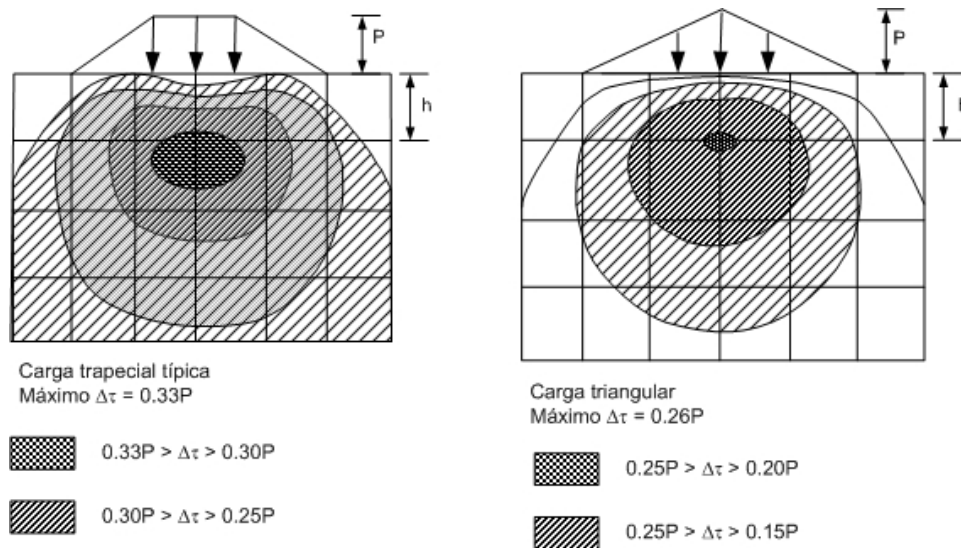


Figura No. 6.6.- Esfuerzos cortantes inducidos al suelo de apoyo por el terraplén. a) carga trapezoidal. b) carga triangular.

De la figura anterior, se distingue que: abajo del centro del terraplén, el esfuerzo cortante ($\Delta\tau$) provocado por el terraplén, tiene un **valor máximo cerca de la profundidad h** , (igual a un cuarto del ancho de la base) en el caso de una carga triangular; para la carga trapezoidal, el valor máximo se presenta un poco abajo de h (**figura 5.6a**). En ambos casos $\Delta\tau$ **máximo** es igual a aproximadamente **0.3p**. Debajo del eje longitudinal del terraplén, el $\Delta\tau$ máximo actúa, por simetría, en planos a 45° respecto a la horizontal, como

el esfuerzo cortante máximo existente antes de la construcción del terraplén. Los dos esfuerzos máximos, por consiguiente, se pueden sumar.

Se concluye que, en la situación típica antes mencionada, el esfuerzo cortante, τ_0 a la profundidad h debajo del eje y que actúa a 45° se encuentra muy cerca del máximo y es igual a:

$$\tau_0 = 0.20\gamma h + 0.3p$$

Mientras τ_0 sea menor que la resistencia al corte del suelo (s_u), los esfuerzos del suelo se encontrarán cercanos al pronóstico que dan las soluciones elásticas, pero cuando p se incrementa la suficiente para hacer que τ_0 sea igual o mayor que s_u , el suelo fallará. La masa del suelo que ha cedido no soportará esfuerzos cortantes adicionales y, por consiguiente, cualquier incremento en el esfuerzo principal mayor deberá estar acompañado por un cambio igual en el esfuerzo principal menor. Debajo del eje del terraplén, en donde por simetría, los esfuerzos principales se encuentran en las direcciones vertical y horizontal, esta condición se convierte en $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h$. El volumen del suelo que cede será inicialmente pequeño cerca de la profundidad h , no se presenta una deformación perceptible en la superficie. Pero si p se incrementa el volumen cedente se expande más allá del área cargada, y es en este momento cuando sus efectos se hacen evidentes sobre el terreno; formándose **combaduras del suelo a los lados** del terraplén que se conocen como ondas de lodo. Las combaduras de lodo fueron descritas por Hausel (1954), Stamatopoulos y Kotzias (1972) y Tschebotarioff (1973). La forma de la combadura o falla de tipo de onda de lodo, se puede explicar en términos de **superficie de deslizamiento múltiples**, como se muestra en la [Figura No. 5.7](#).

El suelo entre dos superficies sucesivas cualesquiera se mueve hacia fuera del terraplén, levantando su rama izquierda tanto como sea necesario para tener contrapeso. El contrapeso (la parte de la rama izquierda marcada con línea de dimensión o cota en la [figura 5.7](#)), debe **equilibrar** la diferencia entre el peso de la rama derecha y las fuerzas resistentes del suelo. A poca profundidad, el movimiento rotacional de las zonas entre superficies sucesivas de deslizamiento se incrementa con la distancia del pie debido a que aumenta el peso que tiene que ser balanceado (incremento debido al talud del terraplén), de aquí el lado ascendente de la combadura. Las zonas que se encuentran a distancias aún mayores, del pie del talud penetran a mayores profundidades, donde las superficies deslizantes tienen una resistencia mayor al corte debido a la mayor longitud de estas, y el movimiento rotacional requerido para el contrapeso es menor, de aquí el lado descendente de la combadura.

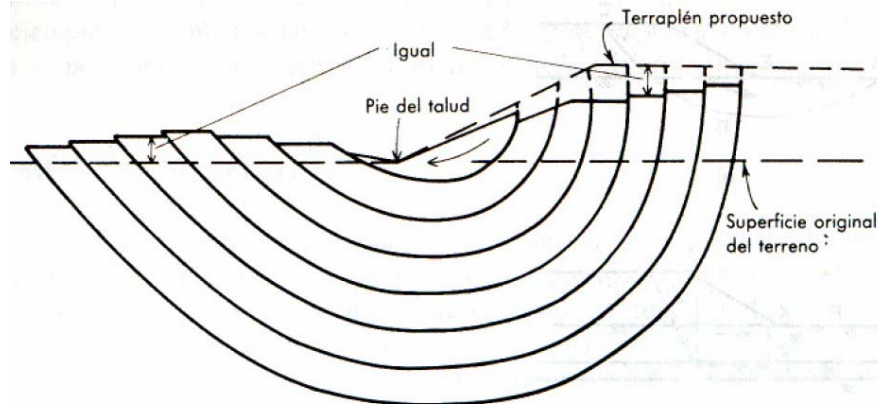


Figura No. 5.7.- Superficies de deslizamiento múltiple que explican la combadura.

La teoría de las superficies deslizantes está respaldada por **abundantes evidencias** de campo (ref. 18), especialmente en lo que se refiere a fallas de talud. Esta teoría condujo a la aceptación general de un mecanismo de falla por medio del cual una masa de suelo se desliza hacia abajo a lo largo de una superficie bien definida. Para facilitar los cálculos, la **superficie deslizante** se toma, por lo común como **parte de un cilindro**, representado por un arco circular en sección transversal.

En general los **problemas de estabilidad**, se manejan considerando los diagramas de cuerpo libre, los cuales se componen de secciones transversales del terraplén y de las correspondientes al suelo natural de apoyo con un límite inferior marcando una superficie de deslizamiento potencial, mostrado en la sección como una línea de deslizamiento. En el análisis se supone un **estado plano de deformaciones** ya que se considera que la magnitud de ella en el sentido perpendicular al plano de deslizamiento es despreciable respecto a las que suceden en dicho plano. En la [Figura No. 5.8](#) se presenta un ejemplo común de diagrama de cuerpo libre, el ABCDEA que representa la configuración de uso más frecuente, es decir, el arco circular (sin olvidar que existe otro mecanismo de falla conocido como bloque deslizante, el que sucede cuando el suelo de apoyo tiene una capa delgada de suelo blando entre otros de mayor rigidez) y obviamente la combinación de líneas de falla curvas y planas en función de las características geológicas que presente la formación natural en el terreno de apoyo. La **estabilidad del cuerpo libre depende**, en primer lugar, de las **fuerzas sobre el cuerpo** (peso, flotación, fuerzas sísmicas) que tienden a provocar un movimiento descendente y lateral y en segundo lugar, de las fuerzas (normales y de corte) que actúan a lo largo de línea de deslizamiento, como resultado del contacto suelo a suelo, que resiste este movimiento. El factor de seguridad se calcula como la relación de las fuerzas resistentes a las fuerzas actuantes. Este cálculo se repite para varias líneas de deslizamiento supuestas, y de los factores de seguridad calculados, se selecciona el mínimo como el valor aplicable al problema. El diagrama de

cuerpo libre correspondiente a es valor mínimo contiene la línea “crítica”, a la largo de la cual es más probable que ocurra el deslizamiento.

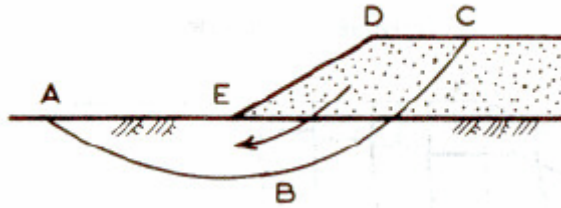


Figura No. 6.8.- Superficie circular de falla típica.

Un método para calcular a mano, el factor de seguridad en una falla circular, es que el cuerpo libre supuesto se divida mediante líneas verticales en dovelas de ancho similar, no necesariamente igual, Figura No. 5.9, por lo general el número de dovelas, n , está comprendido entre 5 y 20. Esta división se hace para calcular las fuerzas que actúan en cada dovela por separado, pero sin examinar la estabilidad de las dovelas individuales, se supone que las dovelas son por igual estables (o inestables), lo cual significa que para todas ellas se supone el mismo factor de seguridad. En la parte b) de la figura 5.9, se presenta todas las fuerzas que actúan en una dovela de análisis, sin embargo, en la suposición de una superficie circular de falla, las fuerzas de interacción entre dovelas (C_r , C_l , S_r y S_l) no se toman en cuenta, porque no puede haber movimiento relativo entre ellas si la falla es circular. Es decir, el suelo arriba de la superficie de falla se considera como un cuerpo rígido².

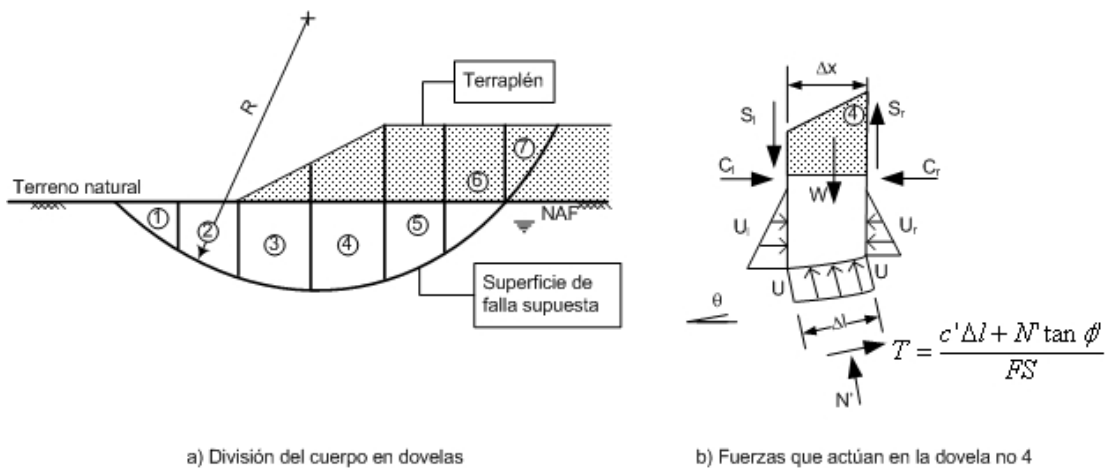


Figura No. 5.9.- Cálculo del factor de seguridad por una falla circular utilizando dovelas verticales.

² Nota del autor.

El siguiente paso es determinar las **fuerzas máximas de resistencia**, las fuerzas cortantes motrices reales que actúan sobre la parte del arco de falla que forma el límite inferior de cada dovela. En todo el arco de falla se suponen las fuerzas cortantes correspondientes a cada dovela y se obtiene el factor de seguridad (FS):

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas actuantes}} \quad \text{en este caso} \quad FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c' \Delta l + N' \tan \phi')_i}{\sum_{i=1}^n (W \sin \theta)_i}$$

El numerador de la ecuación anterior, se compone de la suma de dos términos: la resistencia al cortante puesta en marcha por la cohesión del suelo c' y la que inicia la fricción interna del suelo expresada en términos del ángulo ϕ' . Aunque en este caso se está colocando un apóstrofe que indica que son parámetros de resistencia efectivos, en realidad deberán de considerarse los parámetros obtenidos de pruebas de resistencia en el laboratorio que representen la condición de trabajo de la obra durante la construcción y después de ella. Así se podrá trabajar en términos de esfuerzos totales o en términos de esfuerzos efectivos.

El denominador contiene la suma de un solo término (para este caso en particular. Puede haber otras fuerzas como el peso de una berma), que es la fuerza cortante provocada por el peso de cada dovela. Aquí el peso W es el peso total del agua y de las partículas de suelo. No obstante la fuerza normal N' es la fuerza que actúa solo sobre los granos del suelo, conocida como “intergranular” o “efectiva” debido a que solo este componente puede iniciar la resistencia al cortante del suelo. Por consiguiente N' se calcula como la diferencia entre la fuerza normal total y la fuerza debida a la presión del agua que existe entre los granos, conocida como “presión de poro” y representada por u .

$$N' = (W \cos \theta - u \Delta l)$$

Al aplicar repetidamente la ecuación para estimar el FS a varios cuerpos libres supuestos, se va generando una retícula con los centros de superficie circular de falla y se puede encontrar el círculo de falla para el cual se tiene el menor FS, que en general para terracerías, se sugiere (ref. 19) sea mayor de 1.3 para taludes temporales y de 1.5 para taludes permanentes.

Las variables c' , Δl , ϕ' , W y θ , de la ecuación anterior, no están sujetas a indeterminaciones estáticas. La fuerza N' , depende de las fuerzas laterales C_r , C_i , S_r , y S_i , las que no se pueden determinar tan solo con la estática. Las tres ecuaciones de equilibrio estático: Σ de fuerzas horizontales = 0; Σ de fuerzas

verticales = 0 y Σ de momentos = 0, pueden cumplirse en el de una variedad de valores de fuerzas laterales que, en cualquier caso, dependen de las propiedades del suelo y de la interacción terraplén-suelo. Se debe señalar que la indeterminación estática implicada en el cálculo de N' , existe a pesar de la división del cuerpo libre en dovelas. La dificultad insuperable de la indeterminación estática se resuelve estableciendo **hipótesis razonables y convenientes**, en cuanto a las **fuerzas laterales**. Por cada una de las diversas suposiciones, ha surgido un método diferente de resolver los problemas de estabilidad de taludes. El método que se presenta aquí es el más antiguo, data de los años veinte del siglo pasado; es el más simple ya que supone que las fuerzas laterales no tienen influencia sobre N' . Este método, conocido como **método de Fellenius**, es conocido también como método Sueco, método común de dovelas o método estándar de dovelas y aplica la ecuación antes indicada para determinar el FS. *“Se sabe que el método de Fellenius es conservador, dando al FS valores que son inferiores aproximadamente en un 10%, a los valores calculados con otros métodos (Bishop, Sarma) en los cuales se establece una hipótesis más convincente (pero menos conveniente) en relación a las fuerzas laterales (Whitman y Bailey, 1967)”*. Existe otro factor que el ingeniero no debe perder de vista, **la veracidad** de los resultados que arroje cualquier **método depende** de las **propiedades mecánicas** que se asignen a los diferentes materiales que intervienen en el cálculo; un pequeño cambio en dichos parámetros puede incrementar o disminuir sustancialmente el FS.

En este caso se hará uso de un **programa de computo (“Estalud”)** que repite el cálculo de estabilidad de acuerdo con lo arriba indicado para una retícula de centros de giro predeterminada en los datos de entrada que requiere el programa; el resultado que arroja es el **mínimo valor de FS** encontrado, la posición y la línea que define la superficie de falla. El programa solicita como datos de ingreso: las propiedades mecánicas y geométricas de los diferentes estratos que conforman el suelo de apoyo así como las del talud en análisis. En cuanto al **suelo de cimentación**, se emplea la **información estratigráfica para el TR-1 y TR-2** que se detalla en el capítulo cuatro de este trabajo. Respecto al material que conforma el terraplén, el cual se describe en párrafos posteriores, se identifica como arena arcillosa cuyo comportamiento mecánico puede ser determinado en el laboratorio de mecánica de suelos a través de probetas de suelo reproducidas con el grado de compactación y la humedad óptima que se tendría en la obra. En este caso en particular se ha considerado un valor de la **cohesión de 0.2kg/cm²** y un **ángulo de fricción interna de 32°**. La geometría final del talud del terraplén la proporciona el programa al dar un FS adecuado para una inclinación específica del talud. Se recuerda que en este caso, la altura del terraplén de prueba está limitada para ser igual a la de la estructura definitiva. De esta forma, en la [Figura No. 5.10](#), se presentan los resultados del análisis de estabilidad, indicando las condiciones estratigráficas del terreno de apoyo, el mínimo valor de FS mínimo de 1.68, la superficie de falla para dicho FS y la geometría del talud del terraplén. Además se está considerando una sobre carga uniforme de 2t/m².

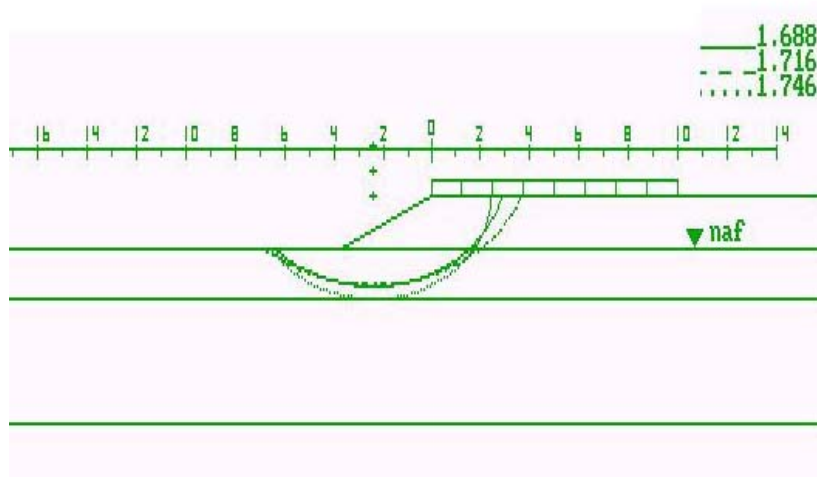


Figura No. 5.10.- Superficies críticas de estabilidad para los terraplenes 1 y 2. En el análisis se está considerando la estratigrafía del TR-1, con las propiedades mecánicas indicadas en el capítulo anterior.

En cuanto al material para conformar los terraplenes y el procedimiento constructivo.

El conocimiento de las condiciones topográficas del terreno en donde se emplazará la reconfiguración de la refinería, así como los niveles máximos que puede alcanzar el nivel superior del agua en la zona de pantano durante las diferentes épocas del año, permitió definir los niveles de piso terminado en las plataformas de proyecto, de tal manera que se tuvieron cortes al terreno natural por un lado y rellenos en otro. La ventaja de ello, es que de acuerdo con los resultados de laboratorio que se describieron en el [capítulo 2](#) de este escrito, el **material** obtenido en la región de corte puede ser empleado en la **construcción de los rellenos** y consecuentemente minimizar los acarrees, ayudando a que el proyecto sea más factible económicamente hablando, sin detrimento de la calidad y de la seguridad de la obra.

De acuerdo con los trabajos de exploración en campo y de laboratorio, ejecutados en las dos campañas de exploración descritas en el [capítulo 2](#) de este trabajo, el espesor de suelo que será cortado para alcanzar los niveles de piso terminado, se clasifica como **arena arcillosa (SC)**, la cual se utilizará en la conformación de los **terraplenes de prueba y de los terraplenes definitivos**.

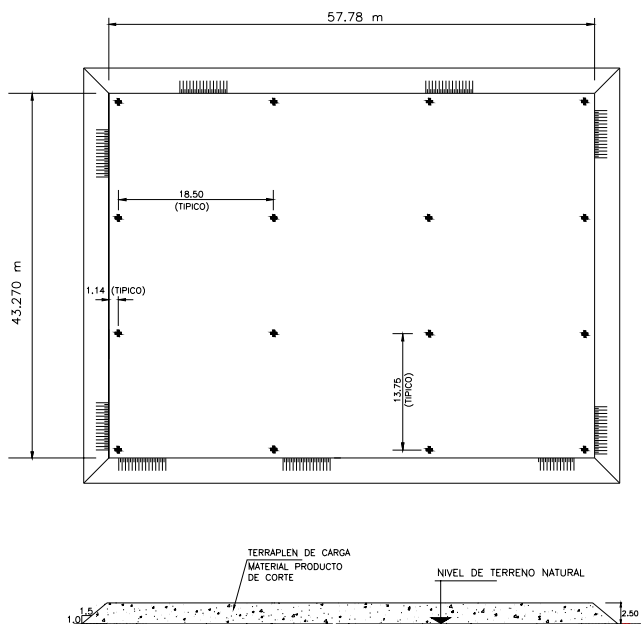
Respecto al equipo de construcción, se cuidó que la colocación de los diferentes aparatos de medición (instrumentación), en los terraplenes de prueba fuera estratégica para que registraran lo requerido en forma eficiente y eficaz y al mismo tiempo permitieran el paso del equipo de tendido y compactación convencional con que se construiría la obra definitiva, tal como se aprecia en la [Figura No. 5. 11](#), que presenta una fotografía en la que el equipo de tendido y compactación está construyendo el TR-1, respetando la instrumentación ya colocada.



Figura No. 5.11. Fotografía que muestra la ubicación de la instrumentación (en este caso placas para registrar el asentamiento del terreno de apoyo) y el espacio que ocupa el equipo de construcción.

Al utilizar el mismo material y el mismo procedimiento constructivo, tanto en los terraplenes de prueba como en las obras definitivas, se está asegurando que el **comportamiento mecánico del relleno y del terreno natural sea semejante en ambos casos**, durante y después de construidos.

En función de lo antes anotado, las características geométricas de los terraplenes de prueba TR-1 y TR-2, son las indicadas en la [Tabla No. 5.1](#) y mostradas en la planta y en el corte de la [Figura No. 5.12](#).



TR	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Talud
				(Hor:Ver)
1	43.27	57.78	2.50	1.50:1.0
2			2.25	1.50:1.0

Figura No. 5.12 Vista en planta y corte que muestran las características geométricas de los terraplenes de prueba. Los símbolos con forma de cruz en la planta, indican la posición de equipo de instrumentación, en este caso, de placas para registrar asentamientos de la superficie del terreno de apoyo; las distancias indicadas son típicas en ambos terraplenes de prueba (TR-1 y TR-2).

5.3. Dimensiones de los terraplenes de prueba para el camino de acceso.

De los terraplenes de prueba (TR-2, TR-3 y TR-4) empleados para modelar el comportamiento de la estructura de pavimento, del camino de acceso se comenta lo siguiente:

En cuanto al efecto bidimensional o tridimensional.

De acuerdo con el proyecto, el camino de acceso es un relleno que se puede considerar de **longitud infinita comparada con el ancho del mismo**, por lo que el estado de esfuerzos y de deformaciones que inducirá al terreno de cimentación será **bidimensional** según lo explicado anteriormente. De ello se establece que el terraplén de prueba deberá tener un largo considerablemente mayor al ancho para producir un efecto bidimensional en el suelo de cimentación.

Con la idea de que los modelos representen lo mejor posible el comportamiento mecánico de la estructura definitiva, se propone que se construyan como si fueran secciones del camino de acceso: con la misma forma, los mismos materiales de construcción, el mismo equipo de construcción y sobre el eje de trazo definitivo, es así como se define una de las dimensiones, el ancho de 35.6m en la base del terraplén, la cual se obtuvo de los análisis que más adelante se indican. Para tener un efecto **bidimensional**, según el incremento de esfuerzo vertical mostrado en las gráficas de la [figura 5.1](#), la **relación L/B puede ser hasta de 2**, aunque dicho efecto es más notorio entre mayor es la relación L/B. Con este razonamiento y ajustando el presupuesto, se propone que los terraplenes de prueba tengan un largo de 73.6m, con lo que **se logra una relación L/B=2.06**.

En cuanto al tamaño mínimo.

Tanto en la estructura real como en los modelos el ancho B es el mismo, por lo que el tamaño mínimo de los modelos dependerá únicamente de la relación L/B para producir en el suelo de apoyo un estado de esfuerzos semejante al que produciría la estructura definitiva. Para dicho análisis se remite a la gráfica **"PUNTO 2"** de la [figura 5.1](#), que presenta la variación del factor de influencia con la profundidad, en un punto ubicado al centro de una superficie rectangular cargada uniformemente. En dicha figura se puede ver que para relaciones de **L/B mayores de 2** la variación del factor de influencia con la profundidad es prácticamente el mismo sin importar el valor de la relación L/B.

De esta manera, se puede concluir que el **largo propuesto para el modelo quedó un tanto escaso** y por lo tanto es muy posible que **los asentamientos registrados en esta estructura sean mayores a los que presentará el terraplén real**.

En cuanto a la inclinación de los taludes.

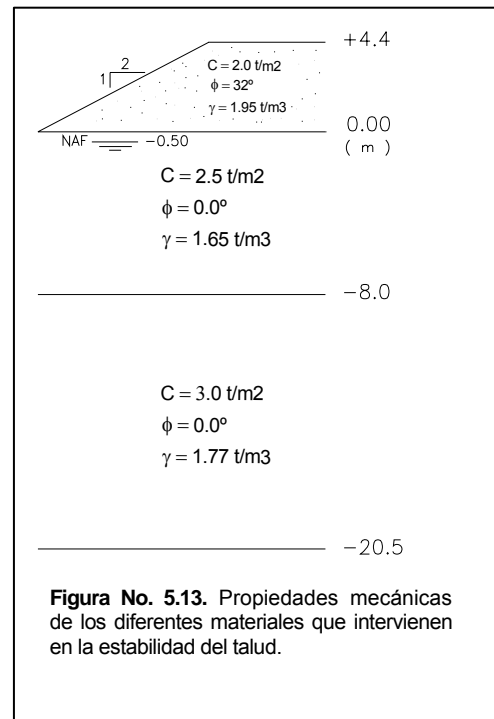
El ancho de la **corona** del terraplén (en este caso de la superficie de rodamiento del pavimento) está definido por el proyecto geométrico, su magnitud es de **12.0m**. La altura de los terraplenes, también la define el proyecto geométrico en base a los requerimientos para evitar que se pueda inundar por la creciente que presenta el pantano en época de lluvia, en general dicha **altura** es del **orden 5.0m**, respecto al nivel de terreno natural o del nivel exterior del agua en el pantano.

Como se explica más adelante, el **material** que se emplearía en la construcción de los terraplenes sería la **arena arcillosa (SC)** que se obtendría de la zona de corte; el comportamiento mecánico de este material puede ser determinado en el laboratorio de mecánica de suelos a través de ensayar probetas de suelo reproducidas con el grado de compactación y la humedad óptima que se tendría en la obra definitiva. En este caso en particular se ha considerado un valor de la cohesión de **0.2kg/cm²** y un **ángulo de 32°**.

Con la información anterior y las condiciones estratigráficas del terreno de apoyo que se detallan en el capítulo cuatro de este trabajo para los TR-3, TR-4 y TR-5, se puede determinar la inclinación del talud para que los terraplenes de prueba tengan un FS adecuado contra la falla. Las condiciones estratigráficas del terreno de apoyo más desfavorables en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante se refiere, corresponden con el perfil **estratigráfico del TR-5 (Figura No. 5.13)**, por lo que los análisis para definir la inclinación de los taludes se hará tomando en cuenta dichas condiciones del terreno de apoyo.

Las propiedades mecánicas señaladas en la **figura 5.13**, están definidas por los resultados de los trabajos de laboratorio. El valor de la cohesión y del ángulo de fricción interna de los diferentes estratos del terreno de apoyo, corresponden con los resultados obtenidos de las pruebas de compresión triaxial

tipo UU. Estas **pruebas representan el comportamiento mecánico del suelo de apoyo (CH)**, ya que la velocidad de construcción del terraplén en combinación con la baja permeabilidad de las arcillas, harán que la presión de poro se incremente durante dicha etapa y sea este efecto el que influya directamente



en la resistencia al esfuerzo cortante, lo cual se simula en el laboratorio con las pruebas triaxiales no drenadas no consolidadas.

Al introducir la información anterior en el programa de computadora descrito en párrafos anteriores, se encuentra que la estabilidad del terraplén se logra con una **inclinación 2:1** (horizontal:vertical) como se muestra en la [figura 5.14](#). El mínimo valor del **FS encontrado es de 1.72**, para el círculo de falla indicado en la [Figura No. 5.14](#).

Para simular la carga que transmitirán los vehículos al terraplén y tomar en cuenta su influencia en la estabilidad del talud, se propone colocar una carga uniforme de 2.0t/m^2 sobre los 12m de ancho que corresponden a la corona del terraplén. Con esta carga se corre nuevamente el programa de estabilidad y se obtiene un factor de seguridad de **1.38** que es apenas superior al mínimo recomendado de 1.3 para taludes temporales e inferior a 1.5 recomendado para taludes permanentes, razón por la que se propone la construcción de **bermas y la utilización de geosintéticos** para aumentar las fuerzas resistentes y al mismo tiempo lograr otros beneficios según lo que enseguida se describe.

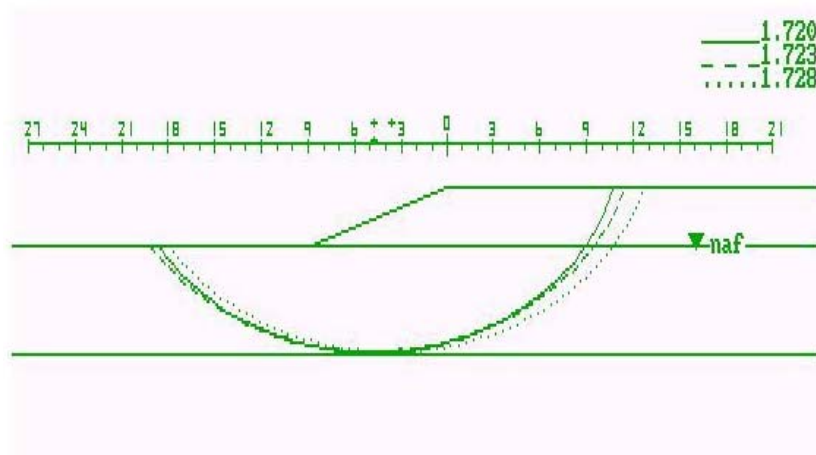


Figura No. 5.14.- Análisis de estabilidad para el terraplén ubicado en la zona de pantano, según las condiciones indicadas en la [figura 5.13](#).

5.3.1. Uso de geosintéticos como refuerzo del terraplén, para disminución del volumen de incrustación y para facilitar el proceso constructivo.

Dado que aproximadamente el 68% de la longitud del camino de acceso estará construido en la zona de pantano, se decidió conformar una plantilla de desplante para el terraplén, que redujera los volúmenes de

incrustación del relleno en el terreno pantanoso, facilitara la construcción del terraplén, e incrementara su factor de seguridad contra posibles fallas circulares. La plantilla estaría conformada por materiales granulares envueltos y reforzados por geosintéticos contribuyendo a lograr lo antes anotado. Para la construcción de la plantilla de desplante, se decidió modificar la sección transversal del terraplén, hasta ahora calculada, construyendo bermas de 4.0m de ancho a la altura media del terraplén, quedando la sección transversal final como se presenta en la [Figura 5.15](#).

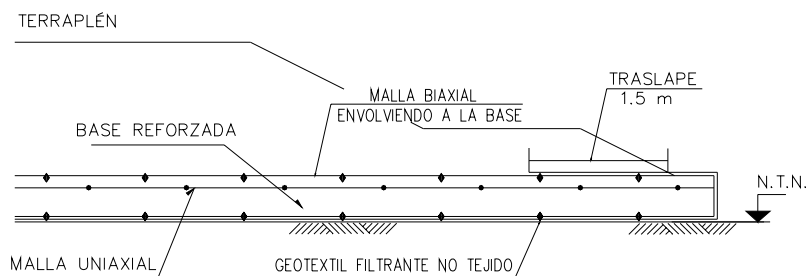


Figura No. 5.15 Sección transversal del terraplén con las bermas propuestas y arreglo de la base reforzada con geosintéticos entre el terreno natural y el terraplén.

Los geosintéticos³ han sido utilizados desde finales del siglo pasado en el refuerzo de terraplenes contruidos sobre suelos blandos; son diseñados principalmente por la función que desempeñan en la estructura, en este caso los objetivos de dichos materiales son:

1. Separar los materiales de relleno a utilizar en la plantilla (grava con arena) de los existentes en el sitio (arcilla de alta plasticidad con materia orgánica en cantidades variables).
2. Disminuir los volúmenes de incrustación⁴ del cuerpo del terraplén en el terreno de apoyo.
3. Incrementar el factor de seguridad del terraplén contra una falla por rotación o traslación.

Para lograr la **separación**, se optó por utilizar un geotextil filtrante no tejido, colocado entre el terreno natural y el terraplén, como se muestra en la [Figura No. 5.14](#). Las propiedades y características son las indicadas en la [Tabla No. 5.2](#), proporcionadas por el fabricante.

³ Geosintético: Producto elaborado con polímeros para su uso en obras geotécnicas. Comprende los geotextiles, las geomembranas y otros productos relacionados. El geotextil es un material flexible y permeable a los fluidos capaz de retener partículas de suelo mayores que el tamaño de sus poros, o proporcionar refuerzo, diseñado y fabricado para trabajos de ingeniería civil. La geomembrana es un recubrimiento sintético impermeable a fluidos y partículas.

⁴ Incrustar: Para este caso, penetración del cuerpo de terraplén en el suelo de apoyo (pantano).

Tabla No. 5.2.- Características del geotextil no tejido⁵		
Capacidad de carga	Unidades	Valore MD
Resistencia a la tracción	Kg	72.4
Elongación a la tracción	%	50
Resistencia a la perforación	kg	40.8
Hidráulicas		
Permeabilidad	cm/s	0.3
Tamaño de abertura aparente	mm	0.22
Físicas		
Peso nominal	g/m ²	300
Espesor nominal	mm	1.8

En este caso el geotextil establece una frontera entre el relleno y el terreno natural con la idea de preservar las propiedades mecánicas del material de relleno que se está colocando. Es importante hacer notar que la abertura del geotextil en este caso es muy grande comparada con el tamaño de las partículas de arcilla del terreno natural que se desea evitar que pasen a la grava con arena del relleno. Este dato se ha tratado de corroborar para ver si no fue un error de mecanografía o si realmente fue el geotextil solicitado, en cuyo caso el objetivo fundamental no se lograría.

Para **disminuir el volumen de incrustación**, se decidió emplear junto con el geotextil antes descrito una geomalla biaxial con las características y propiedades indicadas en la [Tabla No. 5.3](#). La geomalla biaxial junto con el geotextil envolverían la plantilla de desplante del terraplén, en que además se agregaría un refuerzo más constituido por una geomalla biaxial cuyas propiedades se incluyen en la [Tabla 5.3b](#) y su posición se puede ver en la [Figura 5.15](#).

Tabla No. 5.3a.- Características de la geomalla biaxial			
Capacidad de carga	Unidades	Valore MD	XMD
Resistencia a la tensión al 2% de deformación.	t/m	0.61	0.92
Resistencia a la tensión al 5% de deformación.	t/m	1.2	1.9
Eficiencia de la junta	%	93	
Abertura	mm	25	33
Durabilidad			
Resistencia a daños durante la instalación	SC/SW/GP (%)	95/89/86	
Resistencia a la degradación a largo plazo	%	100	

SC= Arena arcillosa; SW=arena bien graduada; GP= grava mal graduada.
--

⁵ Esta es la información proporcionada por el fabricante, los métodos de prueba se basan en las normas ASTM.

No tejido: se denomina porque los filamentos de *plástico*, son unidos mediante termofusión al través de un rodillo. Existen los tejidos, donde los filamentos son orientados perpendicularmente y prácticamente tejidos como una tela, estos en general resisten más tensión.

Tabla No. 5.3b.- Características de la geomalla uniaxial		
Capacidad de carga	Unidades	Valore MD
Resistencia a la tensión 5% de deformación	t/m	2.8
Resistencia última a la tensión	t/m	5.5
Carga admisible a largo plazo en arcillas, limos y arenas	t/m	2.4
Carga admisible a largo plazo en arenas bien graduadas	t/m	2.3
Carga admisible a largo plazo en gravas	t/m	2.3
Resistencia en la junta	t/m	5.1
Durabilidad		
Resistencia a daños durante la instalación	SC/SW/GP (%)	95/92/90
Resistencia a la degradación a largo plazo	%	100 (no se degrada)

MD en los datos anteriores indica las propiedades de la geomalla en la dirección longitudinal y **MDX** las mismas propiedades en dirección transversal.

La geomalla biaxial se colocó exactamente sobre el goetextil según lo que se indica en la [Figura No. 5.15](#), en tanto que la geomalla uniaxial se colocó después de un espesor de 70cm de relleno sobre los primeros geosintéticos. La razón de ello se trata de explicar en los siguientes párrafos.

Durante la construcción de los terraplenes de acceso al puente “Coatzacoalcos II” (Márquez, 1980), se tuvo la oportunidad de analizar “*por primera vez*” la utilidad de los geosintéticos, en terreno pantanoso como el que ahora se analiza, por no decir el mismo, ya que ambas obras se encuentran en suelos geológicamente del mismo origen (llanura de inundación del Río Coatzacoalcos), y consecuentemente con propiedades geotécnicas muy similares. En dicha obra se construyeron terraplenes de prueba con y sin refuerzos geosintéticos colocados en la frontera entre el terreno de apoyo y el terraplén. Registrando con ello, que los tramos reforzados tenían una incrustación en promedio 30% menor a aquella que se observó en los tramos sin refuerzo (lo que implicó un ahorro sustancial en los volúmenes de acarreo). Una explicación de dicho efecto, es que al colocar un relleno en el suelo pantanoso, se genera una penetración (incrustación) en el subsuelo, cuya magnitud es función del esfuerzo transmitido al suelo en su frontera con los rellenos y de las propiedades del geosintético. Si en la frontera del terreno de apoyo y del terraplén, se coloca un geosintético, a medida que la incrustación crece, el geosintético que está *prácticamente anclado* por la fricción con el material que se le coloca encima, se desplaza hacia abajo y se elonga, lo que permite absorber por tensión el esfuerzo vertical que le transmite el relleno. Bajo estas circunstancias, la magnitud de la penetración decrece hasta llegar al estado de equilibrio, que en general sucede con una penetración menor a la que se tendría sin el geosintético.

En realidad, la forma en cómo se incrusta el geosintético en el terreno de apoyo y por ende cual es su elongación, depende de varios factores, entre las principales se consideran, las condiciones estratigráficas que conforman al terreno de apoyo y de manera muy significativa el procedimiento constructivo del terraplén. Sin embargo, es claro que si el geosintético se deforma, entonces está siendo sometido a un esfuerzo que no es otro que el que aparece por el peso del relleno que se le está colocando encima.

En este trabajo se propone una forma de calcular la profundidad de incrustación que puede sufrir un terraplén colocado en zonas pantanosas que permiten al geosintético deformarse generando una fuerza de tensión por la interacción entre los diversos elementos (relleno, geosintético y terreno de apoyo). La **hipótesis principal** del procedimiento planteado es que el geosintético se elonga dentro del terreno de cimentación generando un **segmento circular** en el que sus extremos no se hunden (como si estuvieran anclados), y en el centro se tiene la deformación máxima, tal como se indica en la [Figura 5.16](#). Para que el sistema esté en equilibrio, el peso del terraplén W_T , más el peso del material incrustado W_i , tendrán que ser soportados por la fuerza de tensión T que se produce en el geosintético al deformarse y por la resultante de la sumatoria de fuerzas normales N_i .

Si se plantea el sistema de ecuaciones para condición estática, se observará que se tiene un mayor número de incógnitas que de ecuaciones, de hecho existe una dependencia entre ellas, ya que prácticamente depende del peso del terraplén y del suelo incrustado, el cual a su vez es función de la fuerza T y de la reacción N_i , por lo que es necesario establecer el valor de algunas de ellas para poder resolver el sistema. Otra forma de atacar el problema y estimar la profundidad de incrustación h , es fijando la deformación máxima que se puede aceptar en el geosintético; por ejemplo, las especificaciones de estos materiales, establecen que una deformación segura de trabajo puede estar entre 2% y 5%. Si en este caso se acepta que el geosintético se deforme el 5%, entonces se puede calcular la profundidad de incrustación con las siguientes expresiones, que se deducen de la [Figura No. 5.16](#).

$$r\theta = L; \quad L = 1.05C; \quad \theta = \frac{1.05C}{r}$$

Por otro lado: $\text{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{C}{2r}$ entonces $\text{sen} \frac{1.05C}{2r} = \frac{C}{2r}$

El valor de C se conoce, es el ancho del terraplén en su base (35.6m), así que la única incógnita es el valor de r , sin embargo no se puede determinar directamente porque forma parte del argumento de la función seno, induciendo a resolver la ecuación mediante iteraciones, de esta forma se encuentra el valor de r , que en este

caso es de **34.7m**. Con este dato y las siguientes expresiones que se obtienen mediante trigonometría de la **Figura 5.16.**, se calcula ahora el valor de **h** , **θ** , **β** , y del área (**A**) del segmento circular.

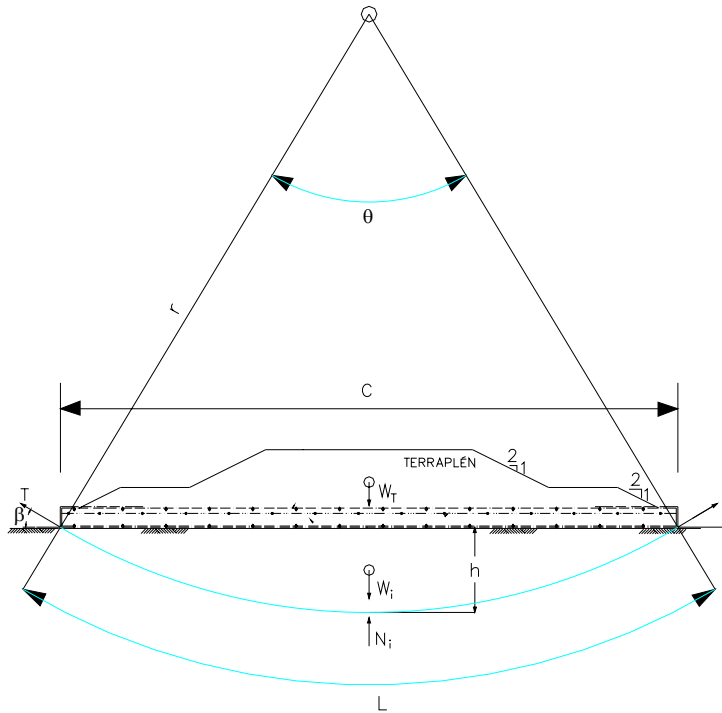


Figura No. 5.16 Esquema que indica la hipótesis de una superficie circular de incrustación del terraplén en el suelo de cimentación. W_T =peso del terraplén; T = fuerza de tensión desarrollada por el geotextil; β = ángulo de inclinación de la fuerza T ; W_i = peso del material incrustado; N_i = fuerza de reacción del suelo de apoyo; θ =ángulo del arco de circunferencia; C =ancho del terraplén; L =longitud del arco de circunferencia; r =radio y h =profundidad de incrustación del terraplén en el suelo de apoyo.

$$h = r - \frac{1}{2}\sqrt{4r^2 - C^2}; \quad \mathbf{h=4.9m}$$

$$\theta \approx 62^\circ; \quad \beta \approx 30^\circ$$

$$A = \frac{1}{2}[rL - C(r - h)]; \quad A= \text{área del segmento circular} = \mathbf{118.3m^2}$$

Empleando estos datos, ahora se puede calcular la fuerza de tensión (T) que se genera a lo largo de la superficie circular entre los materiales y en consecuencia elegir el producto geosintético adecuado. Para calcular dicha fuerza se hace una división en dovelas del terraplén y del material incrustado según lo indicado en la **Figura 5.17.**

La fuerza T es la componente tangencial del peso W_i (peso del terraplén mas peso del material incrustado) de cada dovela, la cual es variable en función del ángulo β que forma la proyección del peso de cada dovela con una línea vertical; se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\text{seno } \beta_i = \frac{X_i}{r}; \text{ en donde } X_i \text{ es la distancia entre el centro del círculo y el punto de aplicación del peso } W_i \text{ de cada dovela; } r \text{ es el radio del círculo.}$$

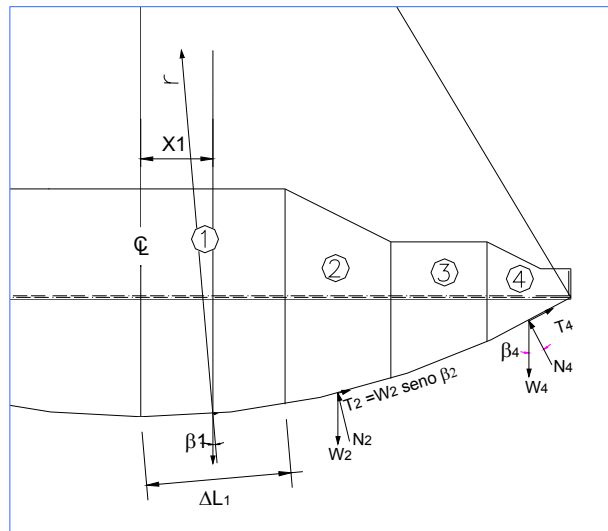


Figura No. 5.17 Cálculo de la fuerza T a lo largo de la superficie deformada, mediante la división en dovelas de la sección transversal del terraplén y del material incrustado.

Como se conocen todas las dimensiones geométricas de la sección de análisis se puede determinar el peso de cada dovela y en consecuencia el valor de T_i , tal como se muestra en la [Tabla 5.4.](#)

Tabla No. 5.4.- Cálculo de la fuerza T en cada dovela y la requerida por el geosintético.											Resistencia requerida del geotextil
Dovela No.	área m ²	Espesor m	Volúmen m ³	γ t/m ³	W _i t	X _i m	r m	Senos β_i radianes	T _i t	ΔL_i m	
1	55.7	1.0	55.7	1.95	108.7	3	34.7	0.0865	9.40	6.00	1.57
2	32.1	1.0	32.1	1.95	62.7	8.2	34.7	0.2363	14.81	4.40	3.37
3	19.6	1.0	19.6	1.95	38.2	12.4	34.7	0.3573	13.66	4.00	3.41
4	8.3	1.0	8.3	1.95	16.1	16.14	34.7	0.4651	7.51	3.94	1.91

En el cálculo se está tomando un espesor unitario; el peso volumétrico del material se está considerando uniforme tanto para el cuerpo del terraplén como para el material incrustado y el valor de ΔL_i , se está tomando linealmente en lugar de una sección circular según lo indicado en la [Figura 5.17](#). Finalmente, como la fuerza de tensión se genera en la base de cada dovela. La resistencia requerida para el refuerzo se obtiene dividiendo simplemente el valor de T_i entre el valor de ΔL_i de cada dovela, con lo que se generan los datos de la última columna.

Como más adelante se analiza, para poder lograr el valor de T requerido, fue necesario colocar las tres líneas de geosintéticos, como se han mostrado en la [Figura 5.15](#).

En el análisis anterior, se está **suponiendo que el suelo de apoyo permite que los geosintéticos se deformen la cantidad suficiente (entre el 2 y el 5%)** para trabajar con su resistencia de diseño, sin embargo, ¿Qué sucede si el espesor de lodo se encuentra sobre un suelo que, aún cuando su consistencia sea muy blanda, tiene cierta resistencia?, ¿Cuál sería la magnitud de la incrustación para una estructura como la que ahora se está analizando?

Si en la estratigrafía de análisis, se establece que el espesor de lodo varía entre 0.5 y 1.5m, y que el suelo subyacente tiene cierta rigidez, se puede considerar que el espesor de lodo será desplazado completamente al ir colocando el relleno y después se tendrían **asentamientos inmediatos** cuya magnitud se puede aproximar con el procedimiento propuesto en los siguientes párrafos; la aportación del refuerzo con geosintéticos tendría que evaluarse a partir de la deformación que estos experimenten.

La incrustación del terraplén en el suelo de apoyo, se presenta en forma prácticamente inmediata a la colocación del relleno, la rapidez de esta deformación hace que el volumen del suelo de cimentación permanezca prácticamente sin cambio, por lo que se propone calcular dicha deformación a través de la teoría elástica, mediante la siguiente ecuación propuesta por Boussinesq y en la que se está considerando que el estrato de apoyo que más aporta a la deformación es homogéneo, isótropo y tiene un comportamiento elástico lineal.

$$\delta = \frac{\Delta\sigma}{E}(1-\nu^2)BI$$

En la que δ es el asentamiento bajo el terraplén, $\Delta\sigma$ es la presión media ejercida sobre la superficie del suelo; E es el módulo de Young, y ν es la relación de Poisson (igual a 0.5 para simular que no hay cambio de volumen en el terreno de apoyo), B es el ancho de análisis, e I es el factor de influencia que depende de la geometría en planta del terraplén y de esta con la profundidad; en este caso se considerará igual a 1 para visualizar únicamente el efecto del terreno de cimentación..

Se establece que $\Delta\sigma$ es el esfuerzo aplicado en la superficie del terreno de apoyo, sin embargo, su valor varía con la profundidad de acuerdo con el análisis de distribución de esfuerzos Boussinesq (Figura 5.18), por lo que se puede emplear un valor promedio para calcular la deformación que tiene un estrato ubicado a cierta profundidad. Además, de que sería función de la forma en que se construya el terraplén, es decir si se hace en una o en varias etapas, durante las cuales se permite que el suelo de cimentación aumente su rigidez.

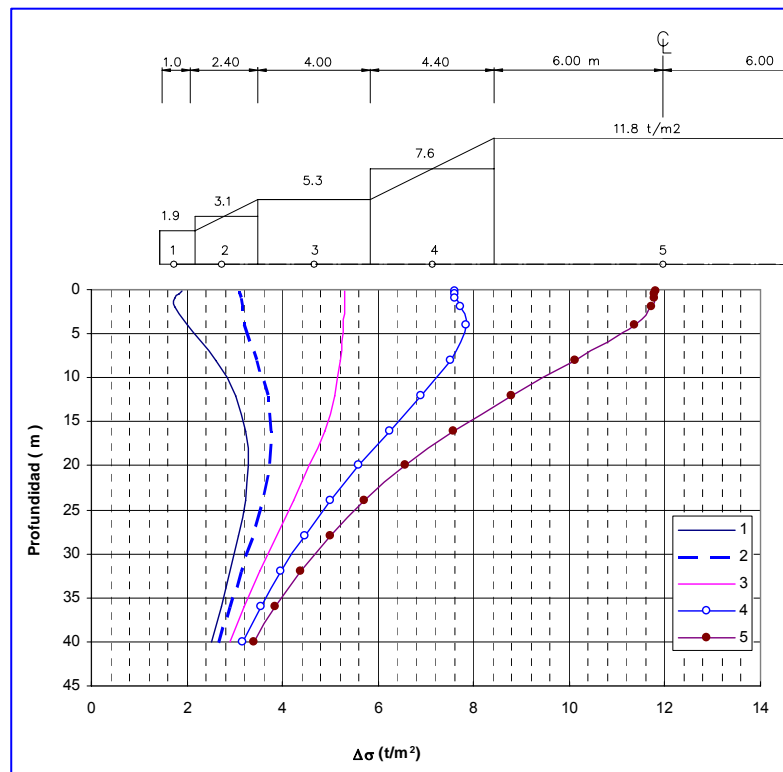
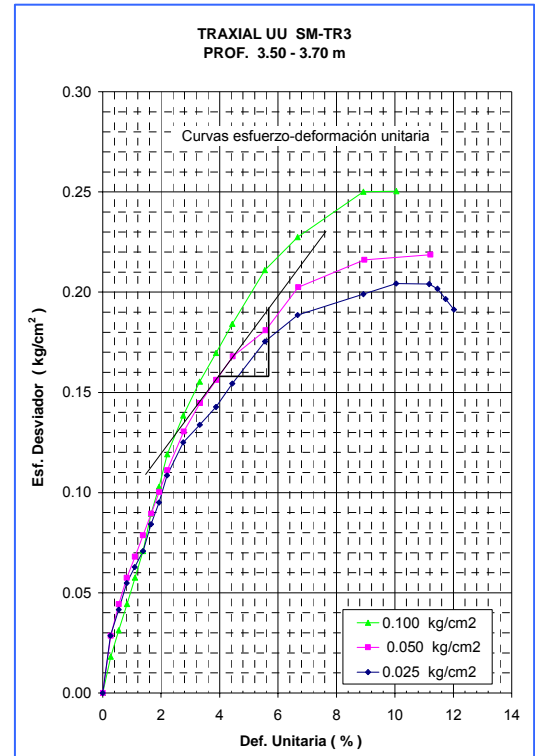


Figura No. 5.18 Diagrama que muestra la variación del incremento de esfuerzos con la profundidad, en cinco puntos (1, 2, 3, 4, 5) ubicados bajo la sección transversal típica del TR-5. En el análisis se empleó la Teoría de Boussinesq y se consideró carga uniforme completa (es decir, el terraplén es construido en una sola etapa), en secciones rectangulares según lo indicado en el esquema de la parte superior de la figura. También se tomó en cuenta la longitud total del terraplén de 73.6m, los puntos de análisis están ubicados a la mitad de esa longitud.

El módulo de Young sería el obtenido en pruebas rápidas de laboratorio, en las que no hay cambio de volumen, es decir, pruebas triaxiales rápidas. En este caso no se emplearía el módulo tangente inicial ni un valor secante, sino se propone que se calcule en el rango en que se observan grandes deformaciones para un pequeño incremento de esfuerzo, como lo que sucede en la práctica, en donde el suelo de apoyo es desplazado (experimenta grandes deformaciones) al ir construyendo el terraplén. Este aspecto trasladado a la curva esfuerzo-deformación unitaria sería considerar el módulo de rigidez muy cerca de la zona de falla según lo que

se muestra en la [Figura No. 5.19](#). Sin duda el valor de E, representa gran dificultad para su elección y en la ecuación propuesta para el cálculo del asentamiento, dicho parámetro es muy sensible para los resultados.

Figura No. 5.19 Grafica esfuerzo-deformación unitaria típica del terreno pantanoso de la zona en estudio. Se obtuvo de una muestra de suelo recuperada entre 3.0 y 3.70m de profundidad bajo el terreno de apoyo del TR-3; el contenido de agua es del orden de 190% y el peso volumétrico natural de 1.23 t/m³, con una relación de vacíos de 9. La línea dibujada corresponde con la propuesta para determinar el módulo de Young en el rango de grandes deformaciones para pequeños incrementos del esfuerzo; el valor aproximado es de 25t/m².



Por otro lado, el perfil estratigráfico del TR-5 es el que presenta el mayor espesor de suelo (comparado con los otros terraplenes de prueba) que puede influir en las deformaciones elásticas; es del orden de 8.0m, por lo que el valor del incremento de esfuerzos en el suelo de apoyo se considerará como un valor promedio existente a 4.0m de profundidad. De esta forma los asentamientos inmediatos en cada uno de los cinco puntos de análisis calculados con la información anterior aplicada a la ecuación de asentamientos elásticos, tienen los valores dibujados en la [Figura No. 5.20](#).

En dicha figura se observa un asentamiento máximo de 3.0m al centro del terraplén, y del orden de 10cm en los extremos, desde luego que a esta configuración habría que agregar la profundidad en la que el lodo superficial fue desplazado. Con esta configuración, se podría calcular cual es el esfuerzo que toman los geosintéticos de refuerzo y rehacer el análisis a partir de los nuevos esfuerzos transmitidos al terreno de apoyo, el ciclo tendría que repetirse hasta alcanzar el equilibrio. Desde luego, no se debe perder de vista que esta es una propuesta de análisis.

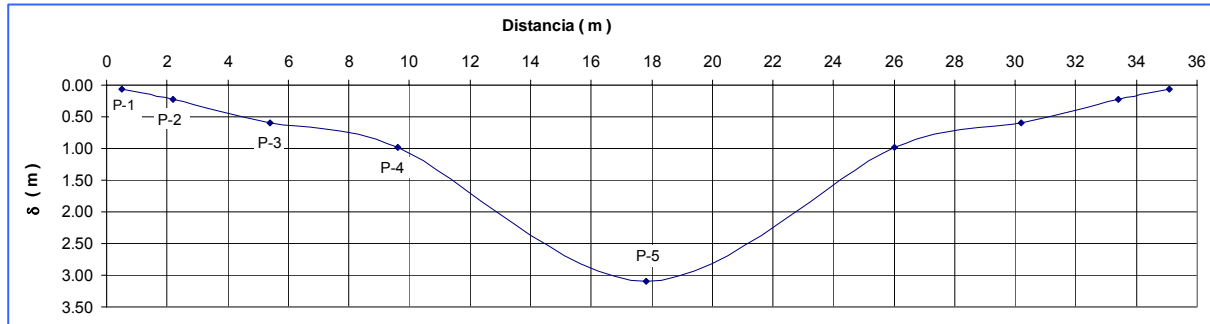


Figura No. 5.20 Configuración de la incrustación que tendría el terraplén al considerar la rigidez del suelo de cimentación y suponer que el terraplén es construido totalmente en una sola etapa.

Finalmente se hace un comentario en cuanto a la posibilidad de que con los geosintéticos se pueda aprovechar la **fuerza de flotación** que generaría el terreno pantanoso. La idea sería colocar un geosintético **no filtrante**, que permita que el terraplén funcione como un cuerpo flotante. Esto ayudaría a disminuir los volúmenes de incrustación, que según los análisis representan un volumen considerable de materiales de acarreo.

El **tercer objetivo de los geosintéticos, es incrementar el factor de seguridad** contra falla rotacional por la base, se explica de la siguiente forma; el colocar los geosintéticos horizontalmente, producen una nueva fuerza resistente que aumenta el factor de seguridad contra una falla rotacional por la base. En la [Referencia No 20](#), se establece en algunos artículos, que para que el efecto refuerzo realmente se produzca con los geosintéticos, es necesario que se coloquen en un sistema multicapas, de lo contrario el beneficio puede ser poco significativo. Para verificar la influencia del refuerzo en el FS del terraplén en cuestión, se hizo un análisis de estabilidad de la sección transversal con bermas, sin incluir el refuerzo de los geosintéticos, el resultado obtenido es un factor de seguridad de **1.48** para una superficie circular de falla según lo que se indica en la [Figura 5.21](#).

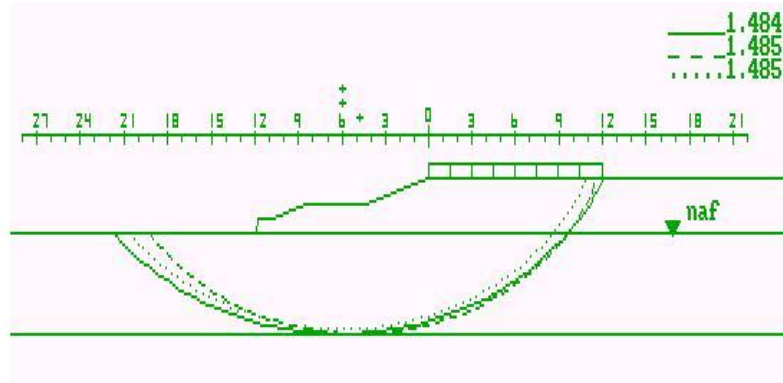


Figura No. 5.21. Resultado del análisis de estabilidad para una sección del terraplén de prueba considerando las bermas, sin el refuerzo de los geosintéticos.

A partir de este resultado, se hace intervenir el valor de una nueva fuerza T (fuerza resistente debida a las capas de geosintéticos); la magnitud de dicha fuerza multiplicada por el brazo de palanca (radio crítico determinado con el análisis de estabilidad sin refuerzos), se incrementará al valor del momento resistente según lo siguiente:

Los resultados del programa de cómputo (descrito anteriormente) para un talud con sobrecarga en la corona son:

- FS de 1.48, con una superficie de falla por la base y un radio de giro de 15.98m.
- El momento resistente, considerando un ancho unitario de análisis, es de 1603.5 t-m, y
- El momento motor (que tiende a producir el deslizamiento), es de 1082 t-m.

Si al momento resistente se le suma el valor del momento que produce la fuerza T generada por el refuerzo, se tiene:

$1.38t * 2$ (son dos líneas de geomallas biaxiales +1.98t (una malla uniaxial) * 8.4m (brazo de palanca)= 39.82t-m. De esta forma el FS pasa de 1.48 a 1.52, que ya queda dentro del rango recomendado.

Los valores de resistencia de los geosintéticos (1.38 y 1.98t anotados), se obtienen mediante el criterio de **resistencia a largo plazo (LTADL)** que más adelante se describe. Lo importante ahora es que el resultado anterior, permite señalar que el refuerzo no produce un incremento sustancial del factor de seguridad por falla rotacional en el terraplén. Sin embargo, su colocación en el relleno, tal como se propone, daría cierta rigidez a la base, reduciría el volumen de incrustación, y evitaría cierto grado de contaminación de la base granular con suelos finos plásticos.

Como en párrafos posteriores se señala, la inclinación de la fuerza T, aún no está claramente definida, así que se consideró completamente horizontal, razón por la que el brazo de palanca no es 15.98m sino 8.4m

En cuanto al material que conforma la plantilla o **base reforzada**, es una arena con grava con características de base (es decir con una curva granulométrica que indique material bien graduado y contenido de finos en menos de 5%, para los que el límite líquido debe ser menor de 50%), colocada a volteo sobre los geosintéticos. El requerimiento de que este material sea granular es porque se sumergirá en el pantano y se requiere que sus propiedades mecánicas no varíen sustancialmente al saturarse. Para tener un control adecuado de la construcción del terraplén sobre la base reforzada, se propone que la

parte superior de dicha base quede cuando menos 0.30m arriba del nivel superior del agua en el pantano, y tenga un espesor mínimo de 1.0m.

Para el adecuado diseño de los geosintéticos o georredes de refuerzo en un terraplén, la [referencia No. 21](#), establece que al momento de seleccionarlos deberán de formularse las siguientes preguntas:

- *¿Qué resistencia deben tener?*
- *¿Cuánta deformación se deberá de aceptar para que empiecen a trabajar?*
- *¿Podrá el suelo circundante desarrollar tal resistencia?*
- *¿Habrá algún factor ambiental que afecte la resistencia del refuerzo?*

Estas cuatro preguntas se contestan al incorporar en el diseño la resistencia a largo plazo LTADL, (long term allowable desing load), el coeficiente de interacción Ci y la resistencia por adherencia Cg. Estos parámetros los definen y los cuantifican las distintas compañías que producen y comercializan los refuerzos y debe consultarse la ficha técnica individual de cada producto.

La resistencia a largo plazo (LTADL) de un refuerzo.

Es equivalente a su carga de trabajo, sin embargo, la deformación límite de servicio (permisible) en dicho refuerzo, la cual generalmente es proporcional a la deformación del suelo en una estructura térrea (talud, terraplén, muro, etc.), es la que determina la LTADL. El comportamiento ante el creep es la primera propiedad mecánica para establecer la deformación límite de servicio de dicho refuerzo. El creep depende del material con el que está hecho el refuerzo. En el caso de geosintéticos, fabricados de polímeros, el que mejor comportamiento presenta, a largo plazo es el poliéster. Los efectos ambientales tienen una influencia muy secundaria en el LTADL, para la mayoría de las proyectos.

La LTADL para los geosintéticos de refuerzo, se calcula como sigue:

$$LTADL = US*CF*DF*SDF$$

Donde:

- US = Resistencia a la tensión última.
- CF = Factor de reducción por creep
- DF = Factor de reducción por durabilidad
- SDF = Factor de reducción por daño in situ.

Resistencia a la tensión última (US).La resistencia a la tensión última y el comportamiento carga-deformación del refuerzo, se determinan a través de la denominada prueba ancha (ASTM D-4595),

aunque, como todos los polímeros, esta resistencia varía por efectos de la temperatura y velocidad de carga.

Factor de reducción por creep y deformación límite de servicio (CF). Para taludes y terraplenes de suelo reforzado, la deformación límite de servicio (recomendada), varía entre 2% y 5%, aunque se pueden tolerar valores hasta del 10%.

Factor de reducción por durabilidad (DF). Para establecer un adecuado factor de reducción de durabilidad, la Environmental Protection Agency, EPA, estableció el protocolo EPA 9090 que los geosintéticos de refuerzo debieran cumplir al ser expuestos al medio ambiente, a ataques microbiológicos, a los rayos ultravioleta, a hidrólisis y a una gran cantidad de pruebas con soluciones químicas, a altas temperaturas. Los poliésteres de alto peso molecular lograron conservar hasta el 90% o más de su resistencia original, por lo cual se les permite usar un factor de reducción de durabilidad $DF=0.9$. Para redes de polipropileno, deberá de utilizarse un mayor factor de reducción DF, que debe consultarse con el proveedor o fabricante.

Factor de reducción por daños en el sitio (SDF). Este factor varía de acuerdo con el tipo de polímero (poliéster, polipropileno, polietileno, etc.) del que esté fabricado el refuerzo, así como del recubrimiento que presente (pvc u otro). La abrasión es el agente más destructivo que se encuentra en las obras y varía de acuerdo al tipo de suelos que se manejan: en los suelos granulares la resistencia del geosintético de refuerzo, por daños, puede bajar hasta en un 20%, en tanto que suelos finos puede reducirse hasta en un 10% del original. Este factor ya ha sido aplicado por cada fabricante a su valor de LTADL que presenta en cada uno de sus productos, en sus fichas técnicas.

Coeficiente de interacción del refuerzo cortante (C_i)

El coeficiente de interacción por resistencia al esfuerzo cortante C_i define la proporción de la capacidad de esfuerzo cortante del suelo disponible que puede actuar al momento en que el refuerzo le haga la transferencia de cargas. Este parámetro es crítico al determinar la resistencia a la extracción o pullout T_{pull} de un refuerzo a lo largo de una longitud de anclaje l_a . Los valores de C_i están dados por cada fabricante, en una ficha de datos técnicos. En la [Tabla 5.5](#), se presentan valores que pueden emplearse en un diseño preliminar.

Tabla 5.5.- Coeficiente de interacción por resistencia al esfuerzo cortante C_i para los productos de TC Mirafi.

Tipo de suelo	Coeficiente de interacción C_i	
	Georredes	Geotextiles.
Arenas limosas (SM), Arenas finas a medias (SW, SP)	0.9-1.0	0.9

Resistencia a la adherencia (C_g). Los valores de la resistencia por adherencia C_g están dados por cada fabricante en una ficha de datos técnicos. En la [Tabla No.5.6](#), se consignan algunos valores.

Tabla 5.6.- Resistencia por adherencia, para los productos de TC Mirafi.

Tipo de suelo	Coeficiente de adherencia C_g	
	Georredes	Geotextiles.
Arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arcillosos, ML, CL.	0.50	0.55

Con la información anterior, se puede revisar el FS del terraplén reforzado, según lo siguiente:

“En el análisis de estabilidad de un terraplén sobre suelos blandos hay cuando menos dos tipos de suelos diferentes y en general, solamente una capa de refuerzo en el contacto del terraplén y del suelo de desplante. Detalles adicionales se muestran en la [Figura No. 5.22](#).

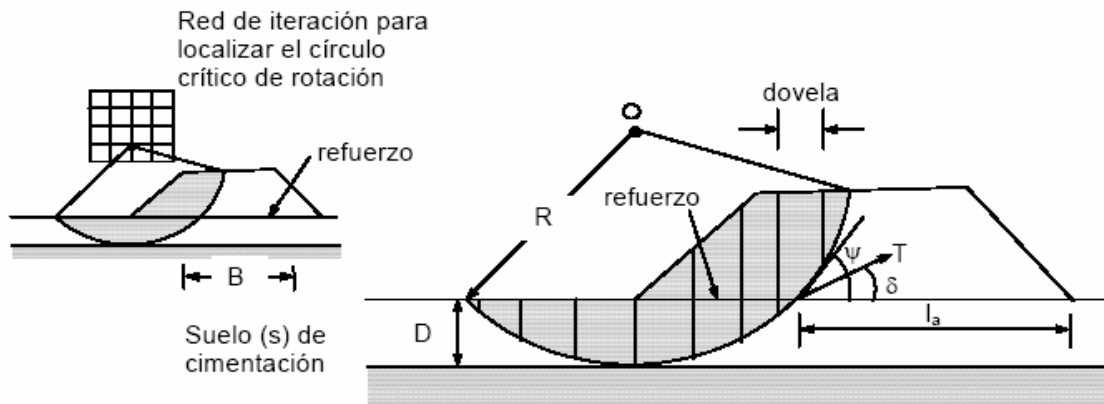


Figura No. 5.22 Análisis de deslizamiento circular para terraplenes reforzados y apoyados en suelos blandos.

La fuerza T que proporciona el refuerzo, en el punto de intersección de la superficie de la falla circular y el refuerzo, genera un momento estabilizador adicional. La orientación que se le da al vector en el cálculo de estabilidad puede variar entre $0 \leq \delta \leq \psi$, como se ilustra en la [figura 5.22](#).

Aquí el ángulo ψ es la orientación de la tangente del círculo en la intersección con la capa de refuerzo. La guía de la FHWA (Federal Highway Administration), recomienda los siguientes valores para δ :

- | | |
|------------------|---|
| $\delta=0$ | Para suelos frágiles, suelos muy sensitivos a deformaciones, por ejemplo, algunos suelos marinos. |
| $\delta= \psi/2$ | Para $D/B < 0.4$ y para suelos de moderado a alta deformabilidad, por ejemplo limos y arcillas. |
| $\delta=\psi$ | Para $D/B > 0.4$ y para suelos altamente deformables, por ejemplo, arcillas suaves y turbas y para refuerzos de alta elongación, tipo geotextiles no tejidos, con elongaciones mayores al 10% y mayores deformaciones tolerables. |

Existe una diferencia de opiniones sobre si $\delta > 0$ pudiera ser una suposición razonable o no. Algunos argumentan que para que el vector T llegue a alcanzar la condición que se muestra en la [figura 5.22](#), deben presentarse deformaciones inaceptablemente grandes con las que el geosintético ya no trabaje eficientemente y el valor de T pudiera sobre estimarse, así que una forma conservadora de hacer intervenir T en el análisis es considerar $\delta=0$.

El valor de la fuerza T en el análisis de falla circular, **es el menor** de la **LTADL o de la** capacidad de adherencia calculada como $C_g \cdot I_a$. El término C_g es la resistencia generada por la adherencia entre el refuerzo y el suelo subyacente. La máxima resistencia por adherencia está limitada por la resistencia no drenada del suelo de desplante, esto es: $C_g \leq C_u$. Para el terraplén de análisis, la falla por adherencia está descartada, porque los geosintéticos envuelven completamente la base de materiales granulares dejando como única opción de falla la fuerza de tensión o LTADL.

Para superficies cercanas al pie del talud, la fuerza T del refuerzo deberá controlarse por la adherencia ya que el refuerzo no es atravesado por la superficie circular de falla, mientras que por debajo de la corona del terraplén, LTADL será la que controle.

Todo lo antes indicado conduce a determinar el valor de la fuerza T que ayuda a aumentar el factor de seguridad de un talud ante una posible falla circular. La [Tabla 5.7](#), muestra los valores así calculados de T para las geomallas utilizadas en el refuerzo del talud en estudio.

Tabla 5.7.-Calculo de la fuerza resistente T		
	G. Biaxial	G. Uniaxial
US (kg/m)	2000	2755
*CF (%)	80	80
DF (%)	100	100
SDF (%) SC/SM/SP	95/89/86	95/92/90
T = LTADL (kg/m)	1376	1984

*Este valor se ha supuesto en función de lo indicado anteriormente, ya que el proveedor no proporciona dicho dato.

En ambos casos, el proveedor del producto especifica que es para una deformación máxima de 5% y se considera un material tipo SP (arena mal graduada), para establecer el valor de SDF.

La influencia de T tanto en la incrustación del relleno como en la estabilidad del terraplén ante una posible falla circular por la base ya se calculó antes; concluyendo que en el caso de la incrustación se **disminuye el volumen de incrustación** (de información revisada en aproximadamente **30%**) y que el **FS aumenta de 1.48 (sin goesintéticos) a 1.52 (con goesintéticos)**.

Continuando con los factores que influyen en las características geométricas del terraplén de prueba, ahora se analiza la influencia del material para conformar los terraplenes y la influencia del procedimiento constructivo.

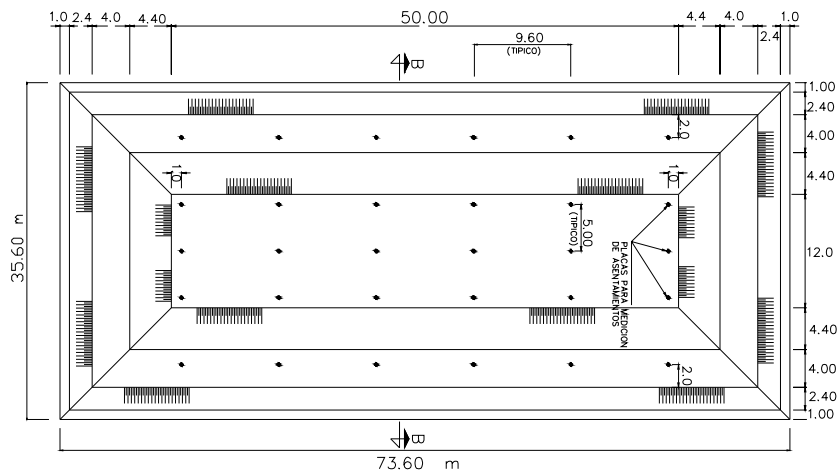
En los modelos se cuidó que los materiales y el procedimiento constructivo fueran los mismos que se emplearían en la obra definitiva. De hecho, como se anotó, los terraplenes de prueba, serían en realidad secciones de la estructura definitiva ya que estarían ubicados sobre el eje de la vialidad y tendrían la misma sección transversal. De esta manera se lograría que el comportamiento mecánico del suelo de apoyo y del terraplén, en cuanto a materiales y procedimiento constructivo se refiere, sea el **mismo tanto en los modelos como en la vialidad definitiva**. Mención especial merece el procedimiento constructivo de los terraplenes en las zonas pantanosas, ya que con los modelos, se podría **calibrar** la mejor manera ir **construyendo** el relleno y la **velocidad** de construcción; aspectos que influyen tanto en la estabilidad de dichas estructuras como en los volúmenes de incrustación, lo que desde luego va de la mano con el aspecto económico del proyecto. De este razonamiento, convendría que los terraplenes se construyeran analizando los aspectos indicados a fin de generar la información necesaria para tomar las mejores decisiones aplicables al proyecto definitivo.

Al igual que en los TR-1 y TR-2, los terraplenes que se construirían para observar el comportamiento de la vialidad se instrumentaría cuidando que la colocación de los diferentes **aparatos de medición** fuera

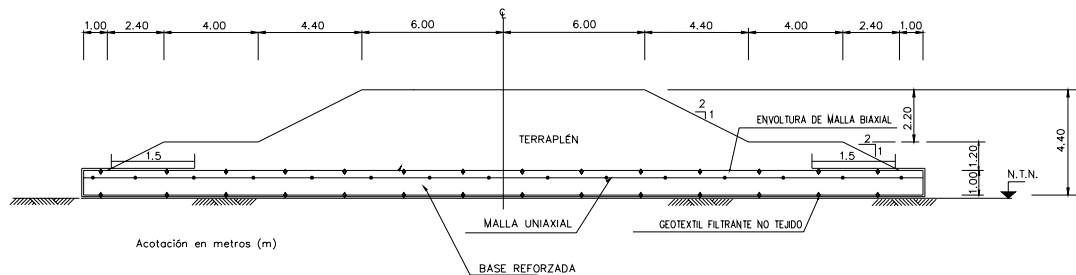
estratégica para que registraran lo requerido en forma **eficiente y eficaz** y al mismo tiempo permitieran el paso del equipo de tendido y compactación convencional con que se construiría la obra definitiva.

Finalmente, las características geométricas de los terraplenes de prueba TR-3, TR-4 y TR-5, son las indicadas en la **Tabla No. 5.8** y mostradas en la planta y en el corte de la **Figura No. 5.23**.

TR	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Talud (Hor:Ver)
3	35.60	73.6	3.60	2.0:1.0
4			4.00	2.0:1.0
5			4.00	2.0:1.0



Vista en planta



Corte B-B

Figura No. 5.23 Vista en planta y corte que muestran las características geométricas de los terraplenes de prueba. Los símbolos con forma de cruz en la planta, indican la posición de equipo de instrumentación, en este caso, de placas para registrar asentamientos de la superficie del terreno de apoyo; las distancias indicadas son típicas en los tres terraplenes de prueba (TR-3 y TR-4 y TR-5).

6. ANÁLISIS DE LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS DRENES VERTICALES.

6.1. Aspectos a considerar en la elección del dren vertical.

Como ya se mencionó, se propuso la construcción de dos terraplenes de prueba (TR-1 y TR-2), para modelar el comportamiento de los rellenos que se colocarían en la zona de reconfiguración de la refinería. En el **TR-2** se sugirió instalar **drenes verticales** para verificar su influencia en el proceso de consolidación en los estratos ubicados entre **0 y 15m de profundidad** (en este espesor se encuentran los principales estratos de materiales coloidales que pueden influir en el tiempo de consolidación, de acuerdo con lo que se señaló en el capítulo 1 y se observó en el sondeo ejecutado bajo el TR-2), y comparar los resultados obtenidos con los que arrojaría el TR-1 donde no habría tales elementos. La decisión de instalar los drenes verticales responde a la experiencia que se ha tenido con dichos elementos y a que se considera necesario verificar su influencia en campo y no partir de los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio, según lo siguiente:

Los drenes verticales se han usado desde los años treinta con el fin de acelerar la consolidación de capas de suelo poco permeable, frecuentemente arcilla. Se componen de columnas de arena, de aproximadamente 0.30m de diámetro (dren de arena) o de material fibroso prefabricado clavado en el suelo (dren sintético). Los drenes **proporcionan una nueva trayectoria para que el agua** que está en los **poros** escape del suelo en consolidación recorriendo una **distancia más corta** de la que sería necesaria sin ellos y por lo tanto la *velocidad de escape* del agua se incrementa¹; también permite que el flujo dentro del suelo sea en la dirección horizontal. Sin embargo, se cree que existen casos en los que los drenes han sido utilizados sin ser necesarios (Lewis y colaboradores, 1975), imponiendo así un costo innecesario al proyecto. También se ha expresado la opinión de que la alteración del suelo durante la colocación del dren puede provocar una drástica disminución en la permeabilidad y de la resistencia al esfuerzo cortante y un incremento de la presión de poro, (Casagrande y Poulos, 1969), lo que puede disminuir el beneficio esperado de los drenes verticales.

Un razonamiento que puede conducir al uso de drenes verticales, es el considerar los resultados de consolidación unidimensional de las pruebas de laboratorio. Por ejemplo, en cierto caso, el tiempo requerido para alcanzar el 80% de consolidación en una pastilla de suelo de 2cm de espesor fue de 3.7

¹ De acuerdo con la Ley de Darcy la velocidad de flujo se puede expresar como $v = ki$, si k es el coeficiente de permeabilidad del suelo (se acepta que permanece constante durante el proceso de consolidación), para que la velocidad aumente, es necesario que $i = \frac{h}{l}$ (gradiente hidráulico)

aumente, si h es la carga hidráulica y se asume que es constante, la única forma de que i aumente es disminuyendo l , que es precisamente la distancia efectiva que tiene que recorrer una partícula de agua a través del suelo; lo que explica en forma sencilla el aporte de los drenes verticales.

hrs. Si este resultado se traslada a un caso real en el que el estrato de arcilla tiene un espesor de 6.5m y está entre dos estratos permeables (lo que está modelado con las piedras porosas en el consolidómetro), entonces el tiempo requerido para alcanzar el 80% de consolidación se puede estimar con la relación:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_{e1}^2}{H_{e2}^2} \quad (\text{ec. 6.1})$$

Donde:

t_1 , es el tiempo requerido para alcanzar el 80% de consolidación en la prueba de laboratorio.

t_2 es el tiempo necesario para alcanzar el 80% de consolidación en el estrato real de suelo que se está modelando con la prueba de laboratorio.

H_{e1} , es la distancia máxima que recorre una partícula de agua en la muestra de suelo que está siendo consolidada unidimensionalmente. En función de las condiciones de drenaje que tiene el estrato de análisis en campo, la probeta de suelo en el laboratorio puede ser drenada por una o por ambas caras (superior e inferior). Así que H_{e1} puede ser el espesor completo de la probeta si solo está drenada por una cara o será la mitad del espesor si la probeta está drenada por ambas caras ya que el agua puede salir por arriba y por debajo de la probeta.

H_{e2} , es el valor equivalente a H_{e1} , pero respecto al estrato de suelo en campo.

La ecuación anterior se desprende de la deducción matemática de la teoría de consolidación de Terzaghi y además se basa en el axioma de que la muestra de suelo de 20mm de espesor se compone de los mismos elementos y se comporta exactamente del mismo modo que el estrato natural de arcilla de 6.5m de espesor. De esta forma, el tiempo estimado para que suceda el 80% de consolidación en el estrato real es de 44 años, es decir unas **100 000 veces más el tiempo medido en el laboratorio**. Este tiempo tendría que ser valorado en función de los requerimientos del proyecto y desde luego tomar las acciones permitentes para disminuirlo si así se necesita; en cuyo caso se puede plantear el utilizar drenes verticales para reducir drásticamente el tiempo de consolidación. Instalando los drenes verticales por ejemplo a espaciamiento de 1.5m, la trayectoria máxima de drenaje se reduce de 3.25m (medio espesor de la capa de arcilla) a aproximadamente 0.7m. Este panorama resulta alentador y realza el apoyo para el uso de drenes verticales. Sin embargo, en el razonamiento anterior, existe una falacia importante, que el tiempo requerido para la consolidación de la capa de arcilla en realidad se puede predecir a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio; Simons (1974), Stamatopoulos y Kotzias (1983), por ejemplo, han señalado que **la velocidad de consolidación en campo puede ser 10, 100 o aun 1000**

veces más rápida que dichas predicciones. Por lo tanto **la decisión de instalar drenes** con el fin de acelerar la consolidación **debe ser respaldada por fuertes evidencias de campo** en lugar de cálculos basados en parámetros derivados de pruebas de laboratorio. Además, los drenes verticales pueden elevar el costo de la obra hasta por un factor de 3 o más, según lo que más adelante se ejemplifica.

De este análisis, se desprende la decisión de colocar drenes verticales en uno de los terraplenes de prueba y verificar el costo/beneficio de tales elementos para la obra definitiva, lo cual responde a la premisa de que toda obra de ingeniería debe ser económica, segura, funcional y armónica con la naturaleza.

Hasta casi los años cincuenta los drenes más empleados (la primera obra data de 1934), fueron los de arena, debido a que los materiales que estaban disponibles para el tipo prefabricado eran de cartón y no siempre proporcionaban la resistencia requerida para la instalación y la durabilidad mínima necesaria. En los años cincuenta, la disponibilidad de plástico (polietilenos PVC, polipropilenos y poliéster) a precio razonable dio gran impulso a los drenes prefabricados. Desde 1980 los **drenes prefabricados** se adueñaron del mercado debido a que **son más baratos y más rápidos de instalarse** que los drenes tradicionales de arena. En proyectos importantes, **el costo de los drenes prefabricados, incluida la instalación, es aproximadamente 1/3 el costo de los drenes de arena (McGown y Huges, 1981).**

Actualmente, se reconocen tres tipos de drenes verticales por sus características geométricas y materiales de que están hechos (Ref. 27), a saber:

Drenes de arena:

Son perforaciones circulares en las que se introduce arena con tamaños comprendidos entre las recomendaciones granulométricas para filtro. Esto se logra de varias maneras a) por perforación rotatoria y luego rellenando de arena; b) por perforación con barrenas helicoidales tubulares de perforación continua y luego rellenando con arena a través del vástago hueco, y c) hincando pilotes huecos de acero, en los que el suelo dentro del pilote se expulsa con chiflón de agua y luego se rellena con arena. En general, el último método produce diámetros mayores a los especificados generando mayor consumo de arena; aunque también suelen ser más eficientes los drenes. Sin embargo, grandes diámetros en los drenes de arena pueden tender a actuar como **columnas de refuerzo** dentro del suelo e influir en la magnitud y en la forma de los asentamientos de la estructura. Este efecto de refuerzo que producen los drenes de arena en el suelo de cimentación, se puede aprovechar para disminuir la magnitud del asentamiento total de la estructura y por lo tanto se puede disminuir el tiempo de operación de los drenes verticales. Una forma de lograrlo, es que durante la construcción de los drenes, se instale en el centro del dren un tubo de PVC ranurado, de longitud igual a la del dren, por el cual se inyectará una **lechada de**

cemento que ayudará a formar una **columna de refuerzo** de rigidez mayor a la que tiene el dren únicamente con la arena².

Sandwicks:

En sección transversal son de forma circular y están constituidos de arena envuelta en filtros de polipropileno no tejido. Son colocados dentro del suelo en perforaciones previas hechas con cualquiera de los métodos antes indicados. Una variedad de estos drenes son los denominados *wrapped flexible pipes*, que consisten en tubos plásticos corrugados muy flexibles, envueltos en una malla filtrante; también son de forma circular y tienen la ventaja de que se pueden colocar al mismo tiempo que se realiza la perforación, es decir por desplazamiento del suelo.

Band drains.

Son bandas (forma rectangular en su sección transversal), constituidas por un centro de plástico corrugado o acanalado envuelto en un filtro geotextil. Este es el **más utilizado actualmente**, ya que permite ser transportado en rollos y se tienen grandes rendimientos en su colocación al emplearse el método por desplazamiento, el cual se describe en el capítulo de “procedimiento constructivo”.

En el siguiente cuadro se presenta un ejemplo con el costo relativo de construcción de los mencionados drenes (Ref. 18).

Ejemplo: costo relativo para drenes de 15m de profundidad.					
Tipo de dren	Diámetro equivalente ³ (mm)	Separación, cuadrada ⁴ (m)	Área de influencia por cada dren (m ²)	Costo relativo ⁵ para 15m de profundidad (%)	Costo relativo por unidad de área tratada (%)
Dren de arena	300	2.22	4.93	790	380
Sandwicks	65	1.62	2.62	160	145
Band drains	50	1.55	2.40	100	100

En el ejemplo se está asumiendo un tiempo $t=0.5$ años para porcentaje de consolidación $U=90\%$ y coeficiente de consolidación horizontal $C_h = 5\text{m}^2/\text{año}$. Además de que no se están considerando los costos de llegada al sitio para los diversos equipos de construcción.

² Por comunicación personal con el M. I. Gabriel Moreno Pecero.

³ En los drenes de arena que son de sección circular, el diámetro equivalente es el mismo que el diámetro de construcción del dren. Lo mismo aplica para los drenes Sandwicks. En el caso de los Band drains, su sección transversal es rectangular, por lo que el diámetro equivalente es su perímetro dividido entre el valor de π . Este concepto se analiza con detalle más adelante.

⁴ La separación cuadrada, se refiere al arreglo que tienen los drenes en planta.

⁵ Costo relativo: En el ejemplo se está considerando como costo de referencia el de los drenes verticales tipo band drains.

Con la información anterior y aceptando que la **obra de análisis** es muy importante en cuanto a las dimensiones del área (42hectáreas), donde se colocarían rellenos y consecuentemente (si es necesario) drenes verticales, se propone utilizar en el modelo, **drenes prefabricados tipo *band drains***.

6.2. Factores que intervienen en el diseño del dren vertical.

Para elegir las características geométricas de los drenes y su separación en planta, se hace el siguiente análisis:

Cuando se colocan drenes verticales en un suelo, el drenaje ocurre tanto en planos verticales como en planos horizontales y por lo tanto en el método de diseño se debe tomar en cuenta dicha condición de flujo.

La evaluación de la consolidación vertical por drenaje vertical se basa en la teoría de la consolidación unidimensional propuesta por Terzaghi (1943); el promedio de consolidación en un suelo homogéneo está expresada por:

$$U_v = 1 - \sum_{N=0}^{N=\infty} \frac{8}{(2N+1)^2 \pi^2} e^{\left(-(2N+1)^2 \pi^2 \frac{C_v t}{4H_e^2} \right)} \quad (\text{ec 6.2})$$

Donde:

U_v = Promedio de consolidación vertical.

N = numero entero, para tomar en cuenta únicamente los valores impares de la serie senoidal infinita.

$T_v = \frac{C_v t}{H_e^2} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \frac{t}{H_e^2}$ = Factor tiempo. C_v = **coeficiente de consolidación** vertical que depende

de la estructura del suelo y del cambio de esfuerzos debido a la cargas externas; t =tiempo para alcanzar cierto grado de consolidación; H_e = distancia efectiva que tiene que recorrer una partícula de agua para alcanzar la frontera permeable; K_v =**coeficiente de permeabilidad** vertical; m_v =**coeficiente de variación volumétrica**; γ_w =**peso volumétrico del agua**.

La solución de la ecuación anterior se presenta más adelante en la gráfica de la [Figura No. 6.2](#).

La evaluación del grado de consolidación debido al drenaje horizontal provocado por los drenes verticales es más difícil. Desde el punto de vista práctico los drenes verticales pueden ser instalados en un arreglo cuadrado o triangular y por lo tanto el problema no es axisimétrico. **No existe una solución analítica** para esta condición de la práctica así que es usual **aproximar el problema** considerando un dren de sección circular en el centro de un cilindro de influencia para la consolidación del suelo (Ref. 27).

La solución al problema matemático que representa el comportamiento de un suelo al ser sometido a flujo radial por los drenes verticales apareció posteriormente a la utilización de los drenes (Rendulic, 1935; Carrillo, 1942; Barron, 1944, 1948); lo cual es, un buen ejemplo, de la solución teórica después de la aplicación ingenieril.

El proceso de consolidación donde la compresión vertical ocurre solo por el drenaje radial se llama “**consolidación radial**”; si se considera que la permeabilidad del suelo es igual en cualquier dirección horizontal, que tanto el agua como las partículas que conforman el suelo son incompresibles, que el agua llena totalmente los vacíos del suelo y que es aplicable la ley de Darcy, se puede demostrar que la ecuación diferencial que modela el cambio de presión de poro con el tiempo es la siguiente:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_H \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] \quad (\text{ec. 6.3})$$

Donde:

r = radio de influencia del dren, calculado como más adelante se indica.

$$C_H = \frac{k_H}{k_v} C_v; \text{ Coeficiente de consolidación horizontal.}$$

k_H = ; Coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal.

En la solución de la ecuación anterior, se deben tomar en cuenta, las condiciones iniciales:

$u = \Delta p$ para $t = 0$ y $r_w < r < r_e$; Δp = incremento de presión por la carga colocada; t = tiempo; r_w es el radio del dren (también es el radio equivalente para drenes rectangulares); r_e radio de influencia del dren.

Y las condiciones de frontera para los drenes verticales son:

$$u = 0 \quad \text{para } r \leq r_w$$

$u = \text{máxima}$ para $r = r_e$

$r_e = \frac{D_e}{2}$; radio de influencia del mismo; D_e es el diámetro equivalente de influencia.

En el caso de drenes equidistantes **distribuidos en forma cuadrada**, [Figura No. 6.1a](#), D_e y por lo tanto r_e , se calcula igualando el área cuadrada de lado (D), con la de una circunferencia equivalente de diámetro (D_e):

$$\frac{\pi D_e^2}{4} = D^2; \text{ entonces } D_e \approx 1.13D$$

Cuando los drenes están distribuidos **en forma triangular** (parte b) de la [Figura 6.1](#)), r_e se determina también igualando el área del hexágono con apotema igual a $D/2$, con el área de una circunferencia equivalente de diámetro D_e :

$$D_e^2 = \frac{2\sqrt{3}}{\pi} D^2; \text{ de donde: } D_e \approx 1.05D \text{ ó } r_e \approx 1.05r$$

D es la separación centro a centro entre drenes

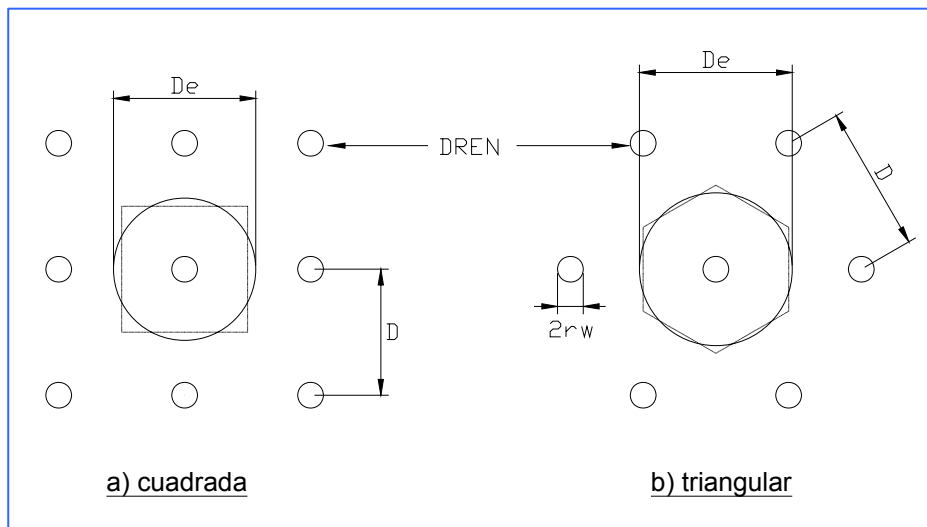


Figura No. 6.1 Dos patrones comunes en que se instalan los drenes verticales en campo (vista en planta); se indica el significado del diámetro equivalente para ambos casos; r_w es el radio del dren.

Conviene observar que el diámetro equivalente es más aproximado al cilíndrico, cuando el espaciamiento en la disposición de los drenes es de forma triangular que de forma rectangular.

Aquí se está aceptando que los drenes son de sección transversal circular, sin embargo si se emplean **drenes** tipo **banda** (band drains), se tendría que obtener un **diámetro equivalente** circular del dren ($2r_w$) para poder ser empleado en las soluciones, dicho diámetro se determina con la siguiente expresión:

$$2r_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \text{ Donde: } a \text{ es el ancho del dren y } b \text{ es el espesor (Hansbo, 1979).}$$

En la ecuación anterior existe una controversia (M. S. Atkinson, 1980), porque las líneas de flujo que llegan a un círculo son completamente diferentes a las de un dren de sección más bien rectangular (o banda). En el dren de banda, las líneas de flujo se concentran en las esquinas y por lo tanto al dividir la periferia por un factor (π), no se produce un diámetro equivalente. Este problema sobre la esquina tiene un efecto de incrementar la resistencia al flujo y disminuir el diámetro equivalente. Por lo que propone que el valor anterior se afecte por el factor $\frac{\pi}{4}$.

Para **facilitar la solución** de la **ecuación 6.3**, se acepta que las **deformaciones verticales** en magnitud y tiempo son **siempre iguales** en el área de influencia (Barron, 1948). La alternativa habría sido considerar deformaciones **verticales libres**, lo que implicaría que la consolidación avanzaría más rápido cerca del dren donde la presión de poro se disiparía más fácilmente, y por consiguiente, la deformación vertical disminuiría al aumentar r . Pero además de complicar la solución, la suposición de las deformaciones **verticales libres** se opondría al hecho de que los drenes presentan resistencia a la compresión del suelo circundante, al efecto de alteración que produce la perforación, y a otros factores que sin duda contrarrestan la suposición de las deformaciones verticales libres.

Otra hipótesis, es aceptar que la sobrecarga (construida después de instalar los drenes verticales), es colocada instantáneamente y no como sucede en la realidad en forma creciente.

Según lo anterior, la **solución al problema** de flujo radial, está dada por (Barron 1948):

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8T_R}{F(n)}} \quad (\text{ec. 6.4})$$

en donde U_r es la relación de consolidación promedio por flujo radial, y $T_R = \frac{C_H}{D_e^2} \cdot t$ es el Factor tiempo (adimensional), para flujo horizontal. Los otros parámetros ya fueron definidos.

$$F(n) = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) \right] - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}; \quad n = \frac{r_e}{r_w} \quad (\text{ec. 6.5})$$

Esta última ecuación permite tener en cuenta **la separación horizontal de los drenes**.

La combinación de las soluciones dadas por las [ecuaciones 6.2 y 6.4](#), da el promedio total del grado de consolidación, presentada por Carrillo (1942), en la forma:

$$1 - U_{rv} = (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (\text{ec. 6.6})$$

Donde U_{rv} es el grado de consolidación promedio por el efecto combinado del flujo vertical y flujo horizontal.

Kjellman (1948) propuso que el espaciamiento horizontal de los drenes verticales, puede ser fijado considerando únicamente el drenaje radial ([ecuación 6.4](#)). De esta forma los cálculos tienden a ser conservadores a menos que se utilicen drenes verticales muy cortos, el error que se podría cometer rara vez excede del 10%.

La solución para la consolidación por flujo vertical y por flujo radial, dada analíticamente por las [ecuaciones 6.2 y 6.3](#) se presenta gráficamente en la [Figura No. 6.2](#) (Barron, 1948). La suposición de las deformaciones verticales libres, habría dado un valor de U un poco más alto para el mismo T_R , pero para $T_R > 0.5$ la diferencia es de 5% o menos (Richard, 1959).

En las **soluciones analíticas presentadas**, **no se están tomando en cuenta aspectos que en la práctica** se han observado, como el efecto de la perturbación del suelo circundante al dren que se produce durante la colocación del mismo y, la resistencia de este con respecto al flujo de agua que se debe descargar para que el dren pueda continuar totalmente la operación. Estos dos factores pueden afectar el funcionamiento de los drenes substancialmente. Por consiguiente, se analizan a continuación.

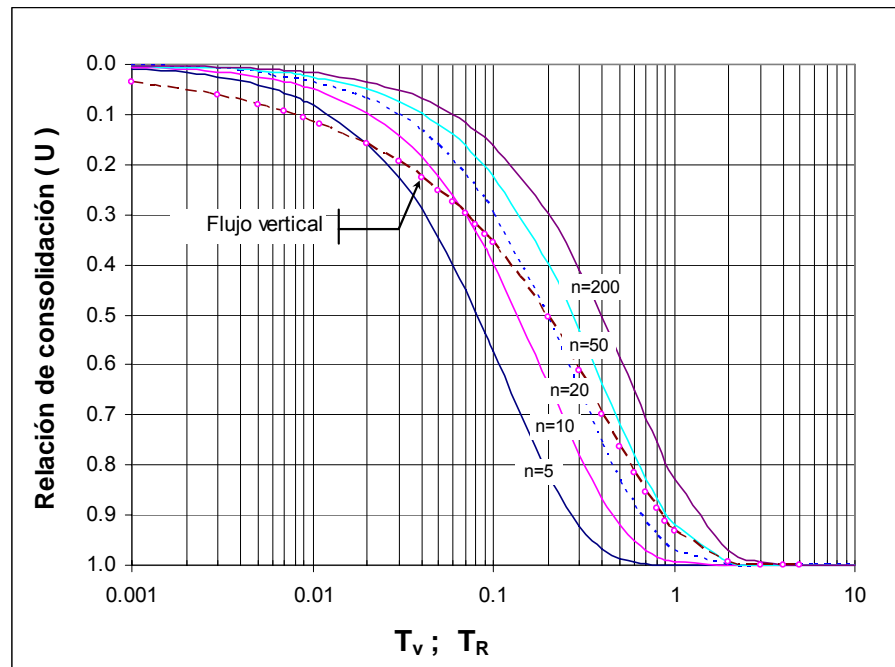


Figura No. 6.2 Solución de la ecuación diferencial para flujo vertical (T_v) y para flujo radial (T_R).

Efecto de la alteración del suelo.

Su magnitud **depende del procedimiento de construcción empleado**, en general, se distinguen dos técnicas de construcción: a) las que sustituyen el volumen de suelo excavado (perforación previa) por el volumen del dren y b) los que desplazan el suelo dentro de la misma masa del suelo (hincado) para generar el espacio que ocupará el dren. En el primer caso, el esfuerzo cortante que se produce en las paredes de la perforación tiende a ser poco importante porque la broca de perforación ataca directamente el suelo del fondo de la excavación y no el de las paredes, logrando con ello que el espesor de alteración también sea de poca magnitud, es decir, las propiedades mecánicas de las paredes de la perforación, que son las que aportarán el agua hacia el dren, son modificadas sensiblemente. Para la segunda técnica, el sentido común indica que el suelo es *comprimido* y *desplazado* hacia los lados para lograr introducir el dren. Cuando el suelo es comprimido, se generan esfuerzos normales que disminuyen el volumen de los huecos del suelo y por lo tanto su permeabilidad; en la etapa de desplazamiento lateral se reproduce en cierta forma el empuje pasivo de Rankine, en donde los esfuerzos horizontales aumentan mayormente que los esfuerzos verticales y por lo tanto se genera un **esfuerzo cortante que produce cambios de forma** en la estructura de las paredes del suelo, **disminuyendo su permeabilidad**. Un efecto adicional es el producido por el efecto de arrastre que produce la fricción de contacto entre el suelo y el equipo de hincado haciendo que estratos de suelos finos sean impregnados sobre lentes de suelos granulares.

A todo este aspecto de modificación de propiedades mecánicas en el suelo circundante de un dren, tradicionalmente se ha llamado “remoldeo” y es un factor que retarda el flujo de agua hacia el dren y consecuentemente la consolidación del espesor de suelo.

“**La zona remodelada** se estudia matemáticamente suponiendo que se extiende a una distancia constante $r_s > r_w$ medida a partir del centro del dren y que de r_w a r_s la permeabilidad k_s es menor que la permeabilidad k_H del suelo sin alterar. Los parámetros $s = r_s/r_w$ y k_H/k_s , afectan las ecuaciones solución para drenaje radial, quedando la presión de poro en función de r y del tiempo (Barron, 1948; Richart, 1959). Los valores típicos de **s están entre 1.2 a 20 y de k_H/k_s de 5 a 50** (Stamatopoulos, 1980). Pero la zona remodelada de ancho y permeabilidad uniformes representa poco más que una pretensión matemática. De hecho se debe esperar que la reducción de permeabilidad sea máxima cerca del dren y disminuya con la distancia a partir de él; además la determinación de s y de k_H/k_s , mediante mediciones de campo o de laboratorio representa muchos problemas. En todo caso, aun el ejercicio de suponer valores para s y k_H/k_s , conduce en la práctica, al ajuste del radio del dren a un valor menor que el real. Dividiendo el radio real r_w (o multiplicando n), por un factor mayor que uno es un recurso aceptado para determinar matemáticamente el efecto de la alteración del suelo. Para **condiciones promedio**, se considera razonable **un factor de 2** (Leonards, 1962). Obviamente el valor del factor debe depender del método de colocación, el tipo de suelo, la probabilidad de que las partículas finas emigren de la zona alterada al dren, etc.” El efecto del remoldeo está integrado en la ecuación solución de flujo radial que más adelante se describe.

Resistencia del dren.

El dren no solo debe recoger el agua que viene del suelo en consolidación sino también conducirla a la superficie. Para que el agua fluya hacia arriba en el dren, debe haber una carga diferencial del fondo a la parte superior; es decir, la carga h debe ser máxima en el fondo y cero en la parte superior. Por otro lado, $\gamma_w h$ actúa como contrapresión del exceso de presión de poro u que saca el agua del suelo, y así retarda la consolidación. Si la relación $\gamma_w h / u$ es pequeña, (por ejemplo, del orden de 0.02), su efecto es insignificante, pero si es mayor (por ejemplo, 0.2 o más), cabe suponer que será lento el proceso de consolidación.

La relación de presión del agua en el fondo del dren al exceso de presión promedio del agua en los poros del suelo a la misma elevación se llama **resistencia relativa** del dren (RDR). Su valor depende de las características geométricas del dren (longitud y radio de influencia), de la capacidad de descarga del dren y del proceso de consolidación (el que a su vez depende de las propiedades mecánicas del estrato de suelo en análisis y de la magnitud de la carga colocada en superficie. Un procedimiento matemático que conduce a una forma de calcular RDR se puede revisar en la [Referencia No 18](#).

Una solución sencilla que toma en cuenta tanto el efecto del remoldeo como la resistencia del dren al flujo, fue presentada por Hansbo (1979), dando resultados casi iguales con aquellos presentados por Barron en 1948 y por Yoshikuni y Nakanodo's en 1974.

Con dicho criterio el **factor F(n)** presentado en la [ecuación 6.5](#), como parte de la solución de la ecuación que modela la consolidación por flujo radial, se **modifica de la siguiente forma**:

$$F(n) = F_n + F_s + F_r$$

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad \text{Factor de separación entre drenes.}$$

$$F_s = \left(\frac{k_H}{k_s} - 1 \right) \ln(s) \quad \text{Factor de remoldeo.}$$

$$F_r = \pi z(L - z) \frac{k_H}{q_w} \quad \text{Factor de resistencia al drenaje.}$$

Es decir:

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} + \left(\frac{k_H}{k_s} - 1 \right) \ln(s) + \pi z(L - z) \frac{k_H}{q_w} \quad (\text{ec. 6.7})$$

Donde:

k_H Permeabilidad horizontal del estrato

k_s Permeabilidad de la zona remoldeada

$$s = \frac{r_s}{r_w}$$

z Profundidad de la superficie superior del estrato compresible.

L Longitud del dren.

q_w Capacidad de descarga del dren, para un gradiente hidráulico igual a 1.

Una forma de ver cual es el efecto que produce cada uno de los factores indicados, se presentan en las gráficas de la [Figura 6.3](#).

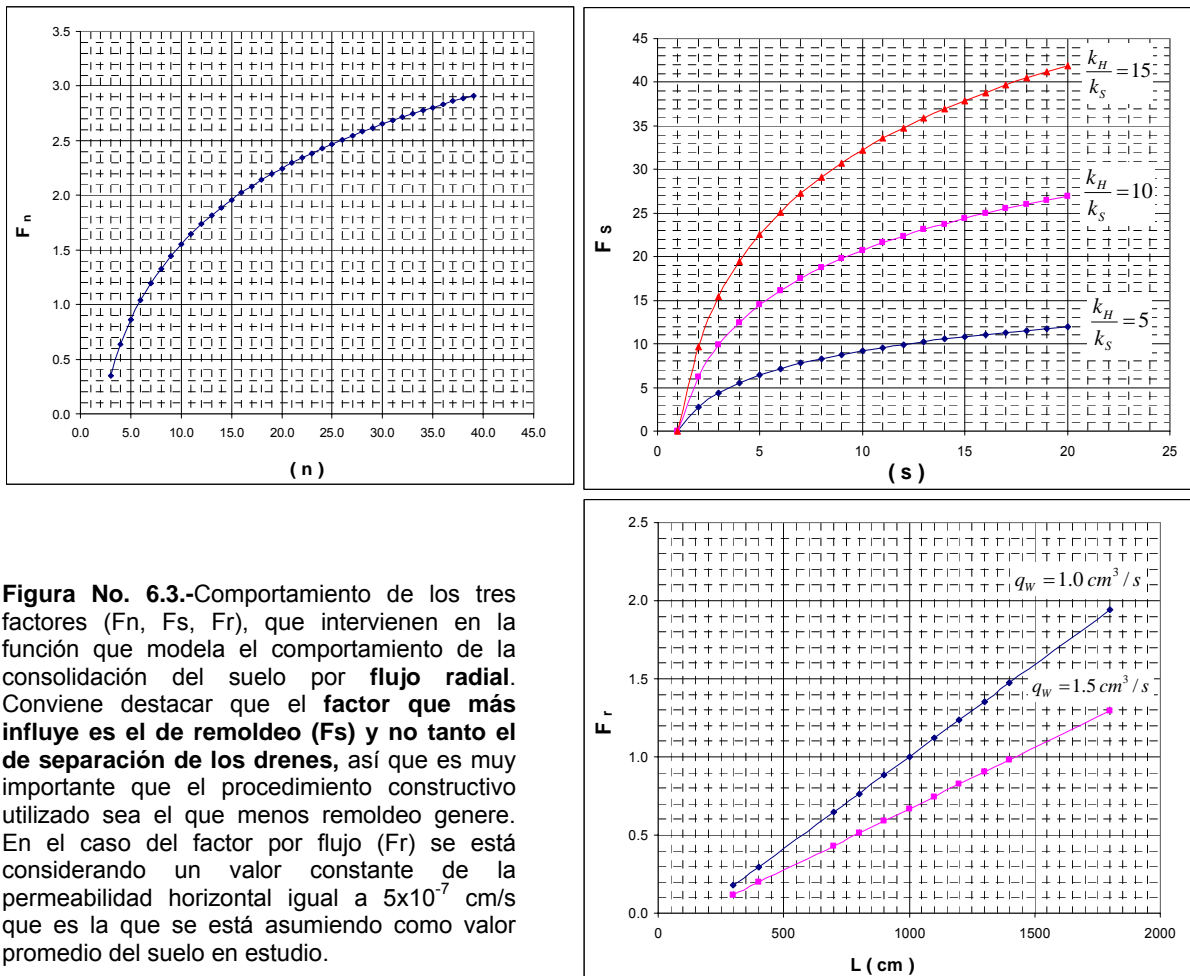


Figura No. 6.3.-Comportamiento de los tres factores (F_n , F_s , F_r), que intervienen en la función que modela el comportamiento de la consolidación del suelo por **flujo radial**. Conviene destacar que el **factor que más influye es el de remoldeo (F_s) y no tanto el de separación de los drenes**, así que es muy importante que el procedimiento constructivo utilizado sea el que menos remoldeo genere. En el caso del factor por flujo (F_r) se está considerando un valor constante de la permeabilidad horizontal igual a $5 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ que es la que se está asumiendo como valor promedio del suelo en estudio.

Si de la ecuación 6.4 se despeja el tiempo (t) requerido para alcanzar cierto grado de consolidación, se podrá observar como los factores antes indicados afectan en forma directa dicho tiempo; a medida que se incrementa el valor de alguno de los factores se necesitará mayor tiempo para alcanzar la consolidación deseada.

$$t = \left(\frac{D_e^2}{8C_H} \right) [F(n)] \ln \left(\frac{1}{1 - U_r} \right) \quad (\text{ec. 6.8})$$

6.3. Procedimiento para determinar la longitud y la separación horizontal de los drenes verticales.

A continuación se presenta un procedimiento paso a paso para determinar la separación horizontal de los drenes verticales que se emplearon para el proyecto de análisis, basándose en la información antes descrita.

1. En función de los requerimientos y las necesidades del proyecto, se propone un tiempo t necesario para el proceso de consolidación y el U_{rv} (grado de consolidación total) requerido. Por ejemplo:

$$t=1 \text{ mes y } U_{rv}=90\%$$

2. Para el tiempo disponible t propuesto, se calcula el grado de consolidación vertical U_v según la [expresión 6.2](#), que depende del factor tiempo, el cual se ha definido como:

$$T_v = \frac{C_v t}{H_e^2} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \frac{t}{H_e^2}; \text{ para poder calcular este parámetro es necesario hacer intervenir algunos}$$

propiedades mecánicas del suelo. De los resultados de las pruebas de consolidación se puede calcular el valor promedio de C_v como:

$$C_v = \frac{T_{50} H^2}{t_{50}}; \text{ donde } T_{50}=0.20, \text{ según la curva teórica mostrada en la } \text{Figura 6.2}; t_{50} \text{ es el tiempo}$$

necesario para alcanzar la mitad de la consolidación total y se obtiene de cada una de las curvas de consolidación generada con cada uno de los incrementos de carga de la prueba de consolidación; H_e es la mitad de la altura de la muestra de suelo contenido en el anillo del consolidómetro.

Con el dato de C_v , es posible obtener un valor aproximado del coeficiente de permeabilidad vertical K_v como:

$k_v = C_v m_v \gamma_w$; γ_w , es el peso volumétrico del agua (en general se considera igual a 1 g/cm^3); el valor de m_v , se determina para cada incremento de carga en la prueba de consolidación de la siguiente forma;

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma' (1 + e_0)}; \text{ donde } \Delta e \text{ se obtiene de la curva de compresibilidad para el incremento de}$$

esfuerzos efectivos $\Delta \sigma'$ y e_0 es la relación de vacíos al inicio de cada incremento de carga en la prueba de consolidación.

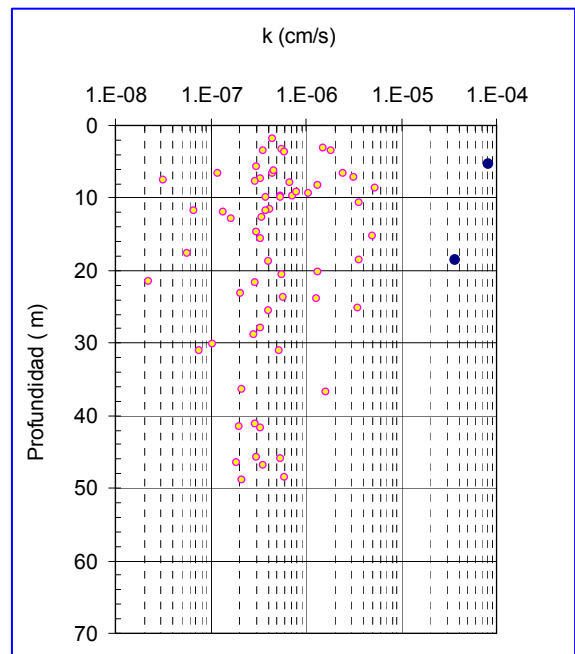
De esta forma, se pueden obtener varios valores del coeficiente de permeabilidad y que en este caso se han incluido en forma gráfica con los puntos huecos de la [Figura 6.4](#).

Otras formas de obtener el valor de K_v , es realizando pruebas en el laboratorio y de forma más conveniente y veraz en el campo. En este sentido **una de las empresas** encargadas de hacer los estudios de mecánica de suelos del sitio en análisis, **realizó dos pruebas** de laboratorio para determinar el **coeficiente de permeabilidad** en el sentido **vertical** y otras dos pruebas para determinar el mismo parámetro en el sentido **horizontal**. Dichas pruebas se ejecutaron empleando un permeámetro de carga variable (no se indican más detalles) y utilizando las mismas muestras de suelo para poder comparar los resultados. Para la prueba de permeabilidad horizontal solo se labró el suelo en la dirección conveniente y se utilizó el mismo equipo. Conviene anotar que las muestras de suelo utilizadas en las pruebas de permeabilidad fueron clasificadas como MH (LL=57%, LP=37%, w=62% Finos=61-95%), al revisar el perfil estratigráfico del sondeo mixto en que se recuperaron las muestras ensayadas para permeabilidad, se puede apreciar, que no forman parte del estrato de arcilla plástica con alto contenido de materia orgánica, y que se ubican en las zonas de arcillas plásticas que contienen importantes cantidades de arena; **sólo una de ellas** está dentro de los **primeros 15m** de profundidad en que se instalarán los drenes verticales. Los resultados de laboratorio señalan que **la permeabilidad tanto en la dirección vertical como en la horizontal tiene valores prácticamente iguales** y sus valores están representados por los puntos llenos incluidos en la [Figura 6.4](#), cada punto corresponde con dos resultados (k vertical $\approx k$ horizontal).

Como se puede ver en la [Figura 6.4](#), **los valores de k** , obtenidos en forma indirecta con las pruebas de consolidación, **son dispersos**, los datos extremos son $3 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ y $5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, es decir, una diferencia del orden de **150 veces** entre un valor y otro; esto es común que se presente en el laboratorio y se atribuye a diversos factores, como la diferencia de suelos en cada prueba, la alteración y el manejo de las muestras, etc. En el rango de dispersión se aprecia una concentración de resultados que tiende a un **valor de $k=5 \times 10^{-7} \text{cm/s}$** , este dato, en general representa a los suelos arcillosos que se pretende tratar con los drenes verticales, por lo que se **tomará como valor de referencia**.

Los datos obtenidos con el **permeámetro** de carga variable dan una permeabilidad del orden de $5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$, **unas mil veces mayor** al dato promedio obtenido en forma indirecta, lo que se imputa al hecho de que los materiales ensayados contenían una gran cantidad de arena y no representan al suelo coloidal que se quiere drenar.

Figura No. 6.4.-Valores del coeficiente de permeabilidad determinados en forma indirecta con las pruebas de consolidación en el laboratorio (puntos huecos). Y mediante permeámetro de carga variable en dos muestras de suelo (puntos llenos).



Los rangos de variación anotados provocan **incertidumbre en el diseño** al no saber cual es el valor que se debe tomar y en consecuencia se podría estar sobrediseñando o subdiseñando; lo que repercute directamente en el costo, en la funcionalidad y en la seguridad de la obra. Por ello conviene considerar la posibilidad de hacer **pruebas de permeabilidad en campo** a fin de acotar en mayor medida el rango de información.

Continuando con el cálculo, ahora se obtendrá el **valor de m_v** . Como se indicó este parámetro depende de la estructura inicial del suelo y del incremento de esfuerzos. De las pruebas de consolidación se puede determinar una gráfica como la indicada en la **Figura No 6.5**. Dicha gráfica permite de manera fácil interpolar el valor de m_v para el nivel de esfuerzos requerido, en este caso el debido a la sobre carga que le impondrá el terraplén, (TR-2 que es en el que se colocaron los drenes) de 2m de altura. Al considerar las hipótesis de la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq, el nivel de esfuerzos con que se calcula m_v debe ir disminuyendo entre más profundo se encuentre el estrato de análisis, razón por la cual se han incluido los resultados de pruebas realizadas en muestras obtenidas a diferentes profundidades. La razón por la que en la figura indicada aparecen valores de m_v para diferentes sondeos, responde al hecho de considerar (después de revisar sus propiedades índice y mecánicas) que son representativos del estrato de arcilla plástica que se pretende tratar con los drenes verticales.

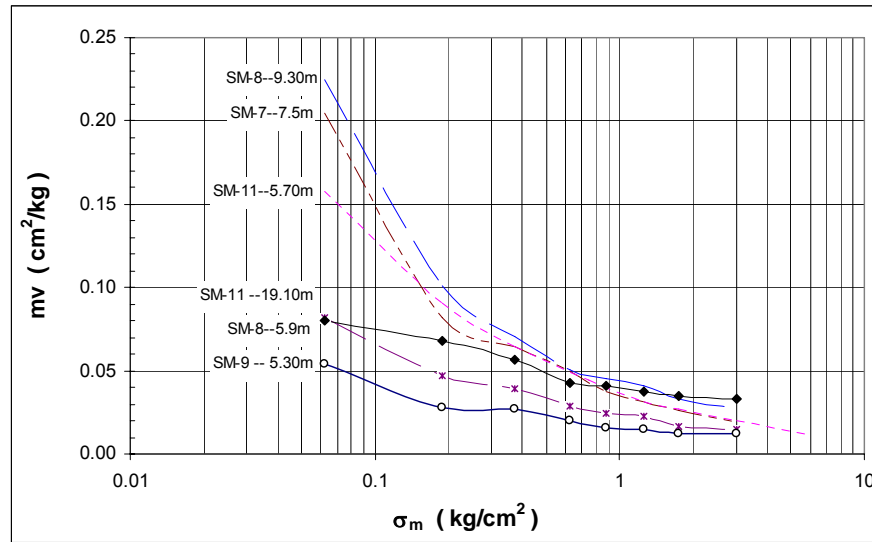


Figura No. 6.5.-Valores de m_v en función del nivel de esfuerzos.

Al considerar las condiciones estratigráficas del terreno de **cimentación del TR-2**, la [Figura No. 6.6](#) indica la distribución de **esfuerzos totales y efectivos iniciales** de dicho terreno, es decir, antes de construir el terraplén. Asimismo, se presenta la gráfica de **esfuerzos efectivos finales** que se produce por la construcción del terraplén. El incremento de esfuerzos se obtuvo para el punto P1 ubicado al centro del terraplén según el esquema indicado en la misma figura. El **criterio** empleado para determinar el **incremento de esfuerzos** fue el de **Boussinesq** asumiendo una carga uniforme de $1.95 \times 2 = 3.90 \text{ t/m}^2$, sobre una **área rectangular** (incluida en la figura) correspondiente a las dimensiones en planta del TR-2. Nótese que para tomar en cuenta la influencia de los taludes, se están asumiendo las dimensiones del rectángulo hasta la mitad de dichos taludes.

Las líneas horizontales continuas (más gruesas que las demás), marcan fronteras entre diferentes estratos. En función del perfil estratigráfico definido para el TR-2, los **estratos de suelos finos que serán interceptados por**

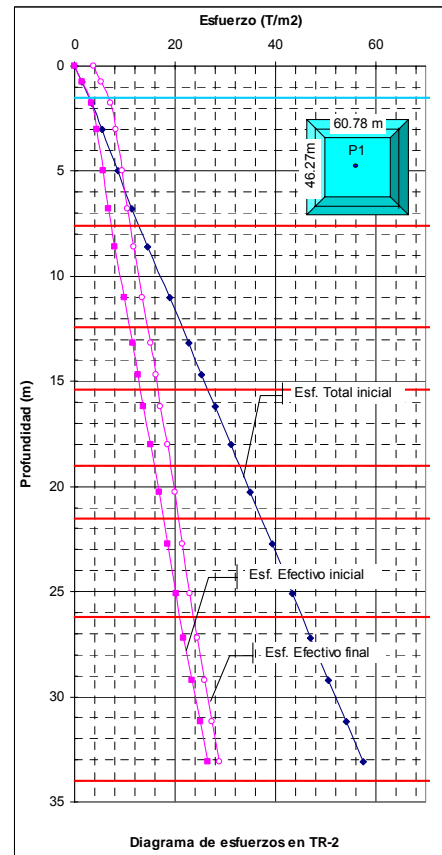


Figura No. 6.4.6.

los drenes verticales serán dos: el primero entre 1.50 y 7.60m de profundidad y el segundo entre 12.40 y 15.0m. Las propiedades índice y mecánicas de ambos estratos pueden consultarse en el capítulo cuatro. Los estratos anteriores están separados por un estrato de arena fina arcillosa color gris de compacidad media.

Con la [figura 6.6](#), se puede calcular el incremento de esfuerzos en el estrato de interés, por ejemplo, en el estrato comprendido entre 1.5 y 7.60m de profundidad, el valor del incremento de esfuerzo efectivo (Esf. Efectivo final menos el Esf. Efectivo inicial), a la mitad del estrato es del orden de **0.4kg/cm²**, valor que al introducir en la gráfica de la [figura 6.5](#), se puede ver que no varía sustancialmente independientemente del sondeo que se elija, de esta forma se acepta un **m_v=0.04cm²/kg**. Para el otro estrato de arcilla que se encuentra entre 12.40m y 15.0m de profundidad, el incremento de esfuerzo es del orden **0.35 kg/cm²**, con el cual **m_v=0.05 cm²/kg**.

De esta forma: $T_v = \frac{k_v t}{m_v \gamma_w H_e^2}$; el único valor que hace falta acotar es H_e. Al revisar el perfil

estratigráfico se concluye que el primer estrato de arcilla (entre 1.50 y 7.60m de profundidad) está drenado por ambas caras, lo mismo que el estrato entre 12.4m y 15.0m de prof. por lo que H_e será la mitad de dichos espesores. El valor de T_v así calculado se incluye en la [Tabla No. 6.1](#). De este valor se obtiene el de U_v de la [figura 6.2](#), el cual también se incluye en la tabla.

Estrato No.	H Cm	k_v Cm/s	m_v cm²/kg	t (s)	Tv	Uv
1	305	5E-07	0.04	3E+06	0.348	0.66
2	130	5E-07	0.05	3E+06	1.534	0.98

En la última columna se puede ver que para el segundo estrato, el grado de consolidación requerido (90%) es mayor al requerido para las condiciones de drenaje naturales, por lo que no se requiere el uso de los drenes verticales. Aquí conviene anotar que si en lugar de utilizar el valor promedio de permeabilidad obtenido con las pruebas de consolidación, se emplea el valor determinado con las pruebas de el permeámetro (K_v=5x10⁻⁵cm/s) los grados de consolidación calculados para los estratos indicados sería mayor de 90% y por lo tanto no se requeriría el tratamiento con los drenes verticales. **Razón que refuerza la necesidad de hacer pruebas de permeabilidad en campo.**

3. Ahora se calcula el valor de U_r solo para el primer estrato, con la siguiente expresión:

$$U_r = 1 - \frac{1 - U_{rv}}{1 - U_v}$$

Estrato No.	U_{rv}	U_v	U_r
1	0.9	0.66	0.71

4. Lo que sigue ahora es **proponer un tipo de dren** así como sus propiedades. Además de los valores de permeabilidad horizontal (k_H), permeabilidad de la zona remoldeada (k_s) y radio de remoldeo (r_s).

En este caso, el dren propuesto fue de tipo banda con $a=10\text{cm}$ (ancho) y $b=0.53\text{cm}$ (espesor) con una capacidad de descarga (q_w) de $1.0\text{cm}^3/\text{s}$.

El **radio equivalente** de este dren rectangular es: $r_w = \frac{10 + 0.53}{\pi} = 3.35\text{cm}$

El dren sería **colocado mediante desplazamiento** del suelo, hincando un mandril guía mediante presión hidráulica, lo que podría provocar un **radio de remoldeo**⁶ de dos veces el radio equivalente del dren rectangular es decir: $r_s = 2 * 3.35 = 6.7\text{cm}$

Se supone que la permeabilidad horizontal debe ser determinada ya sea en laboratorio o de preferencia con pruebas de campo, por lo que este valor debe ser conocido. En este caso el único dato que se tiene es de dos resultados de pruebas de laboratorio, que indican que la permeabilidad en cualquier dirección (vertical u horizontal) es la misma; de donde se podría aceptar que la k_H tenga el mismo valor de la permeabilidad vertical propuesta anteriormente. Sin embargo, en la descripción estratigráfica que se hace de los estratos a tratar, se indica que hay pequeñas vetas de turba y de arena cuya permeabilidad se sabe es bastante mayor que la de un suelo coloidal, pero como no se tienen perfectamente ubicados en cuanto a su profundidad en dicho perfil su aportación a la velocidad de consolidación no se puede evaluar certeramente, así que, en este caso se propone que la **permeabilidad horizontal sea tres veces mayor a la vertical**. Este dato desde

⁶ Este es un dato muy importante, La experiencia tanto en campo como en el laboratorio ha demostrado que depende de muchos factores que tienen que ver con las características y propiedades del suelo atravesado, con la forma de la punta de la herramienta de hincado, con las dimensiones del dren y es muy probable que con otros aspectos como la velocidad de hincado. Un valor recomendado por la experiencia, es utilizar el doble del diámetro del dren elegido (Referencia 6.1)

luego es bajo el criterio del que suscribe y puede prestarse a discusión. Así que lo mejor sería tener un dato preciso de la permeabilidad horizontal producto de una prueba de campo. Finalmente:

$$k_H = 3k_v$$

En cuanto a la **permeabilidad de la zona remoldeada**. Como antes se dijo, la experiencia indica que la relación k_H/k_s puede variar en un rango muy amplio (5 a 50), dependiendo de varios factores que ya se indicaron. En este caso, se propone emplear el valor más bajo de la variación documentada, es decir, **5** lo cual también puede ser discutible.

Con la información anterior se construye la **Tabla 6.2** que enseguida se presenta:

Tabla 6.2.- Parámetros para el cálculo de la separación de drenes.											
a	b	r_w	r_s	Estrato	k_v	k_H	k_s	(H_e)²	t	C_v	C_H
cm	cm	cm	cm	No.	cm/s	cm/s	cm/s	cm²	s	cm²/s	cm²/s
10	0.53	3.35	6.70	1	5.0E-07	1.5E-06	3.0E-07	930.3	2.59E+06	1.25E-04	3.8E-04

Continuación de la Tabla 6.2.									
Estrato	s	k_H/k_s	F_s	z	L	q_w	k_H	Fr	Fn
No.				cm	cm	cm³/s	cm/s		
1	2	5	2.8	150	760	1	1.5E-06	0.43	Por determinar

Con esta información, se puede generar el siguiente sistema de ecuaciones en que las variables a determinar son T_R y r_e .

$$T_R = \frac{C_H}{r_e^2} t \quad (1)$$

$$T_R = -\frac{F(n)}{8} \ln(1 - U_r) \quad (2)$$

Igualando (1) y (2) y sustituyendo los valores correspondientes del estrato 1, se tiene:

$$\frac{972}{r_e^2} = 0.153 \left[2.84 + 0.43 + \ln\left(\frac{r_e}{3.35}\right) - \frac{3}{4} \right], \text{ la que al resolver se encuentra } r_e = \mathbf{108\text{cm}}. \text{ Valor que}$$

corresponde al radio equivalente al que deben colocarse los drenes verticales para alcanzar el grado de consolidación requerido.

La separación en planta a la que deben construirse los drenes verticales, dependerá del arreglo que se proponga, por ejemplo, para una distribución triangular (tres bolillo), el radio de separación se calcula con la siguiente expresión, según la [figura 6.1](#).

$$r = \frac{r_e}{1.05} = 103cm .$$

Por lo tanto, la separación en planta, centro a centro de los drenes verticales sería del orden de **2.10m**.

Hasta aquí se llega con el análisis teórico que permite definir la longitud y la separación de los drenes verticales en función de los requerimientos del proyecto. Sin embargo, en la toma de **decisiones prácticas** para el caso en estudio, se considera que las condiciones estratigráficas son muy erráticas y dejar los drenes verticales solo hasta 7.60m de profundidad, según las condiciones estratigráficas del terreno de apoyo del TR-2, podría ser insuficiente para otras regiones del predio, ya que existe evidencia de que los estratos de suelos finos pueden tener una profundidad mayor; así se decidió flexibilizar la **longitud de los drenes verticales**, para que pudiera variar **entre 10m y 15m** según lo que fuera encontrando en cada caso con la dificultad de hincado del dren. De esta forma se estaría cubriendo el mayor espesor de suelos finos que pueden influir en el hundimiento vertical de los terraplenes.

En cuanto a la separación, se optó por una distribución triangular en planta, tal como se indica en la [Figura No. 6.7](#), pero con una separación mayor (3.50m) a la aquí calculada (2.10m), centro a centro de los drenes, lo que en algún modo compensa el hecho de haber incrementado la longitud requerida de los drenes; **recordando que la idea fundamental sería observar su efecto en la velocidad de consolidación del terraplén de prueba y no tanto predecirla**, sobre todo por las consideraciones que se hicieron respecto a las propiedades permeables del suelo, y de la zona remodelada, que son los que más influyen en la eficiencia de los drenes verticales, según lo indicado en la [figura 6.3](#).

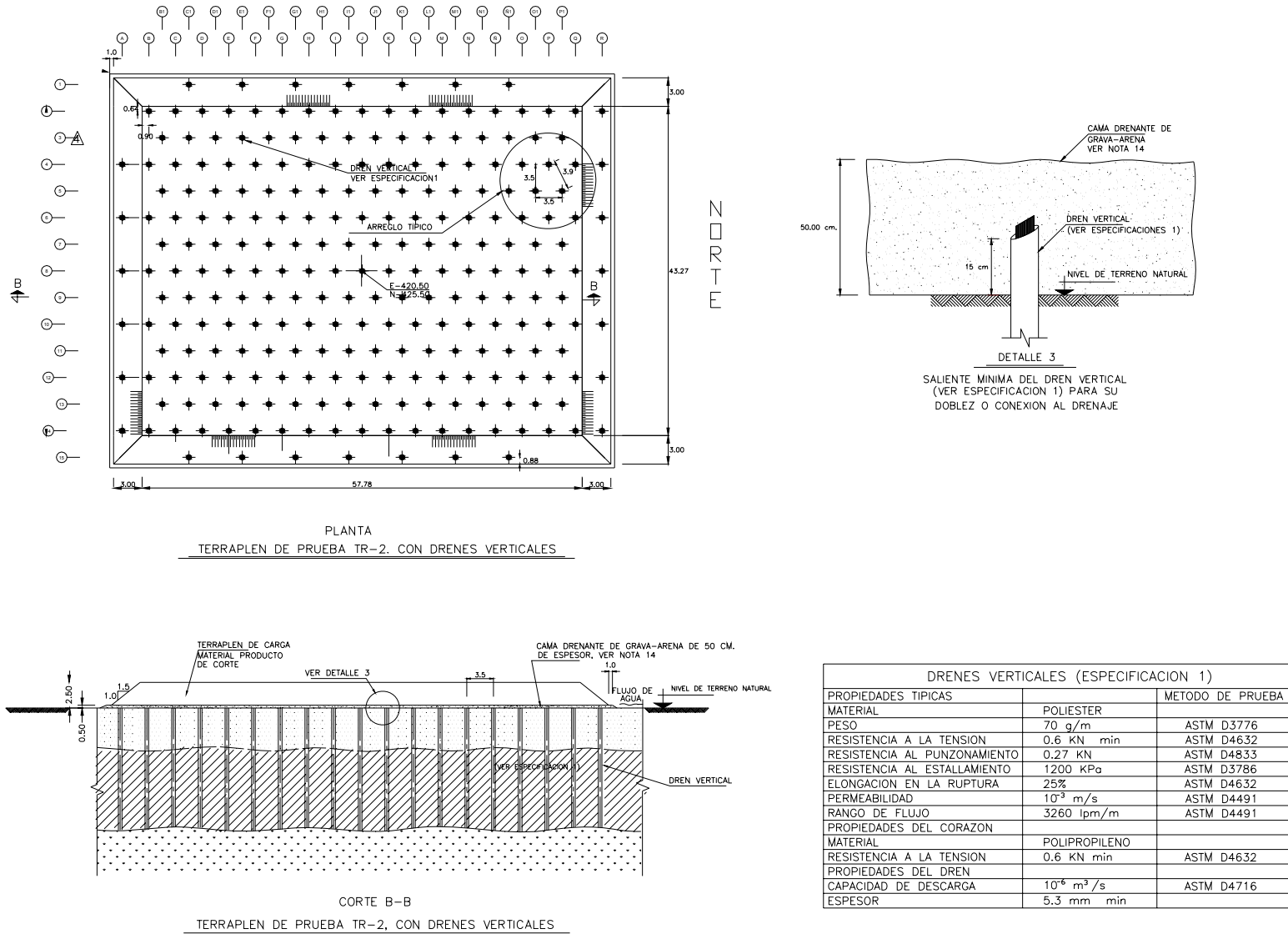


Figura 6.7.- Arreglo de los drenes verticales en el suelo de apoyo del TR-2. (consultar el capítulo de procedimiento constructivo para más detalles).

7. CRITERIOS PARA ESTABLECER LA INSTRUMENTACIÓN EN LOS TERRAPLENES DE PRUEBA.

7.1 Generalidades.

Aspectos generales, como se ha señalado los terraplenes de prueba, tienen la finalidad de modelar en forma más cercana a la realidad, el comportamiento mecánico del terreno de cimentación en que se apoyarán las estructuras definitivas. Tomando en forma implícita aspectos que no se consideran en el diseño geotécnico a partir de sondeos de exploración puntuales en campo y pruebas mecánicas ejecutadas en muestras de suelos particulares.

Los resultados que se obtengan de los terraplenes de prueba permitirán validar los resultados pronosticados con las teorías de cálculo aplicables, incluyendo en el análisis un aspecto muy importante que no debe soslayarse en la interpretación de los resultados de los modelos de prueba: **el procedimiento constructivo**; podría suceder que no se haya ejecutado para generar las condiciones mecánicas supuestas en el diseño y por lo tanto su influencia sería fundamental en el comportamiento de los terraplenes de prueba y de las estructuras definitivas.

Aspectos particulares. Los terraplenes de prueba son en si un *equipo de instrumentación* que pretende responder algunas cuestiones que no quedaron del todo claras en la etapa de diseño del proyecto y que desde luego tienen que ver con el factor económico, de seguridad y funcionalidad de las estructuras definitivas, según lo descrito en párrafos anteriores.

Las cuestiones son particulares y dependen del tipo de estructura que se quiere modelar, en este caso, hay preguntas específicas para el terraplén que se construirá en el área de reconfiguración de la refinería y preguntas específicas para el terraplén que se requiere en el camino de acceso.

Para la zona de reconfiguración, las cuestiones serían:

1. ¿Cuál es la magnitud del asentamiento total?
2. ¿Cómo se presenta dicho asentamiento respecto al tiempo?
3. ¿Cuál es la configuración del asentamiento en la superficie del terreno de cimentación?
4. ¿Cómo influye el procedimiento constructivo en la magnitud de los asentamientos?
5. ¿Cómo se comporta la presión de poro durante y después de la etapa de construcción?

6. ¿Se presentan desplazamientos laterales del terreno de apoyo y del terraplén mismo?, ¿De qué magnitud y hasta que profundidad?.

7. ¿Cuál es el beneficio que se tiene al instalar drenes verticales?

Para el camino de acceso, se tendrían las mismas seis preguntas iniciales antes indicadas más la que se listan enseguida.

7. ¿Qué beneficio se obtiene al utilizar los geosintéticos, en cuanto a volúmenes de incrustación y magnitud de asentamiento?

8. ¿Cómo influye el procedimiento constructivo en la estabilidad de la obra, sobre todo en la zona franca de pantano?

9. ¿Cómo influye el procedimiento constructivo en los volúmenes de incrustación, principalmente en las zonas donde se tiene un tirante de agua?

10. ¿Cuáles son los aspectos constructivos que deben cuidarse en la construcción de las estructuras definitivas, principalmente en aquellas zonas donde se tiene un tirante superficial de agua y lodo?

Como se podrá notar, los capítulos precedentes al actual, se han dedicado a explicar cuales deben ser las características físicas que deberían tener los terraplenes de prueba para que **sean instrumentos de medición eficientes y eficaces**, en la modelación del comportamiento de las estructuras reales. En este capítulo se describirá, diseñara y se elegirá el equipo complementario que es necesario instalar para observar el comportamiento mecánico que es inducido al terreno de cimentación por la construcción de los terraplenes de prueba y que ayudaría a dar respuesta a las preguntas antes anotadas.

La instrumentación propuesta se hace bajo la premisa, siempre presente, de que cualquier aparato de medición debe ser elegido y ubicado para responder una pregunta específica.

Conviene señalar que en el mercado existen diferentes equipos para medir un parámetro en particular, aspecto que aquí se cubre al hacer una descripción de ellos, de su operación y consecuentemente de su elección para el caso en estudio.

7.2 Placas de asentamientos

Al analizar las **primeras cuatro preguntas** se puede constatar que **están ligadas**, en el sentido de que todas hacen referencia a los asentamientos que sufriría el terreno de cimentación de los terraplenes de prueba, por lo que se propone utilizar un solo equipo de instrumentación para darles respuesta.

Conviene señalar que se está considerando que el cuerpo del terraplén, al ser construido en capas compactadas, no experimentaría deformaciones verticales en sí mismo, así que el equipo de instrumentación estaría orientado solo a monitorear la superficie del suelo de desplante del modelo.

Para elegir el equipo adecuado se debe pensar en la precisión requerida, la que a su vez depende de la magnitud total del asentamiento que se espera podría suceder en la superficie del terreno de cimentación del terraplén de prueba. Por lo tanto, es necesario tener este dato para tomar decisiones. De acuerdo con las condiciones estratigráficas existentes en la zona de estudio, serían los estratos de suelos finos los que mayor aportación tendrían en la magnitud total del asentamiento a largo plazo, así que, sólo para tener una idea del asentamiento se propone utilizar la siguiente expresión de análisis que se obtiene a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi.

$$\Delta H_i = m_{v_i} \Delta \sigma_i H_i \quad (\text{ec. 7.1})$$

Donde ΔH_i es la magnitud del asentamiento en el i -ésimo estrato de análisis; m_{v_i} es el coeficiente de variación volumétrica (del estrato i), definido en capítulos anteriores; $\Delta \sigma_i$ es el incremento de esfuerzos en el estrato i (puede calcularse con la teoría de distribución de Boussinesq) y H_i es el espesor del i -ésimo estrato.

Como ejemplo de cálculo se empleará la información ya generada en capítulos anteriores, según lo siguiente: se utilizará el perfil estratigráfico del TR-2, la gráfica de variación de m_v de la [Figura 6.5](#) y la distribución de esfuerzos mostrada en la [Figura 6.6](#) (correspondiente al TR-2). Con dicha información, se genera la [Tabla No. 7.1](#), en la que se indica el asentamiento por consolidación esperado de los estratos en donde predominan los suelos finos. Al no considerar la deformación que sufrirán los estratos en que predominan las arenas, el asentamiento total real será mayor al aquí presentado.

Tabla No. 7.1.- Magnitud de asentamiento esperado por consolidación bajo el TR-2

Estrato (i) No.	Prof. (m)		Espesor (Hi) (m)	Prof. Media (m)	σ_i t/m ²	$\Delta\sigma$ (i) t/m ²	σ_m (i) t/m ²	m_v (i) cm ² /kg	m_v (i) m ² /t	ΔH (i) (m)
	De	A								
1	1.5	7.6	6.1	4.55	6.05	5.0	11.1	0.045	0.0045	0.14
2	12.4	15.4	3	13.9	13.41	4.0	17.4	0.04	0.004	0.05
3	19	21.5	2.5	20.25	16.86	3.8	20.7	0.03	0.003	0.03
4	21.5	26.2	4.7	23.85	17.51	3.5	21.0	0.03	0.003	0.05
Asentamiento total:										0.26

σ_i es el esfuerzo efectivo inicial existente en el estrato i de análisis.

σ_m es el esfuerzo efectivo final a la profundidad media de cada estrato de análisis, con el cual se calcula el valor de m_v .

El orden de magnitud del asentamiento esperado permite plantear la utilización de un equipo que sea capaz de medir dicho asentamiento con una **precisión de 1cm**. De esta forma, se propone que la instrumentación sea mediante **nivelaciones topográficas** frecuentes (utilizando un nivel topográfico, o una estación total), sobre puntos específicos e inamovibles horizontalmente, colocados en toda la superficie del terreno de desplante de los terraplenes de prueba para verificar la configuración que tendría tal deformación

El punto de referencia para las nivelaciones topográficas sería un banco de nivel fijo. En este caso un banco de nivel profundo¹ construido estratégicamente² dentro del área de reconfiguración de la refinería.

Los puntos inamovibles horizontalmente, serían elementos a los que se les ha llamado **placas de asentamientos**, que estarían conformados por una placa de acero de 30cm de lado y 5mm de espesor y un tubo de acero galvanizado de 1.91cm (3/4") de diámetro. Uno de los extremos del tubo se une perpendicularmente a la placa utilizando soldadura y en el otro extremo se pone un *tapón cachucha*. De este modo se construye una estructura, donde la placa de acero funcionaría como una pequeña zapata de desplante colocada en la superficie del terreno de apoyo del terraplén de prueba, según lo que se muestra en la **Figura No. 7.1**. Dicha zapata ayudaría a mantener fijo el tubo galvanizado cuyo extremo libre sería el punto de control topográfico. Debido a que el terraplén de prueba tendría diferentes alturas durante su fase constructiva, se podría hacer que el tubo galvanizado (control topográfico) fuera incrementando su longitud en tramos de 1.0m mediante coples roscados; desde luego que esta actividad

¹ Un banco de nivel profundo, en términos muy generales, es un tubo de acero galvanizado que va desde la superficie, hasta estratos de suelo profundos y/o resistentes en que se ancla y donde la influencia de las cargas superficiales es poca, nula o no provoca que ellos se deformen verticalmente. Dicho tubo es aislado por otro tubo de mayor diámetro que evita que el suelo circundante a ellos provoque esfuerzos en el tubo interior.

² En este caso estratégicamente, se refiere a que el banco está ubicado en una zona de fácil acceso y al mismo tiempo está protegido para que no pueda ser maltrato por equipo de construcción o del personal.

requeriría de mucho cuidado para no mover el sistema y perder la secuencia de lecturas. Con este sistema se podría generar un **registro continuo** de las deformaciones verticales que estaría sufriendo la superficie del suelo de desplante de los terraplenes de prueba **antes durante y después de la etapa constructiva**.

Para garantizar que el tubo de acero galvanizado no sea dañado por el equipo de construcción del terraplén, se propone utilizar un *tubo camisa* de PVC con diámetro de 15.24cm (6") el cual se colocaría cubriendo al tubo de acero galvanizado según lo indicado en la **Figura 7.1**. Así mismo se consideraría la posibilidad de emplear equipo ligero de compactación (bailarina) en la zona cercana a cada una de las placas para disminuir la posibilidad de que sean desplazadas horizontal o verticalmente por el equipo de compactación pesado (rodillos, motoconformadoras, etc.).

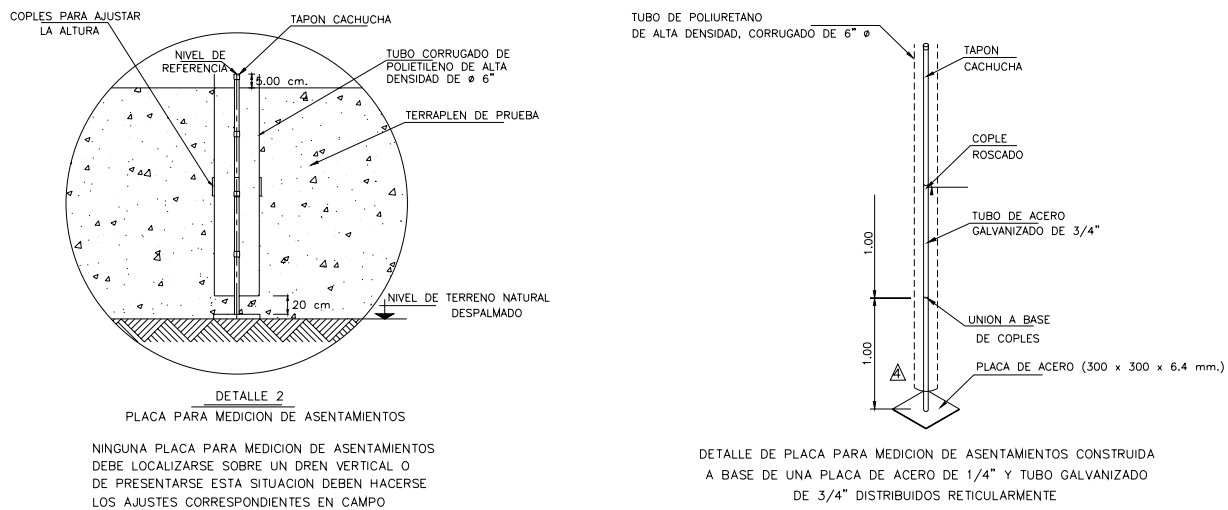


Figura No. 7.1.- Detalles de las placas de asentamientos

La **disposición en planta** de las placas, se haría considerando por un lado, que fueran suficientes para obtener la información necesaria a fin de generar la forma deformada del terreno de apoyo del terraplén de prueba y por otro lado, que entre cada placa hubiera espacio suficiente para permitir el paso del equipo de construcción de los terraplenes. De esta manera, se propone colocar **16 placas** de asentamientos **en el TR-1 y en el TR-2** tal como se muestra en el inciso a) de la **Figura No. 7.2**. Para el caso de los **TR-3, TR-4 y TR-5**, se tendría una consideración adicional a las anteriores y es, su forma geométrica, ya que al requerir bermas para su estabilidad se tienen diferentes cargas (dos alturas de

terraplén) y sería muy conveniente tener la configuración deformada del terreno de cimentación para ambas zonas de carga; es así como se llega a la propuesta de **24 placas** de asentamientos para cada uno de los terraplenes de prueba con la distribución mostrada en la parte b) de la **Figura No. 7.2**.

La **frecuencia de medición** se realizaría en función del avance constructivo, tratando de verificar la magnitud de los asentamientos inmediatos a la colocación de una carga, (por ejemplo el avance de construcción logrado en un día) y los que se producen hasta antes de colocar un nuevo incremento de carga. Es decir, hacer **dos nivelaciones por día**. Una en la mañana, antes de empezar los trabajos de construcción y la otra por la tarde, inmediatamente después de terminar dicha jornada. Esta tarea sería durante la **fase constructiva** de los terraplenes de prueba. Una vez terminados, las nivelaciones podrían espaciarse, haciendo una sola por día y luego una por semana, en función de los resultados que se vayan obteniendo con estos instrumentos y con los demás que se instalen.

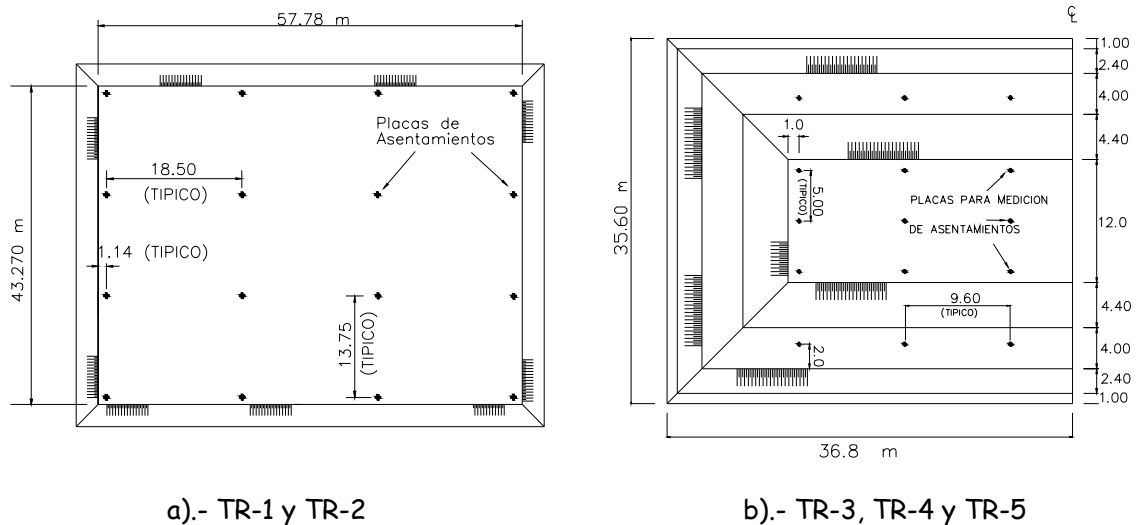


Figura No. 7.2.- Distribución en planta de las placas de asentamientos para los diferentes terraplenes de prueba,

En el capítulo de procedimiento constructivo se expone como sería la secuencia de colocación de las placas de asentamientos y de los terraplenes.

7.3 Piezómetros.

La importancia de vigilar el comportamiento de la **presión de poro** en el suelo de cimentación que tiene un nivel de agua freática superficial y está saturado, sobre todo en la fase de construcción de una estructura que le inducirá un incremento de esfuerzos, es de vital importancia porque dicho parámetro

está ligado con la resistencia del suelo y al mismo tiempo con la velocidad de los asentamientos por consolidación primaria. Teóricamente, al colocar una carga (en este caso el peso del terraplén) inicialmente el incremento de esfuerzos en la masa del suelo sería tomado por el agua contenida en los poros del mismo y por consiguiente **disminuiría su resistencia** al esfuerzo cortante. A medida que pasa el **tiempo**, la presión de poro en exceso de la inicial existente, tendería a su condición de equilibrio hidrostático inicial (etapa de consolidación) y la resistencia al esfuerzo cortante comenzaría a recuperarse. El tiempo que tarde en equilibrarse la presión de poro, sería función de las **condiciones estratigráficas** del suelo, de las propiedades mecánicas de los estratos que se consolidan y de la magnitud del incremento de esfuerzos.

Si el incremento de la presión de poro es **grande**, se podría provocar la **falla** del terreno de cimentación, ello posiblemente no sucedería con el primer incremento de carga pero sí en los posteriores si el tiempo transcurrido entre una carga y la siguiente no es el suficiente para dejar que la presión de poro se disipe; de ahí la necesidad de observar su comportamiento, con mucha atención durante la etapa constructiva de la estructura, y proseguir su monitoreo en un lapso posterior para registrar cualquier cambio.

El **equipo** que permite **medir** la presión de poro **in situ** es conocido como **piezómetro**. El avance de la tecnología ha inducido el desarrollo de diferentes tipos de estos instrumentos; entre los más utilizados se señalan los siguientes (prácticamente en el mismo orden de creación):

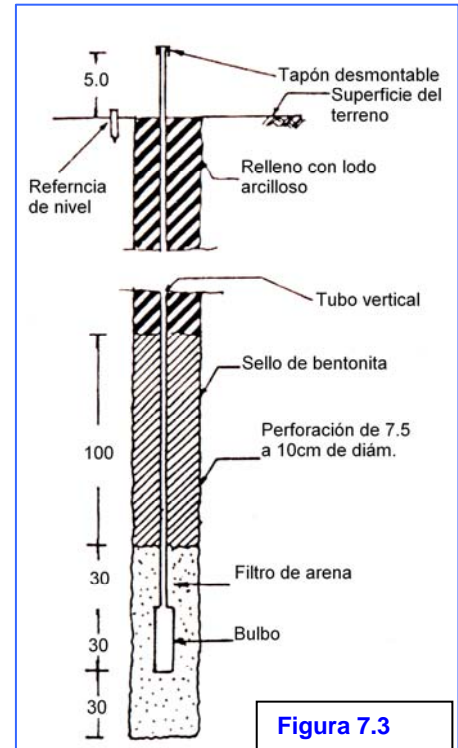
- Piezómetros abiertos
 - Piezómetros hidráulicos
 - Piezómetros neumáticos.
 - Piezómetros de alambre vibrante.
 - Piezómetro de resistencia eléctrica.
 - Piezocono
- } Piezómetros de diafragma.

Piezómetro abierto: También se conoce como tipo Casagrande, en honor a quién lo desarrolló (Arthur Casagrande). Está **compuesto** de los siguientes elementos: un filtro de arena dentro del cual se coloca una celda permeable o bulbo, un tubo vertical, un sello de bentonita que se coloca arriba del filtro de arena y envuelve al tubo vertical, según lo que se indica de manera esquemática en la [Figura No. 7.3](#) Además, se necesita un equipo eléctrico para medir el nivel del agua dentro del tubo vertical (sonda eléctrica).

Su **funcionamiento** es el siguiente: El filtro de arena permite que se cree un sistema de vasos comunicantes entre el agua del suelo y el tubo vertical, de esta forma el agua tiende a subir por el tubo

vertical hasta alcanzar un nivel de equilibrio. Si este nivel de equilibrio coincide con el nivel de agua freática existente en el sitio, se tienen condiciones hidrostáticas por lo menos hasta la profundidad en que se colocó la celda permeable.

El filtro de arena evita que las partículas sólidas finas del suelo emigren hacia la celda del piezómetro y lo tapen. El sello de bentonita logra que el agua que se introduce al piezómetro sea de una profundidad o estrato específico y no se tengan aportaciones de agua de estratos superiores haciendo que el nivel de agua dentro del piezómetro sea precisamente el de dichos estratos. Para medir el nivel de agua dentro del tubo vertical del piezómetro, se emplea una sonda eléctrica, que en términos muy generales es un circuito eléctrico abierto mediante la separación de las puntas de un cable eléctrico, el cual al introducirse en el tubo vertical y descenderlo hace contacto en el agua cerrando el circuito; en superficie esto se ve porque se produce un cambio de voltaje que prende una luz o activa una chicharra.



Desde su creación y hasta la fecha, este tipo de piezómetro se sigue utilizando porque ha demostrado dar resultados confiables si se construyen correctamente. El punto crítico de la construcción es el sello de bentonita, sobre todo cuando se tiene que colocar a profundidades considerables.

Actualmente se tienen **diferentes versiones del piezómetro abierto**, en los que se ha sustituido el filtro de arena por un geosintético colocado alrededor del bulbo. También en el procedimiento constructivo ha habido innovaciones, y ahora algunos piezómetros abiertos pueden colocarse hincando la celda permeable (Geonor modelo M-206, Piezómetro Cambridge, etc.). El que suscribe considera que el procedimiento de hincado debe aceptarse con reserva si dichos elementos son colocados en materiales coloidales blandos, ya que el suelo circundante a la celda permeable hincada es comprimido y desplazado, provocando su remodelado y consecuentemente disminuye su permeabilidad y aumenta el tiempo de respuesta, el cual podría ser mayor al que tomaría colocar la celda en una perforación previa donde el remodelado es mínimo. La opinión anterior surge del análisis que se hizo de los factores que afectan el funcionamiento de los drenes verticales prefabricados (en el capítulo correspondiente) y donde se concluye que el factor de remodelado afecta de manera muy importante la operación adecuada de los drenes

El tiempo de respuesta, es decir el tiempo necesario para que el nivel del agua dentro del tubo vertical alcance el equilibrio dependerá de las propiedades permeables del suelo en donde se coloque la celda permeable. Por dicha razón, **se recomienda que la celda permeable se construya en estratos de arena o de alta permeabilidad.**

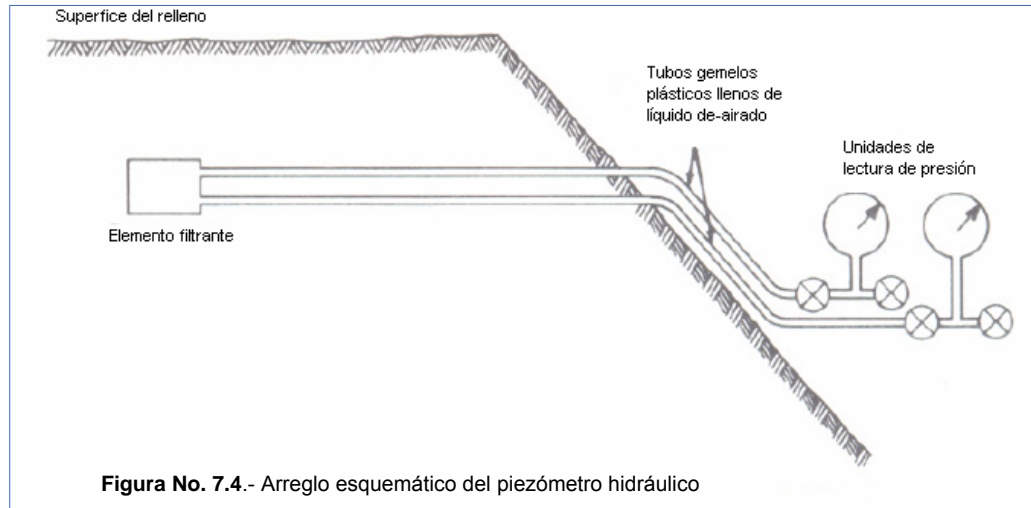
Piezómetro hidráulico con doble tubo. Está **constituido** básicamente de un elemento filtrante conectado a dos tubos gemelos plásticos totalmente llenos de líquido de-airado, con un transductor de carga colocado en el extremo de cada uno los tubos. Fue diseñado para ser colocado en la cimentación o dentro del terraplén de una presa, tal como se muestra en la [Figura No. 7.4](#), y han sido adaptados para medir la presión de poro en algunas otras situaciones. Cuando los tubos están completamente llenos de líquido, la presión que se observa es la misma en ambos. Sin embargo, cuando entra aire o gas en el sistema, la presión que se registra es diferente en ambos tubos, haciendo que las lecturas de presión de poro no sean confiables, y sería necesario purgar el equipo haciendo circular agua de-airada por el sistema de tuberías.

Cuando el agua del suelo llega al elemento filtrante, produce un cambio en la presión del líquido de-airado que es registrado en las unidades de lectura de presión. Desde luego que el correcto funcionamiento de estos equipos requiere que las unidades de lectura estén por abajo o al mismo nivel del mínimo nivel piezométrico esperado, razón por la que su uso es casi exclusivo para terraplenes de presas. Otra aplicación importante de estos piezómetros es para medir la presión de poro en suelos parcialmente saturados utilizando filtros especiales donde el tamaño del poro es del orden 0.001mm^3 . Otros aspectos deberán tomarse en cuenta para poder diseñar adecuadamente un piezómetro hidráulico, además de tener un cuidado especial en el proceso constructivo, detalles de ello pueden consultarse en la [referencia 28](#).

Piezómetro neumático. Se **conforma** de los siguientes elementos: un filtro de arena, un transductor (en lugar de la celda permeable del piezómetro abierto) colocado dentro del filtro de arena, el sello de bentonita; dos tubos que van desde la superficie y se conectan al transductor, uno de los tubos se denomina tubo de entrada y está equipado con un controlador de flujo de gas, un medidor de flujo de gas y un transductor de presión de entrada con una aguja de arrastre para conservar valores máximos medidos; al otro tubo se le llama de salida y no tiene ningún aditamento, según lo que se presenta en la [Figura No. 7.5](#). El transductor ubicado en el filtro de arena, está construido a su vez por los siguientes componentes: un cuerpo cilíndrico que puede ser de PVC, acero inoxidable o aluminio; un filtro ubicado en la punta del cuerpo, un diafragma flexible de hule o metálico sujeto en todo el perímetro interior del

³ El tamaño de poro del filtro está ligado directamente con la tensión superficial que se genera en la interfase agua-gas a través de los canalículos o poros que forma el filtro. Entre menores sean los meniscos formados, mayor debe ser la presión del gas respecto a la del agua para mantener el equilibrio.

cuerpo y conexiones para unir los tubos de entrada y salida. El diafragma está ubicada a una distancia tal, que una pequeña deformación de él puede producir la obturación de los tubos de entrada y salida.



El **funcionamiento del sistema** es el siguiente: El agua de los poros del suelo se introduce al piezómetro por el filtro de arena y posteriormente por el filtro del transductor llenando con ello la cámara que existe entre el filtro y el diafragma flexible y consecuentemente haciendo que este último se deforme hacia arriba obstruyendo las boquillas de los tubos tanto de entrada como de salida, en este momento se podría introducir gas por el tubo de entrada e incrementar su presión poco a poco, hasta que dicha presión iguale a la del agua que está haciendo que el diafragma se deforme y por lo tanto quita la obstrucción del tubo y permite que el gas salga por el otro tubo. La presión máxima registrada por la aguja de arrastre del transductor de presión de entrada, será la presión de poro existente en ese momento para ese estrato. Algunos aspectos que deben cuidarse son la velocidad de flujo del gas, así como la velocidad del incremento de presión, factores que se ha observado son muy influyentes en los resultados.

El **tiempo de respuesta es mucho menor** al del piezómetro abierto, sin embargo se requiere de un procedimiento constructivo cuidadoso por personal especializado, lo mismo se necesita en la toma de lecturas. Es muy importante que se cuide en los elementos de conexión, que no haya posibilidad de que el agua entre en los tubos o en el cuerpo superior del transductor, de lo contrario el sistema no funcionará correctamente.

Bajo este principio, se han desarrollado diferentes modalidades del piezómetro buscando que sea más eficiente. Incluso pueden ser utilizados para medir presiones de poro negativas aplicando vacío en el tubo de salida.

En general, tanto el procedimiento constructivo, como las medidas del equipo y en consecuencia las dimensiones de la perforación, deben ser proporcionadas por el proveedor del mismo.

Piezómetro de resistencia eléctrica⁴. Es igual al piezómetro neumático arriba descrito, la diferencia estriba en el transductor para medir la presión de poro y por lo tanto en el sistema de captura de datos (no necesita de dos tubos). En la [Figura No. 7.6](#), se muestra un arreglo esquemático de dicho sistema.

El piezómetro **trabaja con el siguiente principio**: La resistencia eléctrica puede funcionar como un medidor de deformación, ya que el cambio en la resistencia eléctrica es directamente proporcional al cambio en su longitud, de esta forma, el agua del suelo que entra en el cuerpo del transductor por el filtro, llena la cámara en cuya parte superior está el diafragma flexible provocando que se desplace y modifique la longitud inicial de la resistencia y consecuentemente la resistencia eléctrica de dicho elemento se modifica. Los cambios en la resistencia eléctrica son conducidos a una unidad de proceso en donde mediante transductores, la información anterior, se convierte

en un valor de presión de poro. Bajo este principio se han diseñado una gran cantidad de transductores, así como de unidades de proceso y lectura.

En este piezómetro el tiempo de respuesta es menor al que requiere un piezómetro abierto. Algunos diseños pueden medir la presión de poro durante cargas dinámicas. Sin embargo, su **instalación y operación requiere de personal capacitado**; un mal procedimiento constructivo puede dañar el transductor. En el procedimiento constructivo, este piezómetro tiene la ventaja de que el cable conductor de señal se puede llevar enterrado hasta un lugar donde no interfiera con el proceso constructivo del terraplén. Siendo un sistema eléctrico, es muy importante que se evalúe la necesidad de colocar un equipo para-rayos.

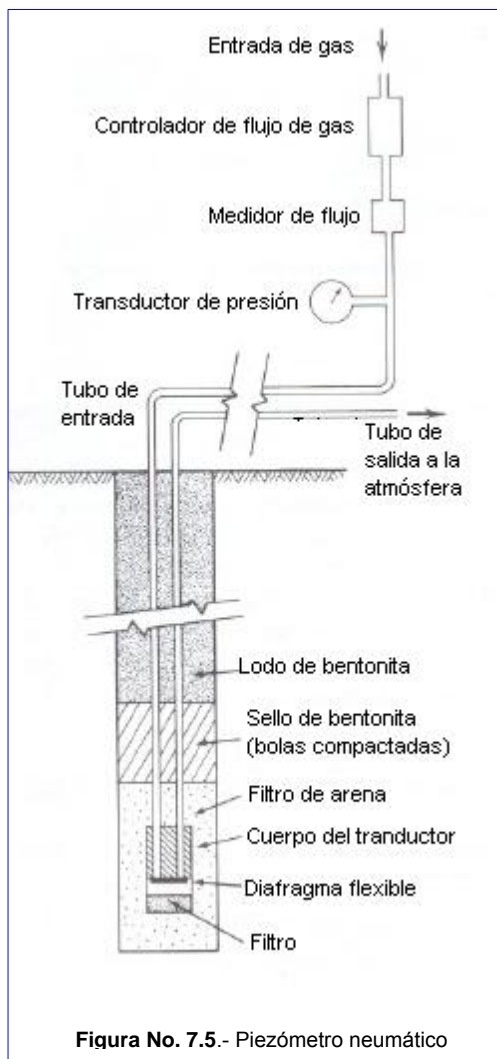


Figura No. 7.5.- Piezómetro neumático

⁴ La resistencia eléctrica se entiende como la mayor o menor dificultad que presenta un cuerpo al paso de la corriente. Los metales como el cobre ofrecen poca resistencia al paso de una corriente; la madera ofrece una resistencia muy alta.

Al igual que en el caso anterior, tanto el procedimiento constructivo, como las medidas del equipo y en consecuencia las dimensiones de la perforación, deben ser proporcionadas por el proveedor del mismo

Piezómetro de alambre vibrante. Es otro tipo de piezómetro de **diafragma**, parecido a los dos antes descritos. Ahora el transductor está integrado por un alambre que puede vibrar. En la [Figura No. 7.7](#), se muestra un arreglo esquemático de dicho sistema.

Su funcionamiento: se basa en el principio de la cuerda vibrante. En este caso, el extremo de un alambre de acero se sujeta al cuerpo del transductor por una mordaza fija y es tensionado con una segunda mordaza móvil, hasta que vibre libremente, a esta forma de vibrar se define como frecuencia natural. Esta frecuencia de vibración variará si cambia la tensión del cable, lo que se logra con movimientos relativamente pequeños de la mordaza móvil, en este caso la mordaza móvil es parte del diafragma flexible que se deforma cuando el agua del suelo llena la cámara del transductor.

El cambio de frecuencias de vibración del alambre antes y después de deformado el diafragma flexible, puede ser traducido en una presión de poro utilizando equipo electrónico.

El alambre es excitado magnéticamente por una dispositivo eléctrico (excitador eléctrico) colocado cerca del punto medio del alambre según lo que se muestra en la figura anterior.

Hay dos formas de excitar el cable y leer su frecuencia de vibración. El de excitación y lectura y el de excitación continua o método auto-resonante. El

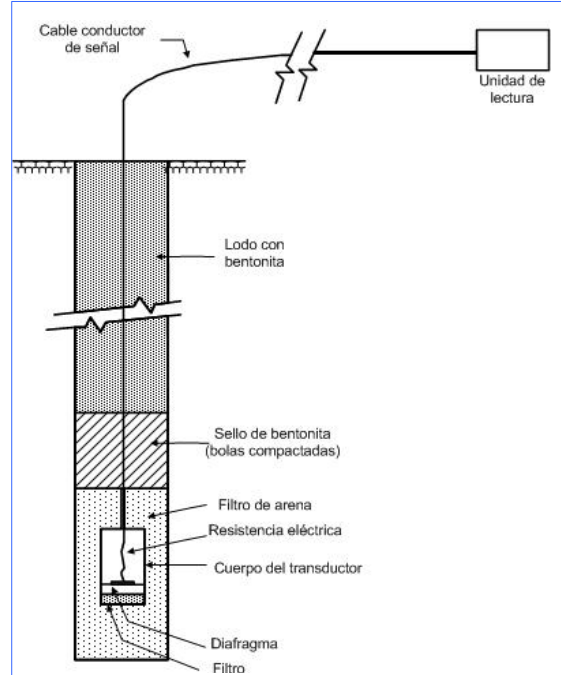


Figura No. 7.6.- Piezómetro de resistencia eléctrica

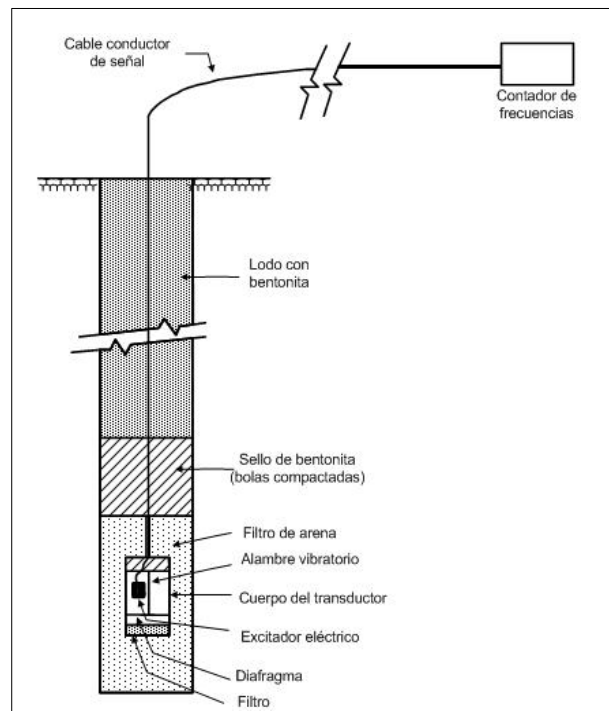


Figura No. 7.7.- Piezómetro de alambre vibrante

último permite medir bajas frecuencias de deformaciones dinámicas. El primer método implica la aplicación de uno o más pulsos de voltaje del excitador eléctrico, de ese modo crea una atracción magnética que causa que el alambre vibre. El mismo excitador puede ser entonces un dispositivo receptor debido a que la vibración del alambre causa una variación de voltaje que es inducida en el dispositivo excitador. La variación de voltaje es transmitida mediante un cable a un contador de frecuencias el cual es usado para medir el tiempo de un predeterminado número de ciclos de vibración.

El segundo método es idéntico al primero, solo que el excitador actúa continuamente y se tiene un contador de frecuencias que es alimentado de forma continua. Se puede conectar convertidores de cambio de voltaje a contadores de frecuencia para tener resultados en la forma que se requiera. Una desventaja a de este método, es que bajo condiciones dinámicas se pueden tener lecturas inestables debido a la variación de campo magnético entre el alambre y el dispositivo excitador.

Al igual que los otros dos piezómetros de diafragma, su tiempo de respuesta es menor al de un piezómetro abierto, pero requiere que tanto su instalación como su **operación sea realizada por personal calificado**. También es muy importante que se valore la necesidad de colocar un sistema para rayos.

En general se recomienda que la celda permeable se coloque en estratos de suelo con permeabilidad alta para disminuir los tiempos de respuesta, sin embargo, a diferencia de los piezómetros abiertos, los de diafragma podrían **colocarse en suelos poco permeables** aprovechando su capacidad de medir la presión de poro en un menor tiempo.

Es importante decir que se puede lograr hacer que su interferencia (la de los piezómetros) en el proceso constructivo sea mínima, enterrando los cables conductores de señal y llevándolos a u sitio fuera del área de construcción.

Desde luego, existen diferentes modelos y consecuentemente diferentes propuestas constructivas, las que deben ser proporcionadas por el fabricante del modelo adquirido.

Un aspecto que debe cuidarse mucho en cualquiera de los piezómetros es que antes de construirse el filtro colocado en el transductor debe saturarse completamente con agua de-airada para disminuir la posibilidad de que se formen burbujas de aire o gas durante su instalación u operación.

Piezocono. Está **compuesto** por un transductor electrónico calibrado, colocado en el interior de una camisa metálica generalmente de 5cm de diámetro con punta cónica según lo que se aprecia en la [Figura](#)

No. 7.8. El contacto de la fase líquida del suelo con el transductor ocurre arriba de la punta cónica, donde se encuentran dos piedras porosas diametralmente opuestas. Entre éstas y el transductor existe una cámara que se satura (generalmente con glicerina desaireada). De esta forma se asegura que la presión ejercida por el agua que rodea al piezocono se transmita íntegra a una membrana que forma parte del transductor. Para tener **buenos resultados** es necesario garantizar una **buena saturación de la cámara** para evitar la formación de burbujas de aire en su interior.

El equipo que se utiliza para el hincado del piezocono en el suelo, es similar al que se emplea en una prueba de cono eléctrico convencional. La **velocidad de hincado** del piezocono no es mayor de **2cm/s** para evitar generar una alta presión que pueda dañar el transductor.

El procedimiento de ejecución de una prueba de piezocono, consiste en hincarlo a velocidad constante hasta una cierta profundidad, después se suspende el hincado, se toman lecturas de presión de poro hasta alcanzar la presión de equilibrio del suelo. El tiempo necesario dependerá del tiempo de respuesta del transductor y de la permeabilidad del suelo en cuestión. Las mediciones de la presión de poro generalmente se realizan en estratos permeables.

En cada medición se dibuja una curva de disipación de presión de poro contra el tiempo transcurrido después de suspenderse el hincado, cuando las lecturas tienden a ser constantes, se dice que se ha alcanzado la presión de estabilización cuyo valor es la presión de poro existente en el suelo antes del hincado. Se ha observado que la **presión de estabilización** de las lecturas comienza a partir de los **15min** para suelos **limoarenosos**, con tiempos máximos del orden de **45min** para suelos de **menor permeabilidad**.

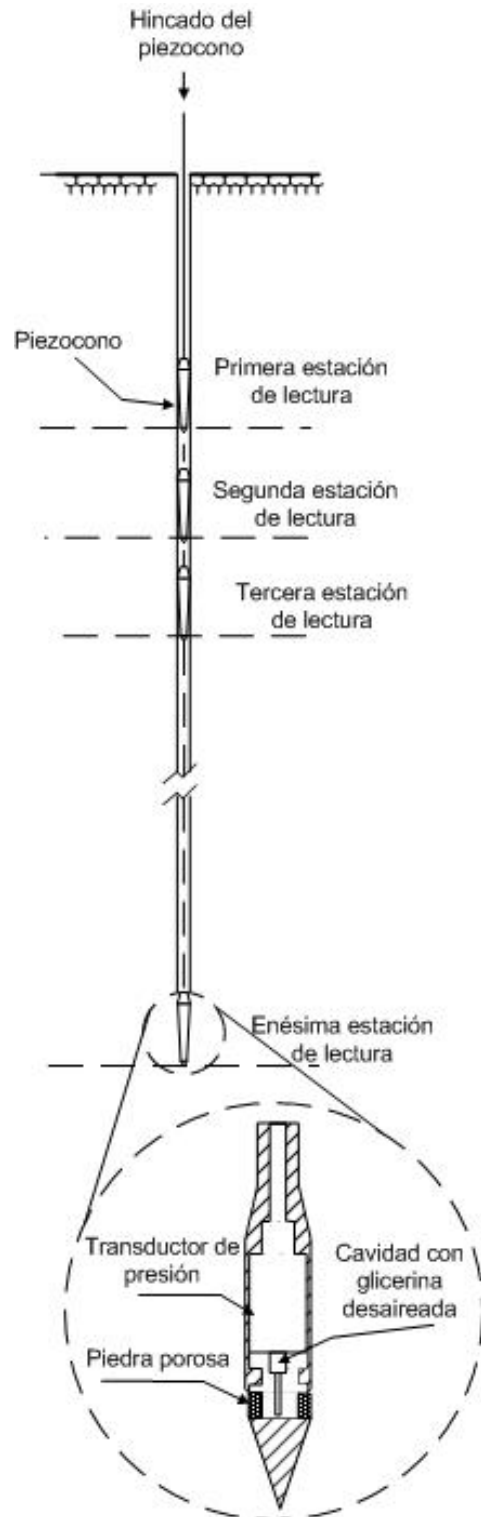


Figura No. 7.8.- Piezocono

Finalmente se grafican los resultados de todo el sondeo en un diagrama que relaciona la presión de poro medida con el piezocono en cada profundidad. En la **Figura No. 7.9**, se presentan los resultados de un sondeo con piezocono comparados con los datos obtenidos en una estación piezométrica convencional ubicada en el mismo lugar y mediciones de la misma fecha de la prueba. Esta figura demuestra que el piezocono permite determinar la distribución de presiones de manera semejante a lo que se puede lograr con una estación piezométrica, pero en tiempo y costo menores, desde luego, si solo se requiere de pocos datos (**Ref. 29**).

En el mercado actual existen otros equipos, pero todos ellos parten básicamente de los principios de funcionamiento antes señalados. Uno de esos equipos innovadores es el **Dilatómetro de Marchetti** que trabaja en forma muy similar al piezocono, sin

embargo su forma en lugar de ser cónica es con punta de lanza, que induce un **menor remoldeo**⁵ del suelo en el que se hinca y por lo tanto reduce el tiempo de respuesta en las lecturas. En la bibliografía que se incluye en este trabajo, se podrán revisar y consultar aspectos de los piezómetros que aquí no se trataron. Resulta sorprendente ver la cantidad de investigación que se ha hecho de estos equipos y de cómo influyen cada uno de los componentes del equipo en los resultados que se miden.

Elección del tipo de piezómetro.

Los factores a tomar en cuenta son: **sensibilidad y rango de operación, precisión, seguridad y durabilidad**. Los dos primeras son función de la magnitud de esfuerzos que se vayan a medir. La seguridad depende del tipo de suelo en que se coloque el piezómetro, del procedimiento constructivo y desde luego del cuidado en su operación. La durabilidad, hace referencia al tiempo durante el cual se requiere la operación de los equipos. En general, se considera que cuando los piezómetros son instalados y operados correctamente, la seguridad y la durabilidad, son frecuentemente factores más importantes que la sensibilidad y la alta precisión (**ref. 28**),. Desde luego, el otro factor que influye es el **económico**, que debe tener en cuenta el costo del equipo, la calibración, la instalación, el mantenimiento, el monitoreo y el procesamiento de la información, así como prever la disponibilidad del equipo y del personal capacitado para la instalación del mismo en el lugar de interés, cuando esto último se tiene, el costo del equipo es raramente un factor dominante en la elección del piezómetro (**ref. 28**)

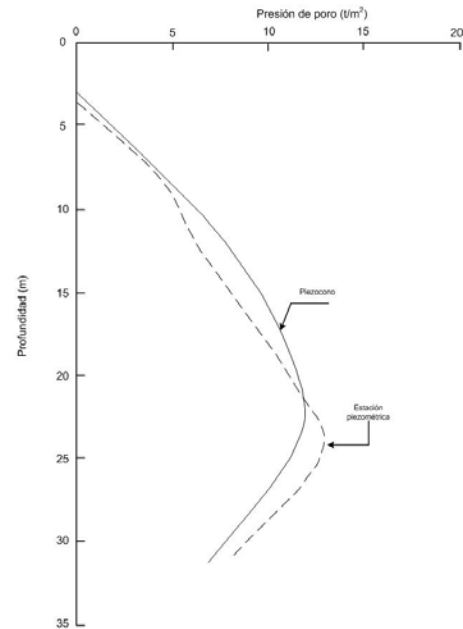


Figura 7.9. Comparación de mediciones

⁵ Conclusión del diseñador del equipo y que desde un punto de vista del sentido común parece ser lógico.

En cuanto a la **durabilidad**. El tiempo que se necesita operen adecuadamente los equipos es importante, ya que el contacto con el agua puede provocar el deterioro de piezas metálicas después de un tiempo; también existe la posibilidad de que los filtros se tapen por la migración de partículas sólidas finas o que haya crecimiento de microorganismos que alteren el funcionamiento del sistema. Cuando se tenga la necesidad de tomar lecturas por mucho tiempo (varios años, en el caso del terraplén de una presa), el piezómetro hidráulico de doble tubo o el neumático, son adecuados, ya que permiten el lavado del sistema piezométrico cuando se requiera. En general, **la vida útil** de un equipo depende de las materiales con que está fabricado y del agua en que es sumergido. La experiencia indica que cualquier piezómetro bien construido y operado puede funcionar correctamente por **unos cuantos años**. Para el proyecto que se analiza, el tiempo que se requiere funcionen correctamente los piezómetros es de unos meses, así que el tiempo no es factor que influya en la elección del equipo.

En cuanto al factor **seguridad**. Sí en el perfil estratigráfico del suelo en estudio solo existen suelos coloidales, la elección debe ser: cualquier piezómetro de diafragma o el piezocono que permiten tener una respuesta en menos tiempo que los piezómetros abiertos, según lo que se señala en la [Figura No. 7.10](#), la que además permite tomar una **decisión preliminar** del tipo de piezómetro que se necesita en función de las características permeables del suelo en que sería construido ([ref. 28](#)). En el eje de las ordenadas de la figura indicada, se tiene el valor de la permeabilidad del suelo en la zona en que se depositará la celda de lectura del piezómetro y en el eje de las abscisas se señala el tiempo de respuesta al 90% de la presión total, que requiere cada uno de los piezómetros presentados con línea discontinua.

Si el suelo presenta una estratificación con **arenas**, podrían emplearse **piezómetros abiertos** ubicados en dichos estratos de arena. También podrían utilizarse cualesquiera de los otros tipos de piezómetros, sin embargo, el aspecto económico debe analizarse.

En cualesquiera de los casos anteriores, se recomienda que la permeabilidad del filtro ubicado en el transductor del piezómetro sea cuando menos 10 veces mayor a la del suelo circundante para agilizar los resultados.

Cuando se tienen depósitos de **suelos orgánicos**, la presencia de gas puede afectar el correcto funcionamiento de los piezómetros. Para disminuir dicha influencia se deben utilizar **piezómetros abiertos** con filtros de alta permeabilidad (por lo menos 10 veces la permeabilidad del suelo circundante. [Ref. 28](#)), a demás el tubo vertical del piezómetro debe tener un diámetro interior suficiente (2.5cm mínimo) para que se produzca un auto-desaireado. También podrían ser utilizados los piezómetros de diafragma, siempre que el filtro del transductor tenga una baja permeabilidad lo que se traduce en

diámetros de poro de 0.02-0.08mm y sea saturado completamente en agua desaireada antes de su instalación.

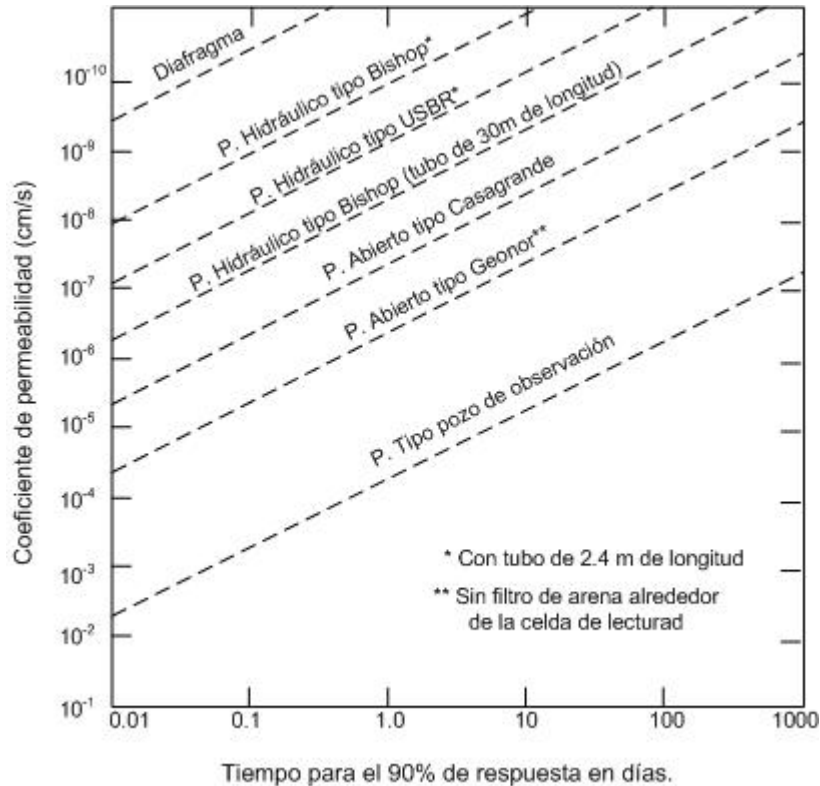


Figura No. 7.10.- Tiempo de respuesta aproximado para varios tipos de piezómetros.

En **suelos parcialmente saturados** se recomienda utilizar **el piezómetro hidráulico de doble tubo o los piezómetros de diafragma**, siempre que su filtro sea de baja permeabilidad según lo antes indicado.

En este marco de referencia, las condiciones estratigráficas del **terreno en estudio** indican una alternancia de estratos donde predominan suelos coloidales con estratos que contienen en su mayor parte suelos granulares, asimismo se encuentran delgadas betas de turba. Por esta razón podría emplearse **cualquiera de los piezómetros** descritos. En el mercado mexicano y sobre todo en el capitalino existen proveedores prácticamente de todos los tipos de piezómetros aquí señalados.

Sin embargo, al recordar que el objetivo principal de los piezómetros construidos en el terreno de cimentación de los terreno de prueba, sería medir la presión de poro de estratos de suelo que tienen baja resistencia al esfuerzo cortante y por consiguiente un incremento de dicha presión, durante la construcción del terraplén, podría provocar su falla, **lo útil** sería colocar piezómetros en los suelos arcillosos y orgánicos que se encuentran entre 2 y 10m de profundidad en los TR-1, 2 y 4, y hasta 20m

de profundidad en el TR-3 y 5, donde el riesgo de una posible falla sería mayor según los análisis de estabilidad realizados en capítulos precedentes. Ya que estos suelos, en general son de baja permeabilidad (5×10^{-7} cm/s), los piezómetros más convenientes **serían los de diafragma** según lo indicado en la [figura No. 7.10](#).

Como información adicional útil para revisar el comportamiento de la presión de poro en estratos de suelos granulares, se sugiere colocar piezómetros abiertos tipo Casagrande en dichos materiales.

En cuanto al **rango de operación** para el caso en estudio. Los piezómetros deberán registrar el incremento de presión de poro durante la etapa constructiva del terraplén (valores pequeños de presión), hasta las presiones máximas que impondría el terraplén completamente construido. De acuerdo con los datos de proyecto, los terraplenes tendrían una altura máxima del orden de 4.0m. De esta forma se propondría que los piezómetros operan en el rango de 0 kg/cm^2 hasta un valor un poco mayor que la presión que impondría el peso total de un terraplén de 4m, por ejemplo, 1.20 kg/cm^2 que corresponde a un terraplén de 6m de altura a fin de tener un factor de seguridad.

La **sensibilidad y la precisión** se tendrían que elegir a partir del incremento de esfuerzos que induciría cada una de las etapas de construcción, y desde luego del valor máximo que se necesita para producir la falla del suelo. Un **criterio de análisis** para tener una idea de la presión de poro que induciría la falla en los estratos de suelos coloidales que se encuentran entre 2 y 10m de profundidad para el caso de estudio, es el siguiente:

- Las hipótesis son las siguientes:

En la falla se acepta que la presión que induce el peso del terraplén al terreno de cimentación, es tomada totalmente por el agua de los poros⁶ del suelo al estar completamente saturado.

En el proceso no intervienen las fuerzas de fricción entre partículas sólidas del suelo.

La falla del suelo ocurre sin cambio de volumen debido a la baja permeabilidad del suelo que se está considerando, una arcilla plástica.

Antes de que el terraplén sea construido, un estrato de suelo está sometido a un cierto estado de esfuerzos que puede esquematizarse en la forma indicada en el inciso a) de la [Figura No. 7.11](#).

⁶ Experimentalmente se ha demostrado que **la presión de poro** en la etapa de falla de un suelo fino **es menor** al esfuerzo normal con que se produce la falla. Existen diferentes teorías que tratan de determinar una correlación entre los esfuerzos normales que inducen la falla y la presión de poro, por ejemplo la de Skepnton, o la de Juárez Badillo.

Si el suelo es cargado en forma *instantánea* con la construcción del terraplén, el estado de esfuerzos del suelo se modifica según el inciso b) de la [figura 6.5.10](#), suponiendo que se alcance la falla de dicho suelo.

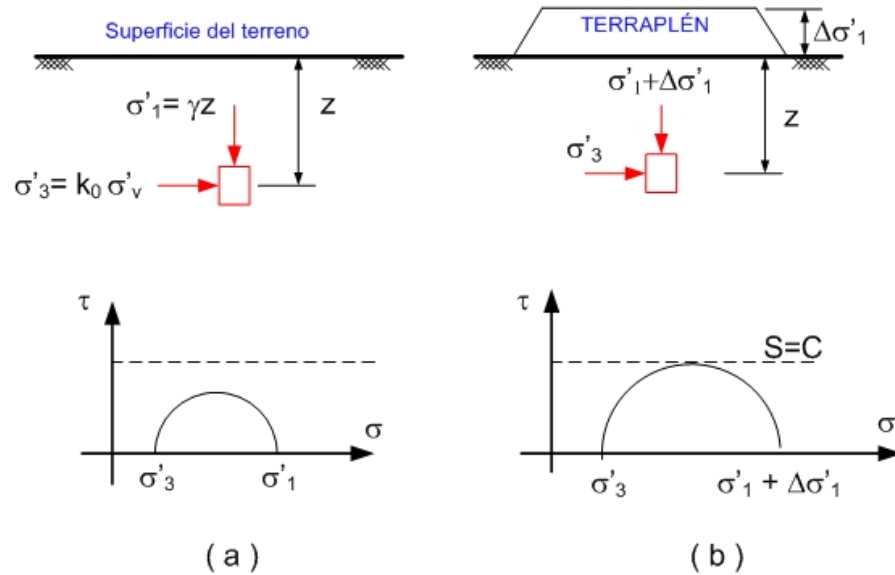


Figura No. 7.11.- Esquema que representa los diferentes estados de esfuerzo de un estrato de suelo en condiciones naturales y al aplicarle una carga. .

De acuerdo con la figura anterior inciso b), la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se pueda calcular como:

$$\frac{\sigma'_1 + \Delta\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = S = C$$

Donde S es la resistencia del suelo igual a la cohesión C , en una prueba de compresión triaxial tipo UU.

Si se acepta que $\sigma'_3 = K_0 \sigma'_1$ y $\Delta\sigma'_1 \approx u$, donde K_0 es el coeficiente de tierras en reposo y u es la presión de poro. Entonces, se puede conocer el valor de u necesario para que se tenga la condición de falla del suelo según lo siguiente:

$$u = 2C + \sigma'_1(K_0 - 1)$$

El valor de K_0 , se puede estimar con la siguiente relación propuesta por Jacky para arcilla normalmente consolidadas:

$K_0 = 1 - \text{seno}(\phi')$; el valor de ϕ' , no se conoce para el suelo en estudio, por lo que se utilizará el valor determinado con las pruebas triaxiales tipo CU, sin perder de vista que esto da un valor un poco mayor de K_0 y por lo tanto también un valor mayor de la presión de poro. El valor de ϕ' a emplear es 20° .

De esta forma el valor de la presión de poro será:

$$u = 2C - 0.34\sigma'_1$$

Con la expresión anterior, se podría determinar el valor de la **presión de poro** a determinada profundidad, para que se **produzca la falla** del terreno de cimentación. Por ejemplo considérese el caso del TR-3, en el estrato entre 3.0 y 4.0m de profundidad en que se determinó el valor de la menor resistencia ($C=1.1t/m^2$). A 4m de profundidad el esfuerzo efectivo (de acuerdo con el perfil estratigráfico correspondiente incluido en un capítulo cuatro) sería del orden de $2.05t/m^2$, por lo que el valor de la presión de poro que produciría la falla a esa profundidad sería del orden de $1.35 t/m^2$. Suponiendo que esta es la condición más desfavorable, se podría definir la sensibilidad y la precisión del piezómetro para medir adecuadamente el dato anterior.

Al valor de la presión de poro obtenido con el análisis anterior, conviene aplicarle un factor de reducción que incluya los efectos no considerados según las hipótesis. Una propuesta es multiplicar por 0.5 para tener un dato menor.

Otra forma de establecer la **sensibilidad y la precisión del piezómetro**, es basándose en la velocidad de construcción del terraplén. Por ejemplo, si en principio se considera que se pueden construir capas de 0.40m de espesor por día y se quiere el registro del incremento de presión de poro para dicho periodo, entonces, el incremento de presión en la superficie exterior del terreno sería de $0.4 \times 1.95 = 0.78t/m^2$, la que en general se mantiene prácticamente igual en los primeros 10m de profundidad de acuerdo con los análisis de distribución de esfuerzos realizados en un capítulo anterior. Con **este análisis** se requiere que la **sensibilidad** de los piezómetros sea capaz de medir un incremento de presión de poro del orden de **$0.8t/m^2$** . Para tener un margen de seguridad, convendría bajar este valor a $0.1t/m^2$. En este caso debe verificarse que la magnitud de los esfuerzos efectivos inducidos al terreno de cimentación durante el proceso constructivo sean menores al valor que podría producir la falla, es decir, se podría establecer la velocidad de construcción a partir del dato antes encontrado.

En cuanto a la **ubicación de los piezómetros**; según análisis previos, el incremento máximo de presión en el terreno de cimentación de los terraplenes se tendría en la **zona central de los mismos**, por lo que conviene que los piezómetros se ubiquen en esa región.

Piezómetros propuestos para el caso práctico en análisis.

Al revisar la información disponible del proyecto en cuestión, se encuentra que los piezómetros que se han elegido para el monitoreo son de dos tipos:

1. Piezómetro de diafragma tipo neumático mostrado en la **Figura No. 7.12**, con las siguientes especificaciones:
 - Diafragma de Nylon #12, con medición de presión utilizando gas etileno-propileno.
 - Desplazamiento máximo del diafragma: 0.002cm^3 .
 - Rango de operación : $0.0\text{-}28.0\text{ kg/cm}^2$, con tubería estándar.
 - No se encuentra un dato específico de la sensibilidad ni de la precisión del sistema.



Figura No. 7.12.- Fotografía con el piezómetro neumático propuesto.

2. Piezómetro abierto tipo Casagrande con las siguientes características.
 - Diámetro exterior de la perforación: 75 a 100mm.
 - Tubo vertical de acceso de PVC hidráulico: 25mm.
 - Cople de PVC hidráulico cementada a cada 3m
 - Sello: Bentonita (un metro de longitud hasta antes del inicio del bulbo)
 - Filtro de la celda: arena con granulometría de sello.

- La longitud del filtro de la celda será función del estrato en que se desee medir la presión de poro.
- El bulbo o celda permeable será de tubo de PVC de 5.0cm de diámetro.
- La permeabilidad del bulbo se logrará haciendo perforaciones de 1/8" (0.32cm) en todo el tubo de PVC, formando una retícula en tres bolillo con 10cm de separación.

En **cada terraplén de prueba** se colocarían **dos estaciones piezométricas**, una con elementos del tipo 1 y la otra con piezómetros del tipo 2. Cada estación tendría dos piezómetros para registrar la presión de poro a diferentes profundidades del terreno de cimentación. Es decir. en total cada terraplén de prueba tendría **cuatro piezómetros**.

La ubicación de los piezómetros en planta, sería en la parte central del terraplén (en un área circular de 5m de radio respecto a su centro geométrico), con la idea de estar en la zona de máxima influencia de incremento de esfuerzos. Para la construcción de los piezómetros abiertos se aprovecharía la perforación realizada para el sondeo de exploración al centro de cada terraplén.

En cuanto a las profundidades de lectura, las que se han propuesto son las indicadas en la [Tabla No. 7.2](#). Para cada terraplén solo se indican dos profundidades, debido a que, se propone que tanto la celda del piezómetro abierto como la del piezómetro neumático se instalen a la misma profundidad⁷.

TR	Profundidad (m)	Elevación (m)	TR	Profundidad (m)	Elevación (m)
1	18.40	-14.76	3	30.30	-28.67
	33.50	-29.86	4	20.0	-18.05
2	18.40	-14.84		5	30.0
	33.50	-29.94	20.0		-18.45
3	20.20	-18.87		30.0	-28.45

La elevación corresponde con la referencia topográfica que se tiene del BN-1.

Al trasladar la información de la [tabla 7.2](#), a los perfiles estratigráficos de los sondeos de cada uno de los terraplenes de prueba, se puede ver como en todos los casos el que, los piezómetros se han colocado en materiales predominantemente granulares. Ninguna de las celdas de lectura se colocaría en los estratos de suelos finos blandos existentes entre 2 y 10m de profundidad; salvo en el TR-5 en donde el espesor

⁷ El construir los piezómetros a la misma profundidad solo permitiría verificar el comportamiento de la presión de poro, con tiempos de respuesta diferentes para estratos de suelos similares.

de dichos materiales llega hasta 20m de profundidad. Si bien las celdas darían información de la presión de poro en donde se ubiquen, se considera que la información más valiosa sería la que se obtendría de estratos superficiales, cercanos a la mayor influencia de la carga del terraplén y no hasta 30m de profundidad.

7.4 Inclínómetros.

Los estratos superficiales de suelos blandos arcillosos que forman parte del terreno de cimentación de los terraplenes de prueba, podrían sufrir **deformaciones laterales** debido al cambio de esfuerzos que se produciría por la construcción de los terraplenes. La **velocidad y magnitud** de las deformaciones laterales comparadas con las verticales, serían un indicativo del proceso por el cual se está deformando el terreno de cimentación; si su magnitud es importante, el fenómeno dominante sería más por un **cambio de forma** del suelo de apoyo que por un **cambio de su volumen**, y en consecuencia la información sería útil para tomar decisiones en cuanto a comportamiento mecánico del suelo de apoyo del terraplén, en posibles procesos de mejoramiento del suelo de cimentación y procedimientos constructivos.

La deformación lateral del suelo de cimentación de los terraplenes de prueba, puede ser observada con equipo de instrumentación, en este caso *inclinómetros* que al ser hincados convenientemente en el terreno de apoyo o en el cuerpo del terraplén, indicarían la magnitud y la velocidad de deformación horizontal, según lo que se describe enseguida.

Características de los inclinómetros.

Actualmente los instrumentos medidores de deformaciones laterales están conformados por tuberías inclinométricas, una sonda inclinométrica, una unidad lectora portátil, polea, freno y cable eléctrico según el arreglo mostrado en la [Figura No 7.13](#). Las características y funciones particulares de cada uno de dichos componentes y los cuidados que haya que tener al momento de manipularlos se describen a continuación ([Ref. 30](#))

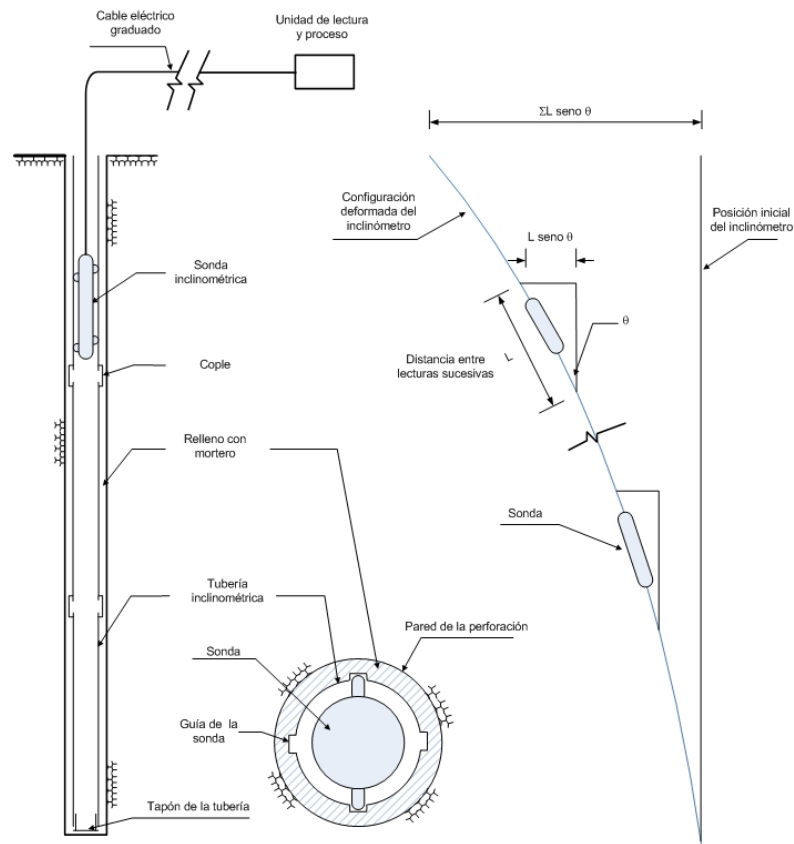


Figura No. 7.13.- Componentes de un inclinómetro, su arreglo y su principio de operación.

Tubería inclinométrica.

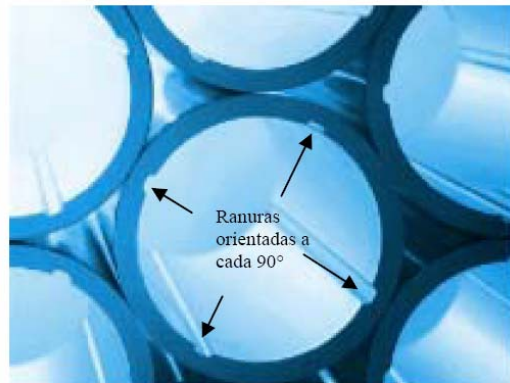
Estas son fabricadas de plástico, aleaciones de aluminio o fibra de vidrio, la selección de la misma depende del tipo de suelo en que serán instaladas y de su facilidad de manipulación, por ejemplo, las altas temperaturas pueden dañar las tuberías de plástico, altos o bajos contenidos de PH pueden dañar la tubería de aluminio y las de fibra de vidrio pueden astillarse o romperse al manipularse bruscamente.

Estas tuberías son fabricadas en diámetros de 85, 70 y 48 mm, en piezas de 1.5 o 3.0m de largo (ver [Figura No. 7.14a](#)), las de mayor diámetro son las más recomendables para monitoreo prolongado por su mayor durabilidad, debido a que resisten grandes deformaciones, sin embargo, usualmente el diámetro de la perforación es el que determina el diámetro de la tubería a instalar. Para la unión de estas piezas se utilizan coples especiales que son recomendados por el fabricante.

Las tuberías inclinométricas tienen en su interior cuatro ranuras en todo su largo orientadas⁸ a cada 90°, las cuales son utilizadas como guías para las ruedas de la sonda inclinométrica que es introducida al momento de realizar las mediciones (ver Figura No. 7.14b).



a) Diámetros de tubería para inclinómetros



b) Sección transversal de una tubería inclinométrica

Figura No. 7.14.- Diámetros de la tubería inclinométrica y sección transversal de la misma con las ranuras longitudinales.

Sonda inclinométrica.

Para la adquisición de datos de las tuberías, existen dos tipos de sondas inclinométricas, las Uniaxiales y las Biaxiales. Ambas constan de sensores de inclinación o servo-acelerómetros⁹, que consisten en dispositivos electromecánicos, formados en este caso, por un péndulo simple colocado dentro de un campo electromagnético de una bonina, el cual genera fuerzas de inercia en el péndulo cuando éste último cambia de su posición original, dichas fuerzas son transformadas en inclinaciones y transferidas a la unidad lectora mediante impulsos eléctricos.

Las sondas uniaxiales contienen un servo acelerómetro, que registra las inclinaciones en la dirección del plano de las ruedas que le sirven de guía, en cambio las biaxiales contienen dos sensores orientados a 90° uno del otro, con el cual en una misma medición se realizan las lecturas ortogonales, proporcionando un análisis más completo de una forma más eficiente y rápida.

⁸ La orientación a 90° se justifica en forma semejante a un círculo de Mohr para esfuerzos, en el que se establece que al conocer la magnitud de los esfuerzos principales orientados a 90°, se puede dibujar un círculo en el cual se puede conocer los esfuerzos en cualquier otra dirección.

⁹ Son dispositivos eléctricos u electrónicos que toman como parámetro de referencia la gravedad. Con esta base se han desarrollado diversos tipos de instrumentos para medir inclinaciones tanto verticales como horizontales, algunos de ellos son :del tipo: "resistencia eléctrica", "alambre vibratorio", y "sensor de nivel electrolítico". Este último por ejemplo, está formado por un electrolito (liquido conductor) situado en un recipiente en el cual hay introducidos dos electrodos de platino enfrentados y ambos con una parte fuera del electrolito. Cuando el sensor se inclina, uno de los electrodos entra más en contacto con el electrolito y el otro menos. Si se miden las corrientes de salida de los electrodos, es posible determinar el ángulo de inclinación.

Respecto a los ejes de las ruedas de dichas sondas, éstos se encuentran a 0.5m de separación para el caso de sondas diseñadas con unidades métricas, y de 24" para las diseñadas en unidades inglesas. Generalmente estas distancias de separación representan el intervalo de profundidad al cual deben tomarse las lecturas al realizar las mediciones, no obstante esta separación, los intervalos de toma de datos podría variar según el criterio del investigador. La [Figura No 7.15](#), muestra un esquema de la sonda inclinométrica.

También es importante mencionar que la "rueda alta" del "eje superior" es en general, la que indica la dirección en que se efectuará la medición.

Unidad lectora portátil.

Es el dispositivo electrónico que registra las lecturas que proporciona la sonda en el momento de la adquisición de datos en campo, también permite la comunicación con una computadora para poder almacenar y analizar las lecturas obtenidas.

Programas de apoyo.

Es un programa de computadora que transfiere los datos de la unidad de lectura a una computadora y permite presentar los datos en forma gráfica por ejemplo.

Sistema polea freno.

Estos dispositivos mecánicos sirven para un mejor manejo del cable eléctrico en el momento de la toma de datos, ya que la polea ayuda a centrar el cable en la tubería y las quijadas o freno proporcionan una manera de referenciar la profundidad de cada uno de los puntos registrados en la unidad lectora y a la vez estabilizar la sonda, según lo que se indica en forma esquemática en la [Figura No. 7.16](#).

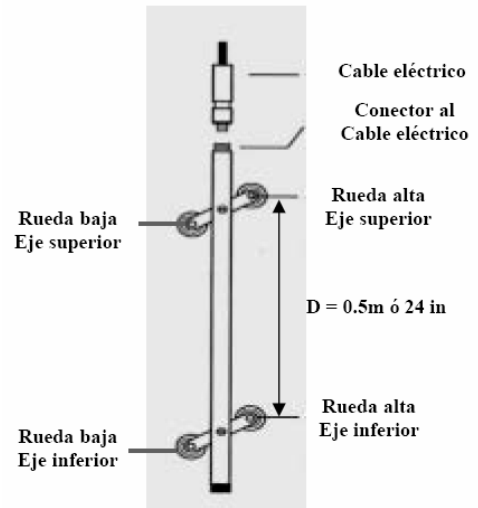


Figura No. 7.15.- Esquema de la sonda inclinométrica.

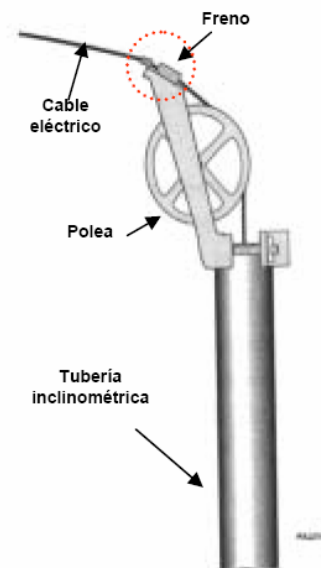


Figura No. 7.16.- Esquema de colocación del sistema polea/freno en la tubería inclinométrica.

Cable eléctrico.

El cable cumple tres funciones básicas, las cuales consisten en proveer de energía eléctrica a los servo-aceleradores de la sonda inclinométrica, transferir la información hasta la unidad lectora portátil y establecer un control de los intervalos de lectura, gracias a los puntos de control colocados en forma equidistante en toda su longitud y al uso de las quijadas de freno. Las distancias entre cada marca depende del sistema de unidades del equipo utilizado.

En relación a los criterios a considerar para que la medición inicial y las subsecuentes mediciones sean válidas, la normativa especifica lo siguiente:

Medición inicial.

La medición inicial deberá realizarse cuando el material de relleno (que puede ser una lechada de mortero o una combinación de bentonita-cemento-agua) entre la tubería y el terreno circundante esté completamente estabilizado, de tal manera que al momento de analizar los resultados estos movimientos no se confundan con posteriores movimientos relacionados a la estabilidad del estrato.

También es importante tener un sistema de lecturas iniciales muy confiables, es decir que sean verificadas en más de una vez, ya que servirá de base para posteriores cálculos y análisis de resultados. Por tanto, se recomienda que dichas lecturas base se realicen al menos dos veces al día hasta observar una estabilización de los desplazamientos y que los errores estén dentro de los límites de precisión de equipo.

Mediciones subsecuentes.

La frecuencia de realización de estas mediciones depende en gran parte de la velocidad de los movimientos registrados y de los desplazamientos máximos permisibles en el estrato de suelo, por lo cual puede requerirse de inspecciones diarias, mensuales o anuales. Así también tras la ocurrencia de fenómenos naturales que pueda desestabilizar los suelos (sismos o intensas precipitaciones pluviales) puede ser necesario la realización de inspecciones adicionales.

Validación de las lecturas.

Consiste en corroborar la fiabilidad de la lecturas, mediante una comparación algebraica de las pares de lecturas, es decir de lecturas en direcciones opuestas, cuyos resultados son teóricamente igual a cero, ya que las desviaciones correspondientes a una dirección deben ser igual en magnitud a las de la dirección opuesta, pero de signo contrario. También dichos resultados suelen ser especificados como permisibles según el proveedor del equipo.

Cabe mencionar que valores excesivos de error pueden deberse a diversidad de factores, entre los cuales se encuentran, deformaciones de la tubería, descalibración de la sonda inclinométrica, falta de precisión en la colocación de la probeta en la profundidad en que se tomaron las mediciones, entre otros.

Otra manera de verificar la fiabilidad de la medición es mediante la desviación estándar de los errores, para lo cual se debe comparar la desviación estándar de dichas lecturas con la obtenida en la medición inicial de desplazamientos. (considerando como desviación estándar representativa del sistema sonda y tubería inclinométrica). Por ejemplo, algunos proveedores sugieren una desviación estándar entre 3 y 5 unidades de la desviación estándar inicial.

Presentación de resultados.

Generalmente los programas de computadora de los equipos inclinométricos presentan diversidad de resultados en forma gráfica, con el objeto de facilitar la comprensión de los mismos al momento de evaluar el comportamiento del suelo donde están inmersos, los resultados que pueden presentarse gráficamente son los siguientes:

Ubicación de los inclinómetros en planta en el caso de estudio.

Para que los inclinómetros midan lo que se quiere, es necesario ubicarlos en lugares estratégicos del proyecto. En este caso sería en la dirección de máximo movimiento lateral del terreno de cimentación y del cuerpo del terraplén. Tal dirección de máximo movimiento se puede inferir a partir de los análisis de comportamiento mecánico bidimensional y tridimensional hecho en un capítulo anterior. Ahí se estableció que los terraplenes de prueba 1 y 2, tienen características geométricas que inducen un comportamiento tridimensional, es decir, que el incremento de esfuerzos, tanto en la dirección vertical como en direcciones perpendiculares de un plano horizontal son significativos y consecuentemente las deformaciones también serían importantes en las tres direcciones. El análisis de incremento de esfuerzos también ayuda a establecer que los puntos en donde se tiene el mayor de ese incremento de esfuerzo son: en la zona centro del terraplén, y en las puntos medios de las orillas, es decir a la mitad del ancho (B) y a la mitad del lado largo (L). Con este razonamiento se llegaría a la conclusión de poner los inclinómetros a la mitad del lado largo del terraplén y cerca del centro del mismo. Se sugeriría colocar dos aparatos, alineados para medir la deformación horizontal en dos puntos, uno en la orilla del terraplén y otro dentro del cuerpo del terraplén, cercano a la zona centro, según lo que se señala en la [Figura No. 7.17](#).

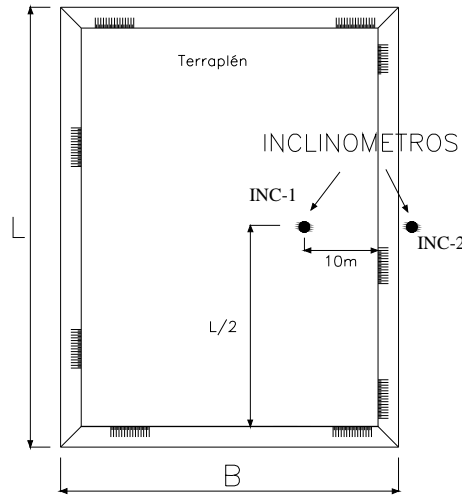


Figura No. 7.17.- Propuesta de ubicación en planta de los inclinómetros (INC-1, INC-2) para los terraplenes de prueba TR-1 y TR-2

El análisis del incremento de esfuerzos para los terraplenes de prueba 3, 4 y 5 (camino de acceso), llevó a la conclusión de que su comportamiento tendía a ser bidimensional, ya que el incremento de esfuerzos es más significativo en la dirección vertical y en una sola de las direcciones del plano horizontal, en este caso la que es perpendicular al eje longitudinal del terraplén, por lo que se sugeriría colocar dos inclinómetros alineados, ubicados a la mitad del largo del cuerpo del terraplén según lo que se aprecia en la [Figura No. 7.18](#).

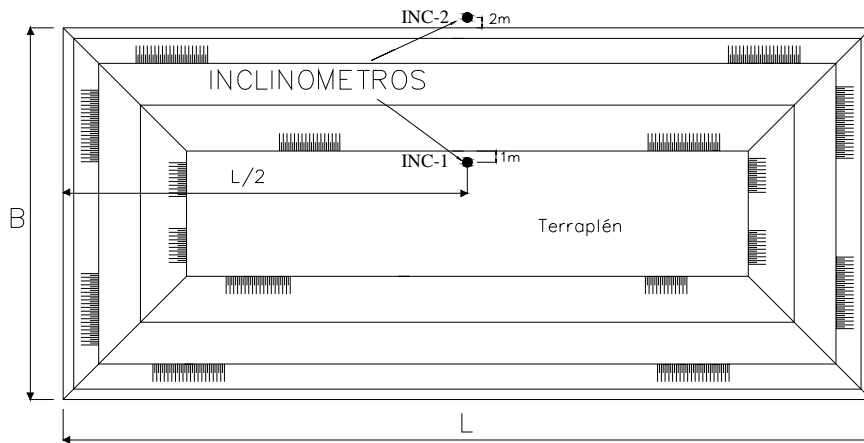


Figura No. 7.18.- Propuesta de ubicación en planta de los inclinómetros para los terraplenes de prueba TR-3, TR-4 y TR-5

Este arreglo permitiría medir el desplazamiento horizontal tanto del cuerpo del terraplén como del terreno de apoyo en dos puntos que cubren la zona de máximo incremento de esfuerzos y por lo tanto de mayor deformación. Además de que se tendría más información que ayudaría discutir el efecto que tienen la condición estratificada del terreno de apoyo en la deformación horizontal.

Longitud de los inclinómetros para el caso en estudio.

Para que los inclinómetros generen información confiable, es necesario que la punta más profunda del inclinómetro permanezca más o menos sin cambio de posición durante el tiempo de monitoreo generando con ello la configuración deformada del inclinómetro. Para que la punta de la tubería inclinométrica no se mueva, se pueden seguir dos alternativas:

- Que el extremo de la tubería inclinométrica se ancle en un estrato de rigidez considerablemente mayor a la del suelo blando que se piensa se deformará lateralmente
- Que se lleve hasta una profundidad tal que el incremento de esfuerzos sea de poca magnitud y en consecuencia la deformación también sea pequeña.

Para el **caso en estudio**, el suelo de cimentación presenta una secuencia estratigráfica de arenas y arcillas, en donde los **estratos de arena** tienen, en general, un espesor superior a 1m y **su rigidez** es mucho más grande que la de los estratos de suelo blando; lo cual se hace evidente por el mayor número de golpes registrados en la prueba de penetración estándar y que pueden correlacionarse según las expresiones mostradas en la [Tabla 7.3 \(Ref. 16\)](#):

Tabla No. 7.3.	
Arena	$E = 5(N + 15)$
	$E = 180 + 7.5N$
	$E = (152 \text{ a } 220)\ln N$
Arena arcillosa	$E = 3.2(N + 15)$
Arena limosa	$E = 3(N + 6)$
Arena con grava	$E = 12(N + 6)$
E Modulo de elasticidad en kg/cm ²	

Donde **N** es el número de golpes en la prueba de penetración estándar y **E** es el módulo de elasticidad del material arenoso en kg/cm^2 . Desde luego, estos valores deben tomarse solo para estimar parámetros y tendrían que ajustarse en función de la experiencia que se tenga con las propiedades mecánicas del terreno en estudio.

Para los **suelos blandos arcillosos**, el valor de **E** puede determinarse a partir de los **resultados de laboratorio** obtenidos para las pruebas de compresión triaxial tipo UU

Si se toma como referencia exclusivamente la comparación de módulos de rigidez de los diferentes estratos, (arenas arcillosas, y arcillas plásticas) es claro con los perfiles estratigráficos y los datos de la prueba de penetración estándar, que los **inclinómetros deberían instalarse** hasta alcanzar los estratos de arena con las probables **profundidades indicadas** en la [Tabla No. 7.4](#).

Tabla No. 7.4.- Profundidad de empotramiento de los inclinómetros

TR No.	Prof. m	Le m	N	Material de empotramiento
1	11	1	48	Arena fina a media, arcillosa color gris claro.
2	11	1	30	Arena fina a media, arcillosa, con algunas gravas, color gris claro.
3	20	1	18	Arena fina arcillosa, color gris claro.
4	10	1	27	Arena fina a media, arcillosa, con algunas gravas, color gris claro.
5	21	1	23	Arena fina arcillosa, color gris verdoso

En la que:

TR se refiere al número de terraplén de prueba.

Prof. Es la profundidad hasta la que se colocaría la punta del inclinómetro.

Le es la longitud de empotramiento en el *estrato rígido*.

N es el número de golpes que se obtuvo en la prueba de penetración estándar para el estrato de empotramiento.

La profundidad indicada en la tabla anterior, corresponde en casi todos los terraplenes de prueba al tercer estrato del subsuelo, al que sobreyacen los estratos de arcillas plásticas, blandas, con materia orgánica, en donde el número de golpes en la prueba de penetración estándar es en general menor que 5 y por lo tanto se tendría la mayor deformación lateral según lo que se analiza enseguida.

La intercalación de estratos de arena en los materiales arcillosos tendería a disminuir o a limitar la deformación lateral debido a su mayor rigidez respecto a los estratos de suelos coloidales. Para verificar dicha influencia, se podría hacer uso de la **teoría elástica**, que ayudaría a determinar en forma aproximada cuál es el valor del **módulo de rigidez (E)** que requiere un estrato de suelo para **evitar que**

se deforme lateralmente por el incremento de esfuerzos que sufre al momento de la construcción del terraplén de prueba. La teoría elástica relaciona los esfuerzos y las deformaciones con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} \quad (\text{ec. 7.1})$$

Donde:

ε_x = es la deformación lineal horizontal unitaria en la dirección x, en este caso, perpendicular al eje longitudinal del terraplén.

ν = es la relación de Poisson. Se ha propuesto un valor de 0.45, al considerar que el suelo prácticamente se deforma sin cambio de volumen.

E = es el módulo de elasticidad o de rigidez.

σ_x = esfuerzo horizontal en la dirección x, a la profundidad z.

σ_y = esfuerzo horizontal en la dirección y, a la profundidad z.

σ_z = esfuerzo vertical a la profundidad z.

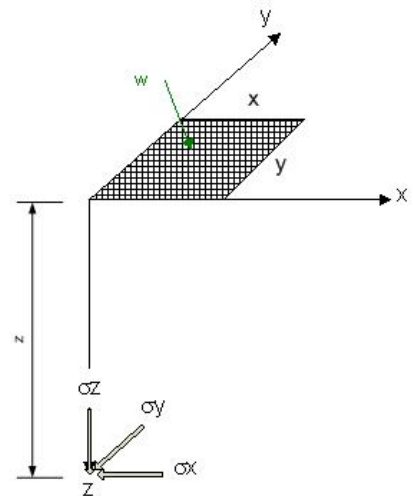
La magnitud del incremento de esfuerzos puede determinarse según las siguientes expresiones:

$$\sigma_z = \frac{w}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \tan^{-1} \left(\frac{xy}{zA} \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{w}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)A} - \tan^{-1} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{yA}{xz} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{w}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)A} - \tan^{-1} \frac{zA}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xA}{yz} \right) \right]$$

$$A = \left(\sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \right)$$



W es la magnitud de la carga por unidad de área (el peso del terraplén entre su área).

Las variables que intervienen se especifican en la figura anexa y las otras ya fueron definidas.

Al calcular el incremento de esfuerzo tanto vertical como horizontal, para diferentes profundidades, por ejemplo las indicadas en la [tabla 7.4](#), se puede determinar el valor de **E** a través de la ecuación 7.1 para una deformación unitaria muy pequeña (casi nula). El valor así encontrado podría compararse con los valores obtenidos con las pruebas de laboratorio y determinar así los estratos que no experimentan la deformación lateral. O bien, utilizando alguna de las expresiones indicadas en la [tabla 7.3](#), se podría establecer el **número de golpes** (N) en la prueba de penetración estándar que debe tener un suelo para que su rigidez sea capaz de **evitar tener deformaciones laterales** importantes.

Un ejemplo de este último criterio, se presenta ahora para el TR-1. La columna Def. corresponde con la deformación lineal horizontal en la dirección "x" propuesta casi nula.

Prof m	σ_x t/m ²	σ_y t/m ²	σ_v t/m ²	μ	Def 0.10%	E t/m ²	N N de golpes
11	1.95	2.3	4.6	0.45	0.001	1155	21
24	0.68	0.9	3.64	0.45	0.001	1363	28

Es decir, se requiere que el estrato de suelo tenga un **N** del orden de **25 golpes** para que **no se deforme horizontalmente**, bajo las condiciones de carga del TR-1. Al revisar el perfil estratigráfico correspondiente, se observa como los estratos de arena arcillosa, en general, tienen dicho número de golpes en la prueba de penetración estándar y por lo tanto limitarían la deformación lateral.

Si se considera el valor N=25, antes calculado, para comparar la rigidez de los estratos arenosos en el terreno de cimentación de los otros terraplenes de prueba, se podría concluir que: para el TR-2 se encuentra un estrato a 11m de profundidad con N>30, en el TR3 a 20m con N>20, en el TR-4 a 10m con N≈30 y en el TR-5 a 21m con N>20, dichos estratos serían en punto de apoyo de los inclinómetros ya que experimentarían deformaciones laterales de poca magnitud.

En la realidad, se ha sugerido por parte de PEMEX que **todos los inclinómetros** se instalen hasta **20m de profundidad**, con la idea de averiguar cual es el comportamiento real que tiene la alternancia de estratos de arena. más rígidas, con arcilla blandas que conforman el suelo de cimentación de cada uno de los terraplenes y verificar si efectivamente los estratos de arena restringen el movimiento lateral o en todo caso analizar su influencia.

Elección del inclinómetro para el caso en estudio.

Se refiere **al rango y a la sensibilidad** del equipo que se emplearía en este caso. Partiendo del hecho de que los inclinómetros serán instalados hasta 20m de profundidad, se podría hacer uso de la teoría

elástica expresada en las ecuaciones de párrafos anteriores con las que se determinaría un orden de magnitud de la deformación lateral unitaria y su variación con la profundidad, en dicho análisis se consideraría un estrato homogéneo e isótropo, hasta 20m, con las propiedades mecánicas de los materiales arcillosos blandos, aceptando que la deformación calculada sería mayor a la esperada en la realidad y de algún modo se elegiría un equipo de mayor rango.

En la expresión de la teoría elástica anterior es necesario el valor de E y ν del suelo arcilloso que se está considerando. Si la deformación lateral se presenta en el momento que se va construyendo el terraplén, se puede aceptar que la arcilla se deforma sin una modificación importante de su volumen así que ν tendrá un valor cercano a 0.5, en este caso se propone 0.45. En cuanto al valor de E , se ha considerado utilizar la información estratigráfica que se obtuvo con los sondeos de exploración para cada uno de los terraplenes de prueba, optando por utilizar un valor conservador (de los más bajos obtenidos) $100t/m^2$. La implicación de esta decisión es que los desplazamientos calculados tenderían a ser mayores que los reales y por lo tanto el rango de medición del inclinómetro se aumentaría. En función de lo anterior, se construyó la gráfica de la [Figura No. 7.19](#). En que se aprecia la variación de la deformación unitaria con la profundidad para las dos zonas del terraplén en que se colocarán los inclinómetros.

Considerando que la mayor magnitud de la deformación lateral se presentaría entre el centro del terraplén y la orilla que es la zona más esforzada, entonces se puede calcular la deformación lateral máxima según lo siguiente:

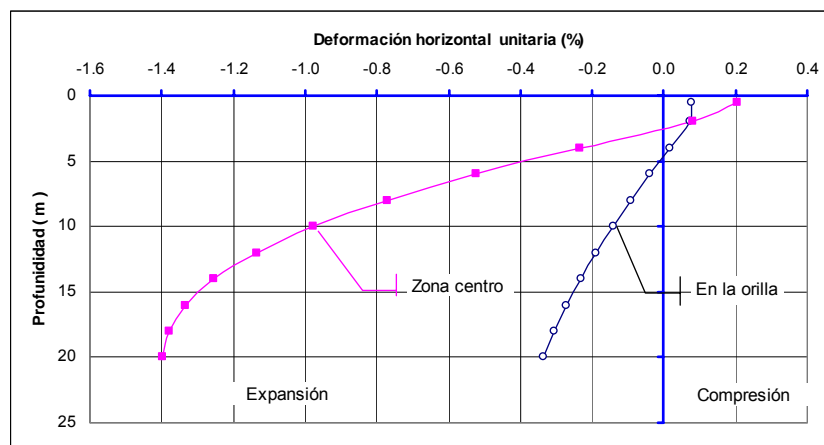


Figura No. 7.19.- Deformación lateral en (%) para las dos zonas de los terraplenes en que se colocarán los inclinómetros.

$\varepsilon_x = \frac{\Delta x}{X}$; X se considerará como B/2 ya que es la dirección perpendicular al eje longitudinal del terraplén

y por lo tanto al tomar en cuenta sólo los datos de la zona central se tiene $\Delta x = 0.016 \times 23.5 = 0.38\text{m}$, es decir se **esperaría una deformación lateral máxima de 0.38m** para el **caso del TR-1 y TR-2**.

Un análisis similar al anterior pero con los datos geométricos (4.0m de altura, ancho de 35.6m y largo 73.6m), **de los TR-3, 4 y 5, conduce a un valor de deformación lateral máximo del orden de 0.5m**.

Suponiendo que la deformación lateral máxima se presentara en la parte superior de los inclinómetros y esta variara en forma lineal con la profundidad, entonces el ángulo podría calcularse como:

$$\tan \theta = \frac{0.38}{20}; \text{ por lo tanto } \theta \approx 1^\circ,$$

Es decir, el inclinómetro deberá ser capaz de medir una desviación de 1° respecto a la vertical en 20m de profundidad.

La influencia de los estratos de arena, podría inducir una deformación lateral menor a la antes indicada, así que convendría que la **sensibilidad** del inclinómetro sea por lo **menos de un minuto** de grado para cubrir deformaciones mucho menores a la antes calculad.

Hasta aquí se ha analizado como determinar las características de un inclinómetro. Sin embargo, no debe olvidarse la parte económica, que debe tomar en cuenta el costo del equipo, la calibración, la instalación, el mantenimiento, el monitoreo y el procesamiento de la información, así como prever la disponibilidad del equipo y del personal capacitado para la instalación del mismo en el lugar de interés. (Ref. 28). En este sentido conviene señalar que a medida que la sensibilidad de un equipo aumenta el costo también aumenta no solo por el equipo mismo sino porque el cuidado en la operación y en el procesamiento es mayor.

El equipo inclinométrico propuesto finalmente por personal técnico de PEMEX, considerando los aspectos indicados tiene las características que se describen en la [Tabla 7.5](#). Las cuales cubren rangos de deformaciones mucho más pequeñas que las indicadas ahora, a fin de observar hasta el más mínimo detalle.

Tabla 7.5.-Características de los inclinómetros.	
Características de la tubería inclinométrica	Especificaciones de la sonda.
<ul style="list-style-type: none"> • Tubo ranurado en dos planos ortogonales, compatible con todo tipo de sensores inclinométricos. • Diámetro exterior 85mm • Diámetro interior 73mm • Longitud de secciones 1.50 a 3.0m • Material plástico ABS. • Espiral del surco¹⁰: <0.005 rad/3m. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilidad¹¹: 0.0001m • Longitud 0.50m • Exactitud total del sistema: ± 6mm por 25m. • Rango de trabajo: ± 30° de la vertical • Rango de temperatura: -5°C a +60° • Rango de desviación: ± 0.015% (de la lectura)/°C

Con lo anterior se pretende dar respuesta a la pregunta No. 6 formulada al principio del capítulo.

La respuesta a la pregunta No. 7 que hace alusión al beneficio de los drenes verticales, estaría dada por la instrumentación conformada por *las placas de asentamientos y por los piezómetros* principalmente.

La pregunta No.8 cuestiona el beneficio de los geosintéticos. En este sentido se propondría que alguno de los terraplenes de prueba se construyera sin tales elementos para tener un parámetro de referencia, sin embargo, PEMEX no lo ha considerando así, por lo que no quedaría claro el costo/beneficio de colocar los geosintéticos.

Las preguntas 9 y 10 hacen referencia al procedimiento constructivo. Para su respuesta convendría que durante la construcción de los terraplenes de prueba, se analice y se concluya sobre la mejor manera de colocar los geosintético sobre el pantano; la forma de colocar el relleno, en cuanto a disposición sobre los geosintéticos y la velocidad de construcción. La información que se logre recabar del proceso constructivo de los modelos será muy valiosa y ayudaría a optimizar la construcción de la obra definitiva.

En el capítulo de procedimiento constructivo, se dan algunas sugerencias de construcción de los terraplenes de prueba, las cuales se recomienda calibrar en la obra.

¹⁰ Se refiere a que no puede torcerse más del ángulo indicado en una longitud de 3m.

¹¹ Puede medir una desviación de 0.0001m en 0.50m de longitud.

8. ASPECTOS A TOMAR EN CUENTA EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En la etapa de diseño se parte de diversas hipótesis que permiten modelar el comportamiento mecánico del terreno de cimentación ante la acción de una nueva condición de esfuerzos. El **procedimiento constructivo** es un **factor fundamental** para que tales **hipótesis de diseño se cumplan** y el comportamiento esperado de la estructura junto con el terreno de cimentación se alcance.

Los terraplenes de prueba brindan la oportunidad de calibrar también el procedimiento constructivo que se propone como parte del diseño geotécnico y tomar las mejores decisiones en la construcción de la obra definitiva.

Los **procedimientos** que se describen en este capítulo han sido **desarrollados para generar** en el **terreno de apoyo cierto comportamiento mecánico**, así que en la obra deberán cumplirse en la medida de lo posible. Si por cualquier razón esto no se lleva a cabo, es fundamental que se anote en la bitácora de obra para poder interpretar, posteriormente, su efecto en el comportamiento observado de la estructura.

En este capítulo se describe el procedimiento constructivo de los terraplenes de prueba analizando cada una de las etapas. En algunos casos se hace alusión a un terraplén en particular debido a que se están considerando aspectos constructivos que los otros terraplenes no tendrán, tal es el caso del **TR-2** en donde habrá drenes verticales; o del **TR-5** cuya construcción se ha propuesto en la zona franca de pantano en la que hay un tirante de agua y lodo que en los otros cuatro terraplenes no se presenta.

Para el caso del TR-5, conviene recalcar la necesidad de generar una bitácora de obra detallada que permita tomar decisiones que conduzcan a optimizar la construcción de la obra definitiva cuyas condiciones de cimentación, serán similares a las del TR-5, en un 68% de su longitud total.

Para el que suscribe es muy importante destacar que algunos de los procedimientos de construcción que a continuación se describen, han sido tomados de las normas y manuales existentes para su ejecución. Ello en principio pudiera parecer trivial para una tesis de maestría, sin embargo, tales procedimientos han sido **enriquecidos** con algunos detalles que permitirán mejorar los resultados esperados según la experiencia práctica-profesional del autor de este trabajo.

8.1. Ubicación de los terraplenes de prueba.

El sistema de referencia topográfico que se tiene para delimitar los linderos del sitio mismo y la ubicación de las diferentes estructuras de proyecto, se toma como sistema de referencia para ubicar con precisión los diferentes terraplenes de prueba, cuyas coordenadas topográficas (de su punto central) se muestran en la [Tabla No. 8.1](#). Con ayuda de un equipo topográfico se trazan las dimensiones en planta de los terraplenes de prueba colocando estacas de madera como puntos de referencia para evitar perder su ubicación durante los diferentes trabajos de construcción. Convendría también construir un banco de nivel superficial provisional cerca de cada una de los terraplenes de prueba a fin de correlacionar la información que se obtendría con este banco con la del banco profundo de referencia y no tener que hacer la nivelación topográfica desde el banco de nivel profundo cada vez que se requiera. Es indispensable que el banco de nivel provisional se ubique en un sitio en donde no sea maltratado o movido. De cualquier forma sería necesario hacer verificaciones de su elevación con cierta frecuencia.

Terraplén	Dimensiones en planta (m)	Coordenadas del centro del terraplén	
TR-1	57.78 × 43.27	S-19.65	E-525.78
TR-2	57.78 × 43.27	N-50.14	E-604.77
TR-3	73.60 × 35.60	N-841.03	W-89.55
TR-4	73.60 × 35.60	N-1183.57	W-218.46
TR-5	73.60 × 35.60	N-2240.55	W-17.28

Tabla No. 8.1. Dimensiones de la terraplenes de prueba y coordenadas topográficas de su centro geométrico.

8.2. Limpieza y despalme.

Una vez ubicadas y delimitadas las superficies que ocuparan los terraplenes de prueba, el siguiente paso será limpiar y despalmar dicho terreno. Se ha considerado poner por separado el concepto de limpieza, porque en la zona existe gran cantidad de desperdicios industriales, que es necesario quitar manualmente antes de hacer el despalme a fin de evitar que estos se vayan al banco de tiro de la materia orgánica (capa de tierra vegetal) que constituye el espesor de despalme.

Los desperdicios industriales deberán ubicarse en algún sitio para su posterior traslado y tratamiento.

El despalme podría hacerse con equipo mecánico cortando la capa de suelo vegetal en un espesor aproximado de 0.30m según los resultados de los trabajos de exploración. La supervisión de la obra establecerá en cada caso si dicho espesor es el adecuado. El material cortado deberá ser trasladado a un banco de tiro previamente aprobado por las autoridades correspondientes.

8.3. Nivelación de la superficie de construcción.

Para asegurar que la carga provocada por el peso del cuerpo del terraplén de prueba, sea uniforme en toda la superficie de apoyo, se deberá asegurar que dicha superficie esté nivelada topográficamente para formar un plano horizontal, del que además, se tenga su elevación topográfica respecto al banco de nivel profundo.

La nivelación del terreno podría hacerse con el mismo equipo mecánico utilizado para la tarea de despalme. Es muy importante asegurar que esta nivelación se revise topográficamente aceptando una diferencia de 0.2% entre extremos opuestos del terraplén.

8.4. Ejecución del sondeo de exploración.

Utilizando las estacas de referencia colocadas para delimitar la superficie del terraplén de prueba, se ubicará el punto de ejecución del sondeo de exploración, aproximadamente al centro de dicha superficie.

El **sondeo** de exploración sería de **tipo mixto**, es decir, con recuperación continua de muestras alteradas e inalteradas de suelo, según los detalles de ejecución que se describieron en el capítulo 3 “Trabajos de exploración”, de este escrito.

La **experiencia** ganada durante los trabajos de exploración previa, indica que no es necesario emplear ademe para **estabilizar la perforación**, sólo se requiere de **lodo bentonítico** fabricado con la siguiente proporción: 70kg de bentonita sódica mezclada con agua limpia para elaborar un metro cúbico de lodo bentonítico. El lodo deberá en todo momento llenar completamente la perforación del sondeo, para garantizar la estabilidad de las paredes. La mezcla tendrá que prepararse y dejarse en reposo de 8 a 24 horas para que la bentonita se hidrate completamente. Desde luego que esta proporción, puede ajustarse en campo en función de lo que se vaya observando con el avance de la exploración.

Respecto a la manera en que el **lodo** sirve para soportar una excavación se comenta lo siguiente. Su función primordial, es que **llena los huecos** de las paredes de la perforación formando un **sello** en el que actúa por un lado el empuje horizontal del suelo y por el otro el empuje hidrostático del lodo bentonítico. De esta forma se puede hacer un análisis de equilibrio estático para determinar las propiedades que

requiere el lodo para mantener estable la perforación, según lo que se describe con detalle en la [referencia 29](#). Además su recirculación constante saca el recorte de suelo que van haciendo las brocas durante la etapa de rimado o de avance del sondeo.

El **muestreo alterado** con tubo partido será en los estratos de **suelos** predominantemente **gruesos**, lo cual se deberá ir verificando conforme se avanza el sondeo de exploración. Para ejecutar la prueba de penetración estándar deberá cuidarse que el **muestreador de pared gruesa** (tubo partido), tenga las dimensiones estándares: 3.49cm de diámetro interior, 5cm de diámetro exterior y 71.12cm de largo, más una zapata de acero endurecido de 3.4cm de largo (que ataca al suelo) y una cabeza roscada que lo une al extremo inferior de la tubería de perforación con que se hinca y en la cual existe un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o válvula de varilla.

Las barras de acero para el hincado del tubo partido deberán ser AW ($\phi_e=44.4\text{mm}$; 6.5kg/m) ó BW ($\phi_e=54\text{mm}$; 6.2kg/m) donde ϕ_e es el diámetro exterior ([Ref. 29](#)).

La masa golpeadora de acero de 64kg se levantará con un *cable manila*, que se enroscará con dos vueltas a un malacate de fricción (cabeza de gato) incorporado a la máquina de perforación. La altura de caída de 75cm puede ser controlada utilizando una masa golpeadora de seguridad, en la que su guía de deslizamiento tiene precisamente dicha altura.

El movimiento de las tuberías al sacarlas o al meterlas en el sondeo debe ser lento para evitar que se genere succión y con ello se reduzca la compacidad relativa de los suelos arenosos.

El rimado¹ del sondeo tendrá que hacerse con brocas tricónicas cuando se trate de suelos arenosos y con brocas de aleta para los materiales arcillosos. Esto evitara una alteración importante del suelo en el fondo del sondeo y que se tengan importantes espesores de azolve. Los diámetros exteriores de las brocas serán de 12.5cm para permitir la recuperación de muestras de suelo inalterado en tubos Shelby de 10cm de diámetro nominal y longitud total de 90cm.

El **muestreo inalterado** se ejecutará en **suelos** predominantemente **finos**. Para ello se utilizarán **tubos** de acero o de aluminio (de preferencia el último) **de pared delgada** con las siguientes características geométricas:

¹ El rimado del sondeo, es la ampliación del diámetro que se deja en los tramos donde se ejecuta la prueba de penetración estándar o se recupera una muestra con tubo de pared delgada tipo Shelby.

Diámetro exterior, $D_e=10.16\text{cm}$; diámetro interior, $D_i=9.76\text{cm}$; diámetro de la muestra, $D_m=9.69\text{cm}$, diámetro nominal= 10cm . Longitud total del tubo, $L=90\text{cm}$ y longitud de muestreo recomendado, $L_m=70\text{cm}$. Cuerda de unión AW.

De acuerdo con estudios realizados por Hvorslev en 1949, para que se obtengan muestras inalteradas de buena calidad se deben cumplir las siguientes relaciones geométricas para los tubos muestreadores:

Relación de áreas: $\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$

Relación de diámetros: $0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 15\%$; las cuales se cumplen para el tubo propuesto.

El muestreador se hincará en un solo movimiento una longitud igual a la del tubo menos 15 o 20cm para dejar espacio a los azolves; **la velocidad de hincado** debe ser entre 15 y 30cm/s (Ref. 29), es decir todo el tubo habrá sido hincado en un tiempo de **entre 2 y 5s**, logrando con ello, una mínima alteración de la muestra de suelo. Para que la muestra se expanda y se adhiera al tubo será necesario **dejar en reposo** el muestreador alrededor de **5 minutos**; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se lleva a la superficie y se desacopla de la tubería, se limpia todo el azolve y se mide la longitud de muestra recuperada.

Un criterio para juzgar en el campo la calidad del muestreo se indica en el siguiente cuadro:

Recuperación (%)	Calidad
100	Excelente
80	Buena
50-80	Mala
<50	Inaceptable.

La recuperación queda definida como: $Rec = \frac{L}{H} * 100$

Donde:

Rec=recuperación (%)

L = longitud de muestra de suelo recuperada en cm.

H = longitud del muestreo en cm.

Con **las características** de la muestra **de suelo** que se observan en **ambos extremos** del tubo se hace una **clasificación visual y al tacto**, misma que se anota en un registro de campo, en el que se incluye la identificación del sondeo, el número de muestra, la recuperación, y la profundidad de la muestra. Se deberá elaborar una etiqueta con estos datos, la que se pegará al tubo indicando cual es la parte baja de muestra y cual la superior. **Ambos extremos** de la muestra del suelo dentro del tubo se envuelven con manta de cielo y se **sellan** utilizando cera de campeche en estado líquido, de esta manera se protege la muestra hasta su arribo al laboratorio de mecánica de suelos.

Para las muestras alteradas de suelo recuperadas con el tubo partido, se deberá seguir un proceso de identificación semejante, y deberán colocarse en recipiente hermético para su traslado.

Se recuerda que el muestreo debería ser continuo hasta alcanzar una profundidad del orden 30m, en donde se estima que existen estratos de arena compacta.

8.5. Construcción de piezómetros abiertos tipo Casagrande.

En la construcción de estos piezómetros se aprovechará la perforación de los sondeos de exploración previamente realizados, siguiendo la secuencia que ahora se indica:

1. Se utilizará una **broca tricónica** de 10cm de diámetro exterior, para **rimar** la perforación y en su caso avanzarla 60cm más abajo de la profundidad previamente especificada para la ubicación del bulbo permeable del piezómetro. El rimado se hará para poder insertar un **ademe metálico** que se llevará hasta la máxima profundidad de perforación. Ya que la estabilidad de la perforación se logra con el ademe, durante esta etapa el fluido de perforación será **agua limpia** con la finalidad de enfriar la broca de perforación, desplazar el lodo bentonítico y sacar el suelo recortado.
2. Cuando se haya instalado el ademe metálico se hará circular agua **limpia** dentro de la perforación, hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión, es decir casi limpia.
3. Simultáneamente a lo anterior, se puede construir el **bulbo o celda permeable**, utilizando un tubo de PVC de 30cm de longitud y 5.0cm (2.0") de diámetro nominal, en cuyas paredes se realizan perforaciones para hacerlo permeable; una técnica para ello, es hacer ranuras horizontales utilizando una segueta de diente fino, o bien con un taladro y una broca de 1/8" (0.32cm) de diámetro, hacer perforaciones en una distribución regular en tres bolillo o cuadrada de 10cm de separación entre cada barreno. Esta celda se llenará con arena de tamaño uniforme y mayor a la abertura de las ranuras hechas en el tubo.

4. Junto con la construcción del bulbo permeable, se armará la **tubería vertical** de acceso al piezómetro con tramos de tubo de PVC de 2.50cm de diámetro nominal, los que se unirán utilizando coples cementados. Con una reducción de 5.0cm a 2.50cm se unirán la celda permeable y la tubería vertical, la que se dejará el tiempo necesario para garantizar que el cemento haya secado completamente y no se presente el riesgo de que se desprege la celda permeable al momento de introducirla en la perforación.
5. Mientras el cementante de la tubería se seca, se comenzará a construir el **filtro de arena** en el que se colocará la celda permeable de la siguiente forma: se extrae el ademe metálico 30cm y se vacía arena con granulometría de filtro en la perforación, controlando su volumen.
6. La **tubería vertical** y el **bulbo permeable**, se colocan dentro de la perforación, comprobando que el bulbo quede bien asentado en el filtro de arena (dando unos golpes con el bulbo, como si se estuviera apisonando el filtro). La maniobra de instalación de la tubería podrá hacerse en un solo paso aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC; en caso de emplear tubería metálica se tendría que ir enroscando a medida que se introduce en la perforación. En cualquier caso se necesita colocar un tapón superior roscado o débilmente cementado para evitar que el tubo pueda ser obstruido durante la maniobra.
7. Se extrae el ademe en tramos de 10cm, **vaciano** gradualmente la **arena bien graduada** dentro del pozo hasta, máximo 30cm por arriba del bulbo, o bien, hasta la frontera superior del estrato en el que se quiere medir la presión de poro.
8. Construcción del **sello de bentonita**: Con una mezcla de agua y bentonita se hace una *pasta* que permita moldear una buena cantidad de bolas aproximadamente esféricas de 2.5cm de diámetro. En tramos de 10cm se va extrayendo el ademe metálico al tiempo que se van depositando las bolas de bentonita alrededor de la tubería vertical del piezómetro. Las bolas de bentonita permiten caer por peso propio hasta la profundidad requerida y expandirse al contacto con el agua formando de esta manera el sello requerido entre las paredes de la perforación y el tubo vertical del piezómetro. Al controlar el volumen de bentonita, se podrá establecer con cierta aproximación la longitud del sello. En algunos casos para asegurar un buen sello, se construye un pisón para ir compactando en capas las bolas de bentonita. Actualmente las bolas de bentonita son comerciales en diferentes diámetros, aunque no es difícil hacerlas en la obra.
9. Como en este caso, se propuso la colocación de dos bulbos permeables a diferentes profundidades pero dentro de la misma perforación (ver [figura No. 8.1](#)), el sello de bentonita se seguirá colocando

hasta alcanzar la frontera inferior del segundo estrato en el que se quiere medir la presión de poro. Se armará y se instalará la nueva celda permeable, se colocará el filtro de arena y el sello de bentonita según los pasos antes anotados.



Figura No. 8.1 Construcción del piezómetro abierto, con dos bulbos. Aquí se muestra la colocación de bentonita en bolas para conformar el sello del segundo bulbo.

Conviene que después de colocado el sello de bentonita, se haga una prueba para verificar su impermeabilidad. La prueba consiste en inyectar agua a baja presión por dentro del tubo vertical del piezómetro y verificar ello no provoque un flujo de agua entre el ademe y el tubo de pvc. Si ello sucede, entonces se tendrá que colocar mayor cantidad de bolas de bentonita y utilizar un pisón para compactarlas.

10. Finalmente, se extrae completamente el ademe metálico y la perforación se **rellena** con lodo arcilloso o un mortero.
11. Algunos **aspectos** que deben **cuidarse**:

La longitud de la tubería vertical deberá prever la altura de los terraplenes en que se instalará. Considerando que su punta superficial por lo menos tendrá la misma elevación de la corona del terraplén. Esta punta superficial sirve de referencia para las lecturas piezométricas, por lo que

tendrá que permanecer fija en todo momento, para lograrlo se colocará un tubo de acero galvanizado a manera de **camisa protectora**, tal como se aprecia en la [Figura No. 8.2](#).

Es importante que al finalizar la conformación del terraplén, se **construya un registro** que permita, la protección, ubicación e identificación de la estación piezométrica. En la parte interior de la tapa del registro se deberá dejar una placa con la información que identifique la profundidad de las celdas, y el nivel de referencia de las elevaciones.

Conviene que se realicen **mediciones periódicas** en los primeros dos días después de su instalación par verificar que se llegue a un **nivel estático del agua**, el que será justamente el punto de partida de las lecturas del piezómetro. Si no se llega a estabilizar el nivel no podrá comenzarse la construcción del terraplén. Desde luego que este dato tiene que ser contrastado con lo que registren las celdas de los piezómetros neumáticos.



Figura No. 8.2 Arreglo de la protección de acero para la tubería vertical del piezómetro Al fondo se ve el equipo de construcción del terraplén.

8.6. Construcción del piezómetro neumático.

Se **ubicará** un punto cercano al centro del terraplén, en un perímetro de 5m, y que quede alineado con uno de los ejes de construcción de las placas de asentamientos para evitar poner demasiados obstáculos al equipo de construcción pesada que se utilizaría en la conformación de los terraplenes de prueba.

En el punto localizado se **realizará una perforación** vertical de avance (sin recuperación de muestras de suelo) utilizando una broca tricónica para pasar estratos de arena y un broca de aleta para cortar los materiales arcillosos. Los diferentes materiales podrán identificarse por la facilidad con que se ejecuta la perforación y por el material de recorte que se vaya obteniendo con el retorno del fluido de perforación que en este caso será agua limpia. Para albergar las dos celdas piezométricas (transductor del piezómetro neumático) en la misma perforación, se deberán utilizar brocas de 10cm de diámetro e hincar un ademe metálico a medida que se avance la perforación.

Una vez concluido, ademado y lavado el barreno hasta la profundidad de interés, el **procedimiento** de instalación de éste piezómetro sería prácticamente **igual** al del **piezómetro abierto**, con las siguientes **salvedades** en las que se involucra equipo sofisticado y por lo tanto el personal que lo emplee debe estar capacitado:

1. El **filtro** ubicado en el transductor del piezómetro será desensamblado para **saturarlo** con cualquiera de los procedimientos descritos en seguida. El rearmado del filtro será con el equipo sumergido en agua desaireada y así se mantendrá hasta el momento de su instalación en la perforación.

Saturado por inmersión. Este método consiste en tapar el extremo inferior del filtro y sumergirlo lentamente en agua de-aireada de tal forma que el extremo destapado quede hacia arriba, permitiendo que el aire de los poros salga por ese extremo. El filtro debe permanecer sumergido cuando menos 24horas.

Saturado con vacío: Este método es probablemente el que produce la más completa saturación. El filtro es ubicado en una cámara especial y se somete a vacío; la cámara es inundada lentamente con agua de-aireada, al aumentar el nivel del agua, las burbujas de aires dentro del filtro son conducidas fuera.

2. Antes de instalar el **piezómetro** en la perforación, se deberá someter a una **calibración**. Esta calibración se hará introduciendo el piezómetro en una cámara hermética llena de agua desaireada. La cámara tiene dos orificios para el paso de los tubos que conducen el gas. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua de la cámara hermética y medir la correspondiente en la celda piezométrica. Se debe empezar con presiones pequeñas para verificar la sensibilidad del equipo y aumentar la presión hasta llegar cuando menos al doble de la esperada en campo. Se debe hacer una gráfica de calibración en la que se observaría (si el piezómetro

funciona correctamente) una línea recta con una inclinación a 45 grados, al comparar la presión del agua en la cámara con la presión que registre la celda (piezómetro) las cuales deben ser idénticas.

3. Se cuidará que el piezómetro y sobre todo el **filtro** se mantenga **libre de lodo** durante su instalación en la perforación. Para eso, se puede introducir en una bolsa permeable llena de arena que puede incluso servir como parte del filtro de arena que deberá colocarse como en el caso de los piezómetros abiertos.
4. Se recomienda que los **tubos de entrada y salida** del gas sean de Polyflo de 0.47cm de diámetro nominal y que sean conducidos a la superficie dentro de un tubo de PVC de ¾" (1.9cm) de diámetro, el cual se unirá al cuerpo del transductor (bulbo) verificando un sellado perfecto que evite el paso del agua por esta junta. El que solo se tenga un tubo dentro de la perforación ayudará en la conformación del sello de bentonita alrededor de él.
5. Los tubos de entrada y salida del gas deberán **protegerse con tapones** para evitar que entre cualquier partícula durante la etapa de construcción de los mismos. Además deberá identificarse el extremo superior de cada línea (entrada y salida).
6. El tubo de PVC por el que se conducen los tubos del gas podrá llevarse hasta la altura necesaria para que quede al **nivel de corona** del terraplén, o bien, cerca de la superficie del terreno natural podrá desviarse para conducirlo **enterrado** hasta un lugar fuera de la zona de construcción del terraplén.

Si se decide llevar en forma vertical la tubería hasta el nivel de corona del terraplén, entonces será necesario colocar una camisa protectora con un tubo de acero como se recomendó en los piezómetros abiertos y se aprecia en la [Figura No. 8.3](#).

7. Será indispensable construir el registro de protección e identificación, con los mismos datos que el piezómetro abierto.
8. La construcción del filtro de arena que embeberá al piezómetro así como el sello de bentonita deberán seguir las mismas recomendaciones que se hicieron para el piezómetro abierto. Arriba del sello de bentonita la perforación será llenada con lodo arcilloso (bentonita).
9. Es importante señalar que las lecturas de este quipo se realizarán con equipo sofisticado que requiere de personal calificado para su correcta operación e interpretación de los resultados.

Figura No. 8.3 Extremos superiores de los tubos (rojos) del piezómetro hidráulico y camisa protectora de acero para evitar daños por el paso del equipo de construcción y de personal.



8.7. Construcción de inclinómetros.

El primer paso es **ubicar** los puntos en donde se colocarán los inclinómetros. Para ello se puede recurrir a las estacas de referencia topográfica y mediante cinta métrica o con el equipo topográfico ubicar los puntos en los que se ha propuesto la colocación de los inclinómetros para los diferentes terraplenes de prueba, según lo indicado en capítulo de instrumentación.

La perforación se podría realizar utilizando una broca tricónica de 10cm de diámetro exterior y estabilizando sus paredes con lodo bentonítico. La profundidad de la perforación será la que se ha indicado en el capítulo de instrumentación.

Para la **instalación** de la tubería inclinométrica deben considerarse los siguientes aspectos que han sido tomados de la normativa "Standard Test Method for Monitoring Ground Movement Using Type Inclinometers" ASTM D-6230-98.:

1. Se debe **seleccionar el material** de la tubería considerando las condiciones a las que estará expuesta, ya que las altas temperaturas y contenidos de PH pueden afectar su durabilidad, por lo cual es recomendable solicitar al fabricante asesoría en cuanto a las propiedades físicas de los materiales que la conforman. En este caso la recomendación fue utilizar **plástico ABS** que resiste cualquier ambiente y soportará bien los cambios de temperatura esperados entre 20°C y 50°C.
2. Las piezas de tubería, conectores y su tapadera, no deben estar deteriorados ya que pueden ocasionar problema con las lecturas, dificultando la interpretación de los resultados.
3. El equipo de perforación deben estar perfectamente plomeado para garantizar la verticalidad del barreno.

4. La unión de los tramos de la tubería inclinométrica se realizará mediante coples a los que se les aplicará un cementante sellador con el objeto de prevenir que partículas sólidas de suelo entren a la tubería durante la instalación. En consecuencia los extremos de dicha tubería deberán quedar perfectamente tapados durante el proceso de instalación.
5. El espacio anular entre la perforación y la tubería debe ser rellenado con mezcla de mortero, arena o gravilla, depositada por gravedad.
6. La tubería no debe ser forzada durante la instalación, puesto que las ranuras pueden sufrir torceduras que generen errores al tomar mediciones. De haberla forzado accidentalmente, es necesario realizar la inspección inicial con sondas especiales que miden las deformaciones angulares (sondas de espiral). Este equipo en general debe formar parte de los elementos requeridos para la instalación del inclinómetro y desde luego debe ser operado por el personal capacitado.
7. Un set de ranuras de la tubería debe de coincidir con la orientación de los mayores movimientos horizontales esperados en la zona (ver [Figura No. 8.4](#)), es decir, en forma perpendicular al eje longitudinal del terraplén. No obstante, por las dificultades del manejo de la tubería al momento de la instalación dichas direcciones no siempre coinciden. Si eso sucede será necesario corregir las lecturas tomadas pues no corresponden a la dirección de los mayores movimientos esperados. Tal situación se resuelve haciendo uso de una opción automática de los programas de apoyo, en las que se considera el error angular en la colocación de la tubería y funciones trigonométricas para poder corregir dichas lecturas

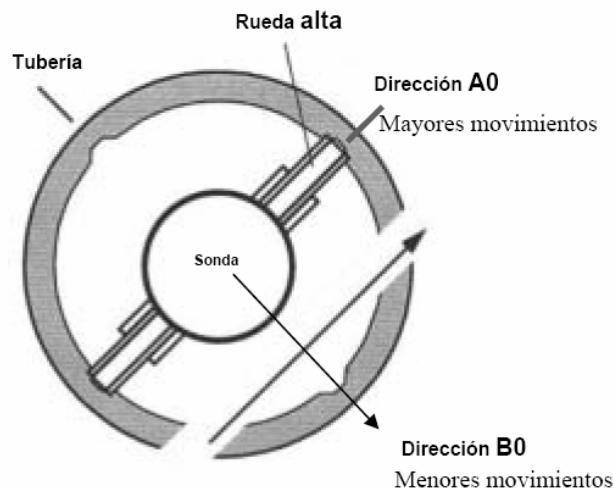


Figura No. 8.4.- Vista en planta de la orientación de las ranuras de la tubería respecto a la dirección de movimientos laterales esperados.

Procedimiento de medición.

Según la normativa de ASTM D-6230-98 la medición de los desplazamientos de los pozos inclinométricos consiste básicamente en una medición inicial de las desviaciones de la tubería con la vertical, la cual representa su perfil original o de instalación y sirve de base para el cálculo de desplazamientos en posteriores mediciones. Además, de una validación in situ de las lecturas realizadas en cada medición (inicial o subsecuentes), es decir el chequeo de los errores cometidos.

En términos generales, el proceso correcto de cada medición se puede describir como sigue:

- Se introduce la sonda inclinométrica hasta el fondo de la tubería, orientando su “rueda alta” del “eje superior” en la dirección de los mayores movimientos esperados (Dirección A0 en la [figura No. 8.4](#))
- Se deja reposar la sonda en la posición anterior por un periodo de 10 minutos de tal manera que se ambiente a la temperatura de su entorno.
- Se inicia la toma de lecturas de desplazamientos para diversas profundidades, según el intervalo de medición establecido, partiendo desde el fondo de la tubería hasta la parte superior de la misma.
- Se repite el proceso anterior para una orientación de la sonda igual a 180° respecto a la dirección de la primera medición (Dirección A180°)
- En sondas Biaxiales el proceso descrito anteriormente basta para obtener un set de lecturas completo, es decir, desplazamientos en las direcciones A0°, A180° B0° y B180°.
- Finalizada las lecturas en las direcciones A0°, A180° B0° y B180°, se realiza in situ una verificación del error de las lecturas tomadas, haciendo una suma algebraica de (A0+A180) y (B0+B180), cuyos resultados son teóricamente igual a cero, ya que las desviaciones correspondientes a A0 y B0 deben ser igual en magnitud a A180 y B180 respectivamente, pero de signo contrario.

Es muy recomendable que la instalación y la operación de estos equipos la realice personal calificado.

8.8. Colocación de geosintéticos y construcción de la base granular reforzada en TR-3 y TR-4.

En los lugares elegidos para la construcción de estos terraplenes no hay tirante de agua o lodo, así que los geosintéticos simplemente serán tendidos sobre la superficie despalmada y nivelada. Según lo siguiente:

- Primero se colocará el geotextil no tejido. Para cubrir la superficie requerida se unirán diferentes tramos de geotextil mediante una costura a máquina que evitará el traslape en dicha unión (ver figura 8.5). Las uniones deberán quedar orientadas en forma perpendicular al eje longitudinal del terraplén. Para librar las tuberías de los piezómetros e inclinómetros, se harán perforaciones circulares al geotextil.



Figura No. 8.5 Costura del geotextil y tendido del mismo. También se aprecia los rollos en que los proporciona el proveedor.

- Sobre el geotextil, se colocará directamente la geomalla biaxial². El proveedor del producto recomienda que la unión entre diferentes tramos se realice con un traslape de 1m de ancho y amarrando con rafia en puntos separados a cada 70cm, a ambos lados del traslape. También se considera conveniente que la dirección del traslape sea perpendicular al eje longitudinal del terraplén.

² En el capítulo 4 “características geométricas de los terraplenes” se han incluido las propiedades mecánicas y físicas que requieren los tres tipos de geosintéticos propuestos.

La superficie que deberán cubrir tanto el geotextil como la geomalla, será toda la de desplante del terraplén de prueba más 2.5m en cada uno de los cuatro lados para poder envolver completamente la base reforzada que se construirá sobre los geosintéticos, según lo siguiente:

- Se empeará material granular para formar la base reforzada. Su composición granulométrica será bien graduada, semejante a la requerida para la base hidráulica de un pavimento; con 70% de grava (tamaño máximo de 3/4”), 30% de arena. Se deberá obtener de un banco de materiales y será acamellonada en alguno de los costados de los terraplenes de prueba sin pisar los geosintéticos. Pare evitar que los geosintéticos sean dañados por el rodaje del equipo de construcción, el material de base se tenderá desde el punto en que se encuentra acamellonado hacia los geosintéticos, de tal manera que sobre ellos, se vaya conformando una capa de base de aproximadamente 30cm de espesor sobre la que circulen siempre los equipos de construcción.

Las base granular reforzada se conformará en capas de de 20 a 30cm de espesor, compactadas mediante un rodillo liso vibratorio hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo respecto a la prueba Porter Estándar³ (referencia 32). Las capas compactadas se construirán hasta que la base reforzada alcance una altura de 70cm. Cuando esto suceda y la supervisión haya aprobado la compactación de la terracería, se colocará una geomalla uniaxial, procurando unir diferentes tramos con un traslape de 1m de ancho y puntos de amarre con rafia a cada 70cm de separación en ambos lados del traslape. Las líneas de unión serán perpendiculares al eje longitudinal del terraplén, de esta forma la geomalla será orientada para trabajar uniaxialmente tal como fue diseñada. Sobre la malla uniaxial, se continuará la conformación de la base granular hasta que ésta alcance 1m de altura total.

En la superficie de la base granular terminada, se colocará una nueva geomalla biaxial la cual se unirá con los extremos de los geosintético colocados en el desplante de la base granular formando una especie de *tamal* como se indica en el corte transversal de la [Figura No. 8.6](#). El traslape entre ambos elementos será cuando menos de 1.5m y se amarrarán con rafia a cada 0.70m de distancia a ambos lados del traslape.

³ Es una prueba es de compactación estática diseñada para determinar el peso volumétrico seco máximo y el contenido de agua óptimo de materiales predominantemente granulares (puede emplearse otro patrón de referencia como la prueba Próctor estándar, u otras. Lo importante es que la compactación dé al relleno las propiedades mecánicas requeridas por el proyecto). De estas pruebas pueden determinarse otros valores que son fundamentales en el diseño de estructuras de pavimentos: capacidad de expansión y valor relativo de soporte.

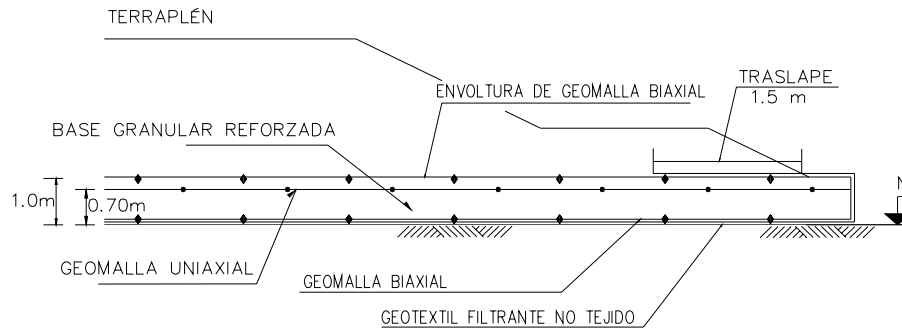


Figura No. 8.6 Arreglo esquemático de los geosintéticos en la base granular reforzada.

- Si el material granular se obtiene de un proceso mecánico en el banco de materiales, es decir, de un proceso de trituración y cribado, el control de calidad deberá enfocarse solo a verificar el grado de compactación y la humedad óptima de cada una de las capas con que se vaya conformando el relleno. Dicho control será mediante cinco (por lo menos) calas volumétricas⁴ distribuidas al azar en la superficie del relleno. Se puede aceptar un error del orden de $\pm 3\%$ respecto al valor especificado del peso volumétrico seco.
- La base granular reforzada, será construida después de colocar las placas de asentamientos. Para evitar que la maquinaria de construcción pueda dañar los equipos de instrumentación, la compactación de la base granular en un radio de 0.60m alrededor de dichos equipos deberá hacerse con equipo manual, por ejemplo una *bailarina*.

8.9. Colocación de las placas de asentamientos.

En todos los terraplenes de prueba, las placas de asentamientos se colocarán sobre las dos primeras capas de geosintéticos.

- Las placas metálicas de asentamiento se armarán de acuerdo con lo descrito en el capítulo de instrumentación. La Figura No. 8.7, muestra un conjunto ya armado de dichos elementos.

⁴ Las calas volumétricas, son pruebas de campo con las cuales se encuentra el peso volumétrico seco alcanzado en el relleno, para lo cual se hace un sondeo a cielo abierto o cala, con una profundidad igual que el espesor de la capa compactada y con un ancho o diámetro de tres a cuatro veces el tamaño máximo del agregado (15cm por lo menos). El material que se extrae se pesa y en una pequeña muestra se obtiene el contenido de agua. El volumen del sondeo se encuentra al vaciar arena con una granulometría uniforme (de 0.85 a 0.6mm, arena de Ottawa) y peso volumétrico conocido.



Figura No. 8.7 Placas para medir asentamientos del terreno de cimentación.

- Su ubicación se hará con equipo topográfico con el fin de lograr precisión y al mismo tiempo registrar su elevación inicial que servirá de referencia para las lecturas posteriores.
- Para fijar las placas a su posición, se confinarán con material del terraplén o de la base granular reforzada hasta formar una capa de 0.20m de espesor sobre la placa metálica, tal como se indicó en la [figura No. 7.1](#).
- Para evitar que la construcción de las capas superiores de suelo que conformarán al terraplén produzcan un movimiento en el tubo vertical que sirve de referencia topográfica, se protegerá colocándolo dentro de un tubo corrugado de PVC de 6" (15.24cm) de diámetro, el cual deberá permanecer despegado en todo momento del tubo de acero galvanizado para garantizar que éste no se esté moviendo con la construcción del terraplén.
- Conviene recordar que el terraplén alrededor de la instrumentación se deberá conformar con equipo manual, y que las nivelaciones topográficas deberán efectuarse dos veces al día (por la mañana y por la tarde). Ligando sus lecturas con el avance constructivo que se tenga del terraplén.
- La nivelación topográfica podrá realizarse respecto al banco de nivel auxiliar que se haya construido cerca de los terraplenes de prueba y que desde luego estará ligado topográficamente con el banco de nivel profundo.

8.10. Construcción de los drenes verticales y de la capa drenante en el TR-2.

Exclusivamente, en la superficie de desplante del TR-2, se colocarán drenes verticales prefabricados según el siguiente procedimiento:

- El primer paso consistirá en ubicar con cal los puntos donde se hincarán los drenes verticales. La ubicación se hará formando una retícula con distribución triangular equilátera (tres bolillo) en planta, con separación entre un punto y otro de 3.5m tal como se indicó en el capítulo “drenes verticales”. En total se colocarán del orden de 530 drenes verticales. Se acepta un error de ubicación de 10cm.
- Las características físicas y propiedades mecánicas del dren vertical requerido se pueden consultar en el capítulo correspondiente a drenes verticales. Se recuerda que son drenes prefabricados tipo banda.
- La profundidad de instalación será variable entre 10 y 15m dependiendo de la estratigrafía encontrada en cada punto y que se puede correlación de forma indirecta con la dificultad de hincado del dren. Manteniendo una presión baja y constante se acepta que se trata de un estrato de suelos finos y blandos. Si la presión de hincado se ve incrementada se supondrá la existencia de un material rígido asociado con los estratos de arena, según la información estratigráfica precedente.
- El equipo de construcción estará constituido por una máquina base (generalmente montada en orugas) equipada con un mástil para hincar verticalmente el dren; una bobina con el dren enrollado; un ademe metálico de 10cm de diámetro, en el que se introduce el dren para su protección durante el hincado. El ademe está hueco en toda su longitud, salvo en la punta inferior en que tiene una zapata de hincado con una ranura por la que pasa exclusivamente el dren, y evita que durante el hincado, el suelo entre al ademe y puede dañar el dren prefabricado.

Se ocupará un tramo de varilla de 3/8” de diámetro y 15cm de largo para anclar cada uno de los drenes verticales a instalar.

- El proceso de instalación de los drenes prefabricados será el siguiente:
 - a) En el equipo base se coloca la bobina que contiene al dren. El extremo libre del dren se desenrolla para pasarlo por la parte alta del mástil y luego introducirlo al ademe metálico que ya estará sujeto al sistema hidráulico de hincado. En el extremo inferior del ademe se coloca el tramo de varilla y en ella se enrolla el dren vertical engrapándolo para asegurarlo, tal como se indica en la [Figura No. 8.8](#).

Es importante mencionar aquí que la **alteración** que produce la **varilla** de anclaje en el terreno a drenar durante el hincado no es tomada en cuenta en los análisis teóricos en los que sólo se analiza el posible efecto que produce la zapata de hincado para un diámetro específico. El que escribe considera que **tal efecto produce una escarificación del material que aumentará la permeabilidad del suelo y reducirá el tiempo de respuesta de los drenes.**

- b) Se ubica el ademe metálico en el punto indicado y se verifica la verticalidad del mástil.
- c) Se hinca el ademe metálico hasta una profundidad máxima de 15m o hasta que haya rechazo.
- d) Se extrae el ademe metálico y el dren se fija automáticamente con la la varilla anclaje en la profundidad máxima de penetración.
- e) Con el ademe metálico nuevamente hasta arriba, se corta el dren dejando que sobresalga del suelo aproximadamente 15cm.
- f) Se coloca una nueva varilla de anclaje y se asegura el dren a ella.
- g) El equipo se traslada a un nuevo punto y se repite la operación.

Para optimizar los traslados entre un punto y otro, se propone que el movimiento del equipo base sea en reversa y se construyan los drenes ubicados en línea o eje.

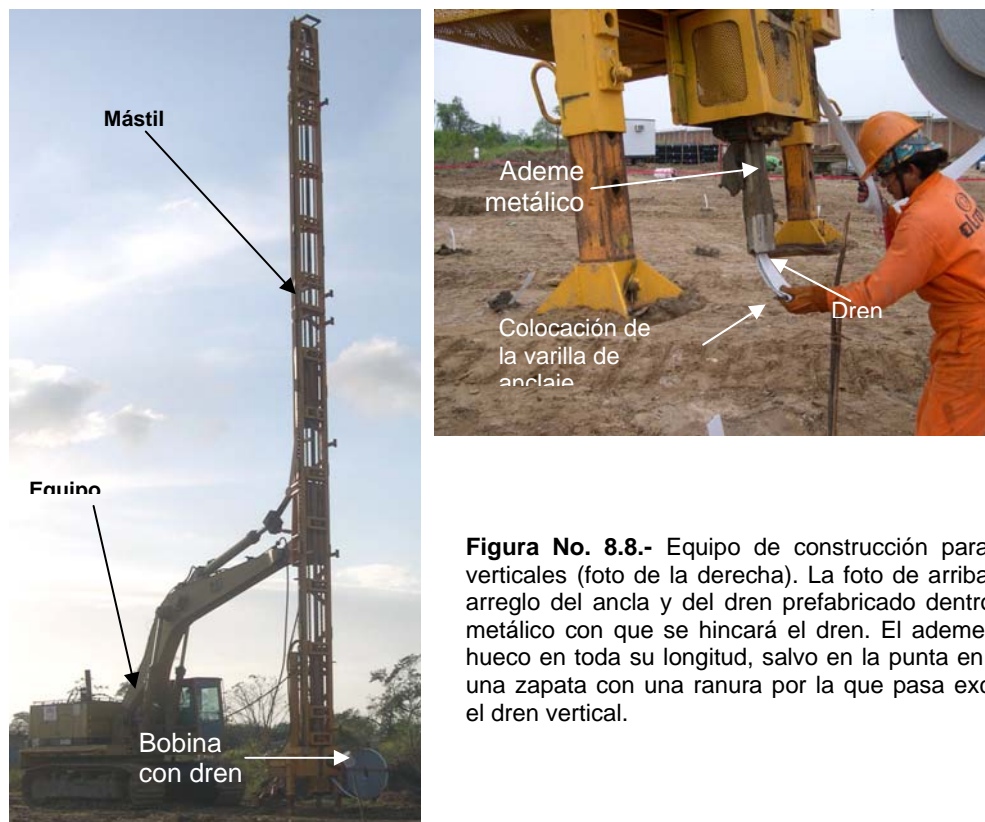


Figura No. 8.8.- Equipo de construcción para los drenes verticales (foto de la derecha). La foto de arriba, muestra el arreglo del ancla y del dren prefabricado dentro del ademe metálico con que se hincará el dren. El ademe metálico es hueco en toda su longitud, salvo en la punta en la que tiene una zapata con una ranura por la que pasa exclusivamente el dren vertical.

En la **Figura No. 8.9**, se presenta una secuencia esquemática de este procedimiento. Y en la **Figura No. 8.10**, se muestra como se vé la superficie de una zona en la que ya se han construido los drenes verticales.

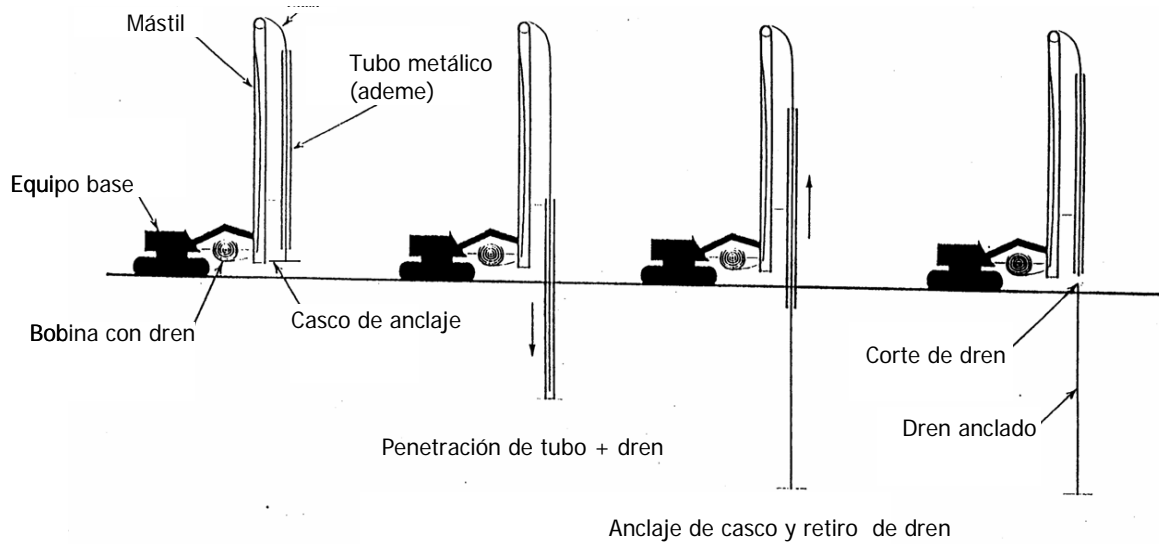


Figura No. 8.9 Procedimiento constructivo de los drenes verticales prefabricados.



Figura No. 8.10 Drenes verticales prefabricados ya instalados. Al fondo se aprecia el equipo de construcción.

Una vez instalados los drenes prefabricados, será necesario construir una **cama drenante** que intercepte las puntas salientes de los drenes verticales instalados, con la finalidad de captar el agua proveniente de los estratos deformables que fluye a través de los drenes verticales.

La capa drenante deberá tener un **espesor de 50cm**, y los materiales que la constituyan serán granulares con propiedades **granulométricas** comprendidas en los rangos que se indican en la [Tabla No. 8.1](#), los que corresponden a materiales de **filtro** (ref. 32).

Malla	Abertura en mm	Porcentaje que pasa en peso.
1 1/2"	38.1	100
1"	25.4	80-100
3/4"	19.1	65-100
3/8"	9.52	40-80
Nº 4	4.76	20-55
Nº 10	2.0	0-35
Nº 20	0.84	0-20
Nº 40	0.42	0-12

La capa drenante será construida en dos capas de 25cm de espesor cada una y compactadas con un rodillo liso vibratorio hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo respecto al determinado en una prueba **Porter estándar**.

El **grado de compactación** deberá verificarse mediante calas volumétricas según lo descrito para la base reforzada.

Esta capa drenante será conformada después de habilitar las placas de asentamientos, los inclinómetros y los piezómetros correspondientes.

Se debe cuidar que ninguna de las placas quede sobre alguno de los drenes verticales.

8.11. Construcción del cuerpo del terraplén.

El cuerpo del terraplén se construirá sobre la superficie despalmada y nivelada del TR-1, sobre la cama drenante del TR-2 y encima de la base reforzada de los terraplenes TR-3, TR-4 y TR-5.

Como se estableció en capítulos anteriores, el proyecto arquitectónico plantea la conformación de plataformas horizontales a partir de compensar los espesores de corte con los de relleno, optimizando con ello los volúmenes de acarreo desde bancos de materiales que no se encuentran cerca del proyecto o del dragado del Río Coatzacoalcos.

El **material** que será **cortado** y luego utilizado en la **conformación** de los terraplenes se ha clasificado como **arena fina a media mal graduada, color café o gris claro, con arcilla de baja plasticidad en cantidades que varían entre 10 y 30%**. Atendiendo exclusivamente al tipo de material, la bibliografía especializada, establece que su compactación podrá realizarse empleando equipo de amasado (rodillo pata de cabra) o por vibración (rodillo liso vibratorio). Con ambos equipos se podría lograr el objetivo de la compactación, que es inducir en el relleno una resistencia al esfuerzo cortante que permita mantenerlo estable durante su vida útil tal como se indicó en el capítulo alusivo a la estabilidad de taludes (sin olvidar que en este caso, son las propiedades mecánicas del suelo de cimentación las que rigen el diseño). El espesor que se recomienda para tener una compactación uniforme con la profundidad en cada **capa** es entre **20 y 30cm**, pero dependerá del tipo del equipo empleado, de su peso, del número de pasadas y de la frecuencia de vibración. Por lo que este aspecto deberá calibrarse en campo con las primeras capas de compactación, utilizando inicialmente 20cm y basándose en la experiencia previa de obras cercanas u otras construidas con materiales similares. El peso volumétrico seco máximo que se necesita por especificación para terraplenes es de **90%**, respecto al mismo parámetro obtenido en pruebas de laboratorio tipo **Proctor Estándar**⁵. Con este requisito, se estima, que se alcancen los parámetros mecánicos de resistencia ($C=2t/m^2$; $\phi=32^\circ$) empleados en el análisis de estabilidad de los terraplenes. Sin embargo, lo mejor será obtener muestras cúbicas inalteradas de las primeras capas compactadas del terraplén para ejecutar en ellas pruebas triaxiales del tipo rápidas y **verificar** que se está obteniendo el **resultado requerido**. Si no se logran los factores esperados, se tendrá que verificar su efecto en la **seguridad de la estructura** o bien modificar el procedimiento constructivo o el equipo de construcción, por ejemplo para aumentarla energía de compactación y obtener mejores parámetros de resistencia.

El equipo que se emplee en la conformación de los terraplenes de prueba deberá ser semejante al que se pretenda emplear en la obra definitiva.

⁵ La prueba Proctor Estándar es de tipo dinámico, y consiste a grandes rasgos, en colocar tres capas iguales de suelo humedecido en un cilindro de 4" (10.16cm) de diámetro interior y 4.5" (11.43cm) de altura; cada capa se compacta con 25 golpes de un pisón circular de 2" (5cm) de diámetro, 2.5kg de peso y altura de 30cm, repartidos en forma uniforme por toda la superficie de compactación (ref. 16, 29, 30).

Se deberá contar con **un laboratorio de campo** para llevar un **control de calidad** que analice las propiedades índice de los materiales que se estén colocando en los terraplenes así como el espesor y el grado de compactación alcanzado en cada capa. La frecuencia de verificación de las propiedades índice será función de la diversidad de materiales (en cuanto a textura y estructura) que se vayan colocando, lo que se espera suceda con muy poca frecuencia. La **compactación** se **revisará** con mediante una a cinco **calas volumétricas**⁶ por cada capa de construcción; las calas se ubicarán según la diversidad de los materiales colocados en toda la superficie del terraplén. Se procurará que el **contenido de agua** del material al compactarse no exceda de **±2%** el valor óptimo (recomendación de la referencia 7.4).

Conviene que el control de calidad obtenga **información** del **VRS** y de la capacidad de **expansión** del material de relleno, sobre todo en la capas que conforman los últimos 0.60m del terraplén. Para ello, será necesario obtener muestras cúbicas inalteradas y labrar en ellas las probetas que se necesiten. Esta información será útil para el diseño estructural del pavimento que se construirá en la obra definitiva.

Cerca (radio de 0.6m) de los equipos de instrumentación la compactación se ejecutará con equipo manual teniendo cuidado de no mover los dichos aparatos, sobre todo las placas de asentamientos y los inclinómetros.

Para garantizar una buena **compactación** en los **taludes del terraplén**, se deberá considerar un **sobre ancho** de construcción en los cuatro lados de cuando menos **0.3m**. Al final de la construcción podrán afinarse los taludes definitivos.

En caso de que el **volumen de suelo cortado sea insuficiente** para la conformación de los rellenos, se podrá emplear **otro material**, siempre que cumpla con las siguientes propiedades ([Referencia 26](#)):

- a) granulométricas:
 - Tamaño máximo de partículas 76mm
 - Porcentaje de la fracción de finos (pasa la malla 200) 70% máximo.

- b) De límite líquido, índice plástico y valor relativo de soporte.
 - Límite líquido 50% máximo
 - Índice de plasticidad 20% máximo
 - Valor relativo de soporte 10% mínimo

⁶ Esta es una propuesta del autor, considerando que cada cala avararía cuando menos 500m² de terraplén, sin embargo, la supervisión de la obra podrá decidir en función de lo que observe en la obra.

A esta material deberán aplicarse las recomendaciones antes anotadas para conformarlo como parte del cuerpo del terraplén.

Específicamente para los **TR-1 y TR-2**, en los que se pretende comparar la influencia de los drenes verticales en la velocidad de asentamiento del terreno de cimentación, se deberá cuidar que tanto el material que se coloque en los terraplenes así como el **procedimiento constructivo** (incluido el tiempo) sean prácticamente **los mismos en ambos casos** para poder hacer válida la comparación.

Un **factor** muy **importante** que se deberá tener presente durante la conformación del terraplén, son los **registros de la instrumentación**, verificando la magnitud y la velocidad de deformación vertical y horizontal, así como el incremento en la presión de poro; información que podría regular la velocidad de construcción de los terraplenes. La magnitud del incremento en la **presión de poro** indicaría una **falla incipiente** si ésta es del orden de **3.0t/m²**, la cual se obtuvo haciendo ciertas hipótesis de comportamiento del suelo en función del criterio del que suscribe, por lo que convendría aplicar un factor de seguridad a dicho valor, de 3 por ejemplo, considerando la gran dispersión que se observa en los resultados de las pruebas mecánicas de laboratorio. De esta forma se recomendaría que la **construcción** del terraplén **se detenga** cuando los piezómetros (principalmente los neumáticos) indiquen que la **presión de poro** es del orden **1T/m²**. Desde luego, este valor tiene que conjugarse con lo que se esté observando en los inclinómetros y en las placas de asentamientos, en las que se esperan registrar grandes deformaciones del suelo de apoyo (**comportamiento plástico**) antes de que se genere la falla.

Por el origen geológico del depósito de suelo en estudio (llanura de inundación) se aprecia una alternancia continua de lentes de arena, vetas de turba y estratos de arcilla, lo que podría hacer que la **presión de poro** generada se disipe rápidamente o ni siquiera llegue a registrarse. Así que debe tenerse mucho cuidado con la información que se produzca en la **totalidad de la instrumentación** y no tomar como referencia únicamente el incremento de la presión de poro.

8.12. Procedimiento constructivo en el caso particular del TR-5.

Este terraplén está ubicado en la **zona franca de pantano**, en donde no hay una costra desecada de suelo en la que se puedan tender sin dificultad los geosintéticos y construir el cuerpo del terraplén, tal como sucede en los 4 terraplenes anteriores. En el sitio elegido hay un tirante de agua y lodo con un **espesor** aproximado de **1.0m**. Por lo que la construcción deberá seguirse con la siguiente secuencia propuesta:

- El **camino existente** al lado del sitio en que se construirá el TR-5, es un elemento importante en el proceso constructivo; servirá como plataforma de apoyo y punto de partida en la construcción. El eje longitudinal del TR-5 es paralelo al eje longitudinal del camino de acceso y quedarán prácticamente juntas ambas estructuras. El ancho del camino actual permite únicamente el tránsito de dos camiones a la vez.

Será necesario emplear una pequeña **lancha y estacas** de madera de por lo menos 2m de longitud para identificar con ellas los límites del terraplén de prueba en el pantano.

- Se **identifican** topográficamente las esquinas del terraplén utilizando las estacas de madera que se clavarán en el terreno tratando de anclarlas lo mejor posible para evitar que se caigan al menor movimiento.

En este proceso conviene hacer una **batimetría** de la zona en que se construirá el terraplén, para estimar el volumen de incrustación que requerirá la base reforzada y los sobre anchos de los geosintéticos teniendo en cuenta que es necesario envolver con ellos la base reforzada, según lo descrito anteriormente.

- Sobre el camino existente, se **armará el geotextil** y la **geomalla biaxial**, en la forma indicada en puntos anteriores, los sobre-anchos de los geosintéticos que deberán dejarse serán del orden de 3.5m en los cuatro lados, a menos que la batimetría indique otra cosa.
- Para **colocar los geosintéticos en el pantano**, se utilizarán cuando menos dos lanchas que jalarán los geosintéticos hasta el punto requerido. Para facilitar la maniobra se recomienda amarrar flotadores (cámaras de llantas o mayor volumen) a los geosintéticos, para evitar que se hundan y sea difícil su arrastre, según lo que se representa en la [Figura No. 8.11](#).

Como también se aprecia en la [figura 8.11](#), existen vegetación propia de pantano en la zona, pero ésta es fácilmente removible con un rastrillo jardinero, aunque en algunas otras zonas del pantano hay un arbusto llamado popotillo (parecido a la caña de azúcar) que no se quita fácilmente desde la raíz; en este caso la recomendación sería doblar el popotillo a ras del nivel de agua, sin cortarla.



Figura No. 8.11 Fotografía que muestra las condiciones de la zona en que se construiría el TR-5, y la colocación de los primeros geosintéticos.

- Los geosintéticos, se **sujetarán al talud** del terraplén existente para evitar que durante la colocación del relleno sean arrastrados por los materiales y se hundan sus extremos; los otros tres lados de los geosintéticos se mantendrán siempre a flote con ayuda de los flotadores.
- En el camino existente se hará una **rampa** para que los camiones de volteo con el material de relleno puedan aproximarse sin riesgo a la zona de construcción. La rampa deberá conducir aproximadamente al centro del lado del terraplén más próximo al camino existente, para que la conformación de la base reforzada se comience desde esa zona según lo que se incida en la [Figura No. 8.12](#).

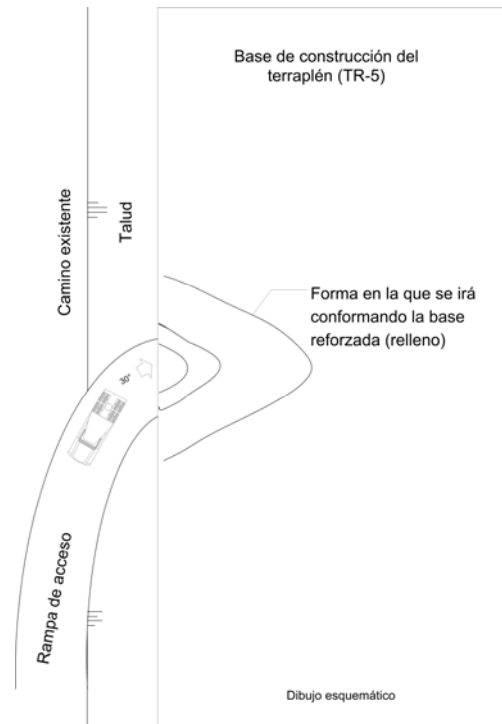
Para lograr que el **relleno desplace la mayor cantidad de lodo**, el material de base deberá depositarse formando una **punta de flecha**⁷ como se indica en la [figura 8.12](#), además para que el lodo presente la **menor resistencia** al esfuerzo cortante, el **volcado** del material sobre el geosintético será lo más **lento posible**. Esto último debe **calibrarse** en la obra para obtener los mejores resultados.

También es conveniente que el **espesor de relleno** con que se avance la punta de flecha sea el **mayor posible y con taludes lo más verticales** que se pueda, lo que también ayudaría a **desplazar un mayor espesor de lodo**.

Es probable que las primeras capas de la base reforzada sean saturadas inmediatamente por el agua proveniente del pantano y se dificulte su compactación.

⁷ De acuerdo con las observaciones que hizo a este trabajo el Doctor Rafael Morales y Monroy, este procedimiento de construcción podría ser sustituido por otro en el que el lodo no se desplace completamente, sino que por medio de los geosintéticos el lodo pueda atraparse y emplearse para disminuir los volúmenes de incrustación del terraplén; situación que describe y se discute más adelante...

Figura No. 8.12 Dibujo esquemático, en que se muestra la posición del terraplén de prueba respecto al camino de acceso existente; la conformación de la rampa hacia la parte central de uno de los lados del terraplén y la forma en como deberá avanzarse la construcción del terraplén sobre los geosintéticos.



Cuando sea posible la introducción del equipo de compactación con seguridad, el **control** de la **compactación** deberá seguirse como ya se estableció anteriormente. 30cm antes de alcanzar el nivel máximo de la base reforzada, se **colocará** la **geomalla unixial** de acuerdo con el procedimiento ya descrito. Los materiales de construcción de la base reforzada tendrán las mismas características granulométricas indicadas para los TR-3 y TR-4.

La **base reforzada** deberá darse por terminada cuando se tenga una superficie aproximadamente horizontal con un nivel 0.30m por arriba del que tiene el agua circundante.

Inmediatamente, se procederá a **ubicar y colocar** las placas para medición de asentamientos, al mismo tiempo que se ejecuta el sondeo y se determinan las profundidades de construcción de los piezómetros y de los inclinómetros para su pronta construcción.

- Con la instrumentación armada, se procederá a colocar la **última geomalla biaxial**, que se unirá a los extremos de los geosintéticos colocados en el desplante para poder confinar completamente la base reforzada según lo indicado anteriormente.
- En la conformación del **cuerpo del terraplén**, se recomienda que éste se comience de la **parte central** del terraplén (paralela al eje longitudinal del mismo), hacia los lados. Con esto se pretende que el terraplén se deforme más rápidamente en la parte central que en los lados y consecuentemente se induzca una **configuración deformada** (sector circular) en la que los geosintéticos trabajen para soportar parte del cuerpo del terraplén y disminuir los volúmenes de incrustación.

Los materiales de construcción así como su construcción y control de calidad, serán los mismos indicados para los otros terraplenes.

También el cuidado con el equipo de instrumentación deberá contemplarse en todo momento.

- Conviene que una vez terminado el terraplén de prueba se realicen algunos **sondeos** para **verificar** la **configuración deformada** que se tuvo finalmente en el contacto suelo relleno y comparar estos datos con los pronósticos que se han planteado en este trabajo.
- Un aspecto que seguramente influirá mucho en el comportamiento del terraplén, será la existencia del camino de acceso y hacia el cual el lodo no podrá desplazarse y los movimientos laterales estarán limitados. Así que debe ponerse mucha atención a esta situación porque es muy probable que el nuevo terraplén tenga **asentamientos diferenciales** en magnitud mayor hacia la **zona virgen del pantano**, su magnitud e influencia podrían estimarse si se realiza un sondeo con recuperación de muestras de suelos muy cerca de este terraplén.
- La **bitácora de obra** en este caso será un documento muy valioso en el que se debe describir con todo detalle lo que acontece en cada etapa de la construcción.

9. PRESENTACIÓN DE ALGUNOS REGISTROS DE LA INSTRUMENTACIÓN.

A continuación se hace el recuento y el análisis de los datos proporcionados por la instrumentación durante un lapso de tiempo. La información se presenta en forma descriptiva y gráfica; descriptiva para el caso del procedimiento constructivo con el que se calibró la dificultad de construcción en el pantano y en forma gráfica para los resultados de la presión de poro y de las deformaciones verticales. No se muestran los resultados de las deformaciones horizontales, porque no se tiene todavía certeza de la información que los inclinómetros generan.

Dicha información responde en forma implícita las preguntas que se plantearon para el diseño de la instrumentación; con un mayor periodo de registro podrían ayudar a establecer criterios para ratificar, rectificar o innovar las hipótesis de diseño geotécnico de las estructuras definitivas. Por lo pronto sólo se hace un análisis cuantitativo de los resultados gráficos y se dan algunas recomendaciones que de ellos se desprenden.

9.1. Resultados en el procedimiento constructivo de los terraplenes.

En general los TR-1, TR-2, TR-3 y TR-4, que fueron construidos sobre *superficies secas* (zona de rellenos existentes), no presentaron problemas constructivos importantes; prácticamente todo se realizó según lo planeado. En la [Figura No. 9.1](#), se muestra una foto con el terraplén de prueba dos totalmente construido.

Las velocidades con que se construyeron los modelos no produjeron fallas en el terreno de cimentación, ni hubo evidencias de que ello fuera inminente. En algunos casos se dejó pasar mucho tiempo entre la construcción de una capa y la siguiente, pero ello no tuvo que ver con una respuesta inconveniente del suelo de apoyo.

En la zona de pantano en donde se construyó el TR-5, se tuvieron serios problemas, sobre todo en la colocación de las **primeras capas de geosintéticos** y de la **base granular** que constituye la **primera capa del relleno**, de donde se desprenden las siguientes recomendaciones:



Figura No. 9.1. TR-2 totalmente construido. La “plataforma F” que se señala corresponde con los rellenos definitivos ubicados al norte-orienté del TR-2.

- Los geosintéticos deben ser *armados* fuera del pantano. Los traslapes en la geomalla biaxial deben ser asegurados con amarres continuos utilizando tramos de la misma geomalla en ambos lados del traslape; los amarres con rafia a cada 0.7m propuestos por el proveedor se rompen antes de que la malla alcance su resistencia de diseño según lo que señala en la [Figura No. 9.2](#).
- Para colocar los geosintéticos dentro del pantano deben amarrarse a flotadores (por ejemplo cámaras de llantas), que eviten que los geosintéticos se hundan, de lo contrario será realmente difícil arrastrarlos hasta su posición final. En este punto podría adaptarse algún equipo mecánico que facilite la tarea de la colocación. Al respecto se hicieron algunas reflexiones que no se anotaron en este escrito.
- Los extremos de los geosintéticos opuestos al lado por donde se comienza el tendido del material granular deben quedar completamente libres para permitir la salida de la ola de lodo que se genera por la colocación del nuevo relleno, si esto no se hace, los geosintéticos no soportarán la presión que produce dicha ola de lodo y se romperán, tal como sucedió en este caso según lo señala la [Figura No. 9.2](#).

Otro problema que se generó por haber colocado los costales con arena en los frentes de desplazamiento del lodo, es que limitaron el volumen de lodo que podría desalojarse, quedando *bolsas* de este material en algunas regiones y por lo tanto la configuración de asentamientos del terraplén una vez construido, fue muy irregular según lo que se señala más adelante.



Figura No. 9.2. Falla de la primera capa de geosintéticos por la presión que genera la ola de lodo al no poder desplazarse libremente porque se colocaron costales llenos de arena en el frente de desplazamiento.

El lodo desplazado es evidente en la vecindad del terraplén, en donde se observa una ola de lodo que sobresale ligeramente el nivel medio de la superficie exterior del agua existente en el pantano en una longitud prácticamente igual al ancho del terraplén (del orden de 35m) tal como se muestra en la [Figura No. 9.3](#), la cual crece a medida que se avanza en la construcción del terraplén.



Figura No. 9.3. Ola de lodo generada por la construcción del terraplén.

La profundidad de incrustación del terraplén (una vez construido totalmente) en el terreno pantanoso se ha estimado mediante los registros de asentamientos y algunos sondeos de verificación; estableciendo que es muy variable en toda el área; con profanidades hasta de 3.0m para las zonas con mayor carga (parte central del terraplén) y del orden de 1.0m¹ en las áreas de menor carga (bermas)

Considerando los datos de incrustación y de deformación vertical registrados únicamente hasta el periodo de construcción del terraplén, se ha calculado que el **volumen** de relleno que se ha **incrustado** en el pantano es aproximadamente el **30% del volumen** que originalmente se había determinado para el **terraplén**. Sin embargo, al dato anterior habría que sumarle la deformación vertical que se ha generado después de construido el terraplén y que en algunos puntos llega a ser de más de 1.0m, incrementándose rápidamente con una velocidad del orden de **1.4m por año**, tal como se analiza más adelante.

En términos prácticos, lo anterior implica que para poder mantener el terraplén al nivel de rasante proyectado, es posible que se requiera un volumen de material superior al **160%** del calculado inicialmente sin considerar ni incrustación ni deformación vertical. Es decir, se requerirá un 60% más de material al originalmente estimado.

Una reflexión.

Al limitar el desplazamiento horizontal de la ola de lodo con los costales de arena, ésta comenzó a incrementar su altura sometiendo a esfuerzo a los geosintéticos hasta provocar su falla, efecto que da pie a preguntarse si hay alguna forma de aprovechar esa capacidad de reacción que tiene el lodo en beneficio de la obra:

Una posible respuesta sería en base a lo siguiente:

El **lodo se comporta como un líquido** mientras **no sufra cambios significativos en su contenido natural de agua**. Bajo esta condición, las deformaciones que experimenta son por cambio de forma y no de volumen, por lo que se podría construir una estructura que aproveche tales cualidades para su beneficio, por ejemplo, el que su comportamiento sea como el que se tiene en una embarcación que es soportada por un fluido.

¹ Información proporcionada por PEMEX

9.2. Resultados en los piezómetros

En la [Figura No. 9.4a](#), se presenta en forma gráfica el registro continuo de la presión de poro medida con los dos piezómetros neumáticos (PN) y con los dos piezómetros abiertos (PA) instalados a la profundidad indicada (por ejemplo 18.40m), en el terreno de cimentación del TR-1. En la [Figura No. 9.4b](#), la misma gráfica para los piezómetros instalados en el TR-2. Tal como se puede ver en la parte superior de dicha figura, el registro de información cubre la etapa constructiva del terraplén y un periodo posterior a la terminación de dicha estructura (altura máxima constante del terraplén).

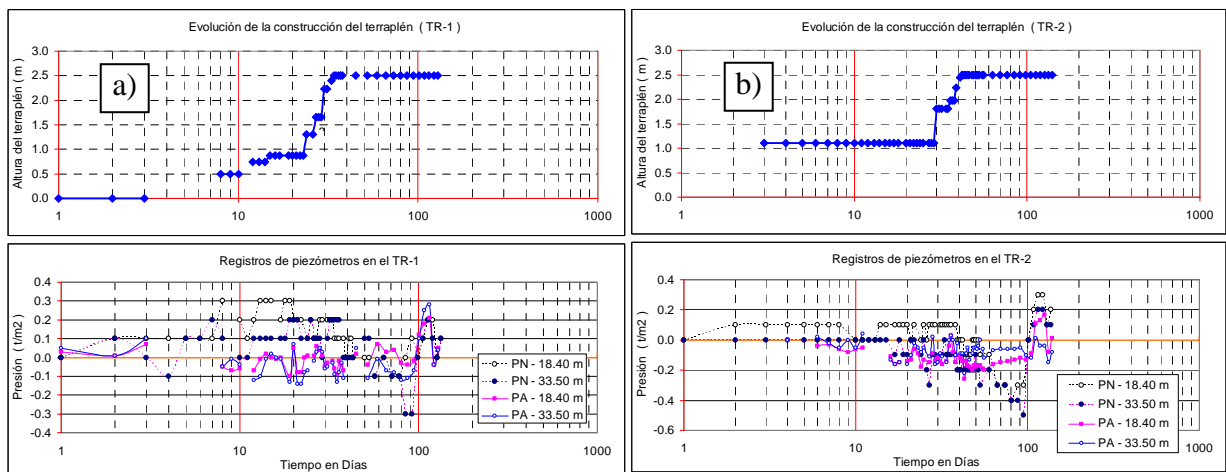


Figura No. 9.4.- Registro de piezómetros neumáticos (PN) y abiertos (PA) en: a) TR-1 y b) TR-2.

Las gráficas inferiores, presentan la variación de la presión de poro con tiempo para las diferentes etapas de construcción del terraplén. Dichas gráficas, no indican un resultado claro del efecto que tiene la construcción del terraplén en la presión de poro del terreno de cimentación; en ambos casos los datos registrados oscilan cerca de la presión cero, con algunos picos de los que no se puede deducir una tendencia.

Un aspecto que es importante señalar, es el que los registros de los ocho piezómetros es poco congruente entre una lectura y la siguiente, lo que podría ser un efecto de muchas causas, por ejemplo, construcción inadecuada, equipo de lectura inapropiado, nivel de referencia inicial poco confiable, etc.

El resultado de los piezómetros colocados en el TR-3 y el TR-4, se presenta en la [Figura No. 9.5a y 9.5b](#) respectivamente. Al igual que en el caso anterior, se incluyen los registros de la presión de poro que se

produjo durante el proceso constructivo de los terraplenes y en un periodo posterior (altura máxima constante del terraplén).

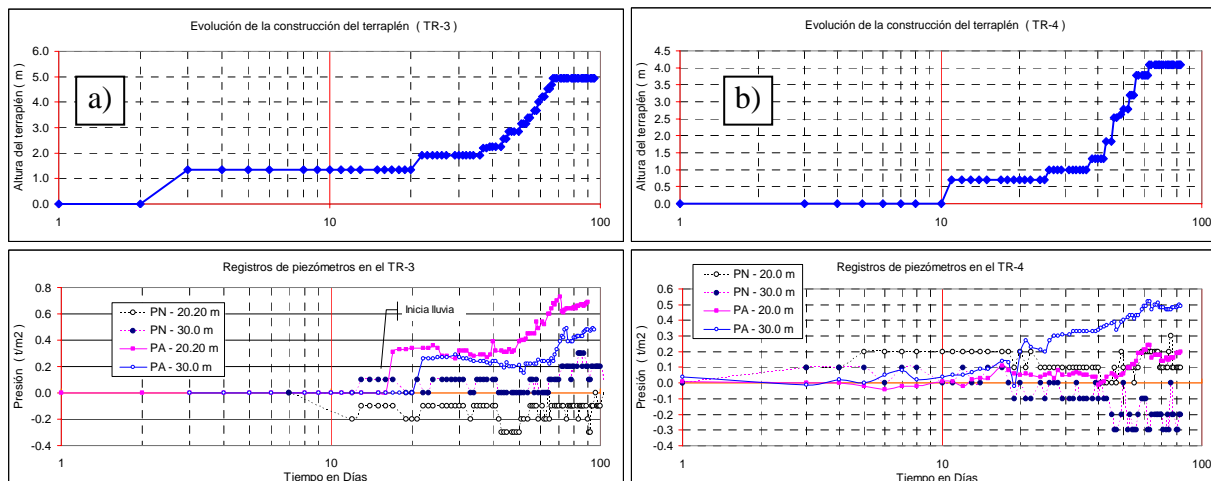


Figura No. 9.5.- Registro de piezómetros neumáticos (PN) y abiertos (PA) en: a) TR-3 y b) TR-4.

El primer aspecto que se destaca de las gráficas anteriores, es que los cuatro piezómetros neumáticos no proporcionan información congruente, y por lo tanto no se puede concluir nada de ellos. Los posibles factores que inducen tal comportamiento son diversos y no es fácil señalar alguno en específico.

Los cuatro piezómetros abiertos sí registran un incremento de la presión de poro a medida que el terraplén es más alto y consecuentemente se incrementa el esfuerzo en el terreno de cimentación.

En el TR-3 (figura 9.5a), la información indica que a 20.20m de profundidad, el incremento en la presión de poro es mayor que la que sucede a 30m de profundidad, lo cual el sentido común indica que es lógico. Aceptando que el peso volumétrico del material con que es construido el terraplén es del orden $1.95t/m^3$, se puede comparar el esfuerzo que produce el relleno en la superficie del terreno de cimentación con la presión de poro registrada en los piezómetros abiertos, tal como se indica en la Figura No. 9.6. En ella, el eje de las abscisas representa el esfuerzo inducido por el terraplén y el eje de las ordenadas corresponde con los valores de la presión de poro.

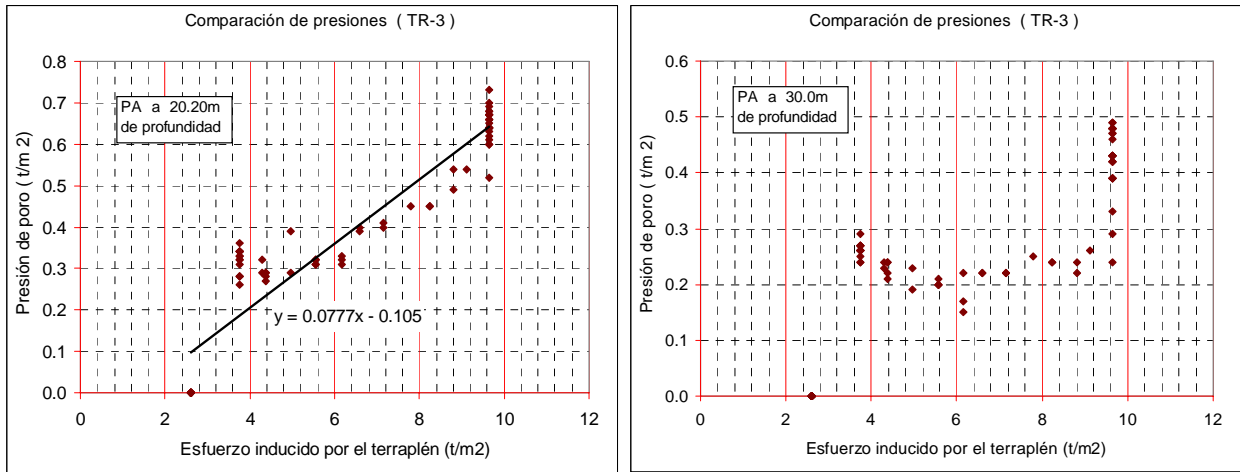


Figura No. 9.6.-Comparación de la presión inducida por el relleno en la superficie del terreno de cimentación con la presión de poro medida con los piezómetros abiertos. La lectura de la presión de poro se hizo el mismo día en que se colocaba una nueva capa de relleno.

De la figura anterior se destaca lo siguiente:

- A 20.20m de profundidad, existe una relación aproximadamente lineal entre las dos presiones, cuya ley de variación se indica en la figura correspondiente. Esto no se sucede para la presión registrada a 30.0m, en que se ve una variación errática de la presión de poro al principio de la construcción y un incremento consistente pero muy pequeño después.
- En las dos profundidades de registro, la presión de poro tiende a incrementarse con el tiempo para una misma altura del terraplén. En este caso, se aprecia que aún después de 20 días de terminado el relleno, la presión de poro continúa subiendo lentamente.

El dato anterior podría parecer contradictorio si se recuerda que los piezómetros fueron colocados en estratos de arena y por lo tanto la presión en exceso de la hidrostática tendería a disminuir rápidamente con el paso del tiempo. Un factor que podría explicar dicha situación, es la cercanía del Río Coatzacoalcos, y el hecho de que su nivel podría incrementarse debido a la lluvia que por esos días empezó a caer en Minatitlán. Otro factor que no debe ni puede descartarse es que los instrumentos no sean ni eficientes ni eficaces.

- El incremento en la presión de poro a **20.20m** representa en promedio **sólo el 7%** del esfuerzo superficial inducido por el terraplén. Para **30.0m** de profundidad dicho porcentaje se reduce a valores entre **3% y 5%**.

La presión máxima registrada en los piezómetros del TR-3 es del orden de $0.7t/m^2$, cuando el terraplén alcanza su altura máxima de 5m.

Al comparar los datos que se registraron en el TR-4, se genera la gráfica de la [Figura No 9.10](#).

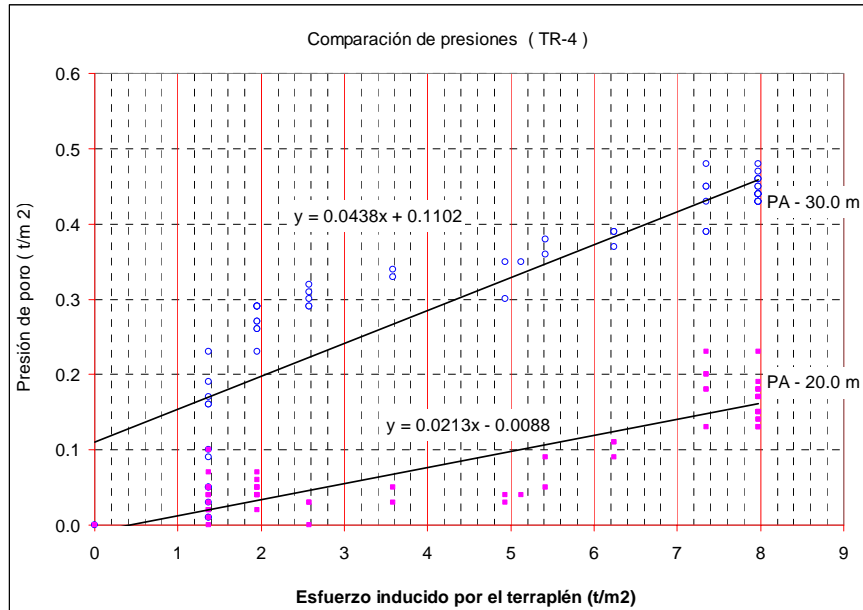


Figura No. 9.10.-Comparación de la presión inducida por el relleno en la superficie del terreno de cimentación con la presión de poro medida con los piezómetros abiertos en el TR-4.

En este caso se señala lo siguiente:

- La presión de poro registrada es menor a 20m de profundidad que a 30m, lo cual no parece congruente.

Una forma de saber qué piezómetro del TR-4 no está dando resultados congruentes, es comparar tales resultados con la información que se obtuvo para el TR-3, ya que los piezómetros fueron instalados a profundidades aproximadamente iguales en ambos terraplenes. De esta acción se concluye que los piezómetros abiertos a 30m de profundidad tienen los registros más parecidos, así que los comentarios se harán solo para dicho piezómetro, aceptando que el ubicado a 20m no da resultados congruentes.

- La comparación de las presiones puede ligarse con una tendencia lineal, cuya ecuación se incluye en la gráfica correspondiente.

- La presión de poro registrada corresponde aproximadamente al 6% del esfuerzo que produce el relleno en superficie.

La presión máxima registrada es en promedio de $0.45t/m^2$ (diferentes periodos de lecturas) para la altura máxima del terraplén de 4.10m.

A diferencia de lo que sucede en el TR-3, la presión de poro parece estabilizarse mucho más rápido para una altura particular del terraplén, dando la impresión de que el valor máximo registrado ya no se incrementará con el tiempo.

Finalmente se presenta el registro de los piezómetros construidos en el TR-5, con la gráfica de la [Figura No. 9.11](#).

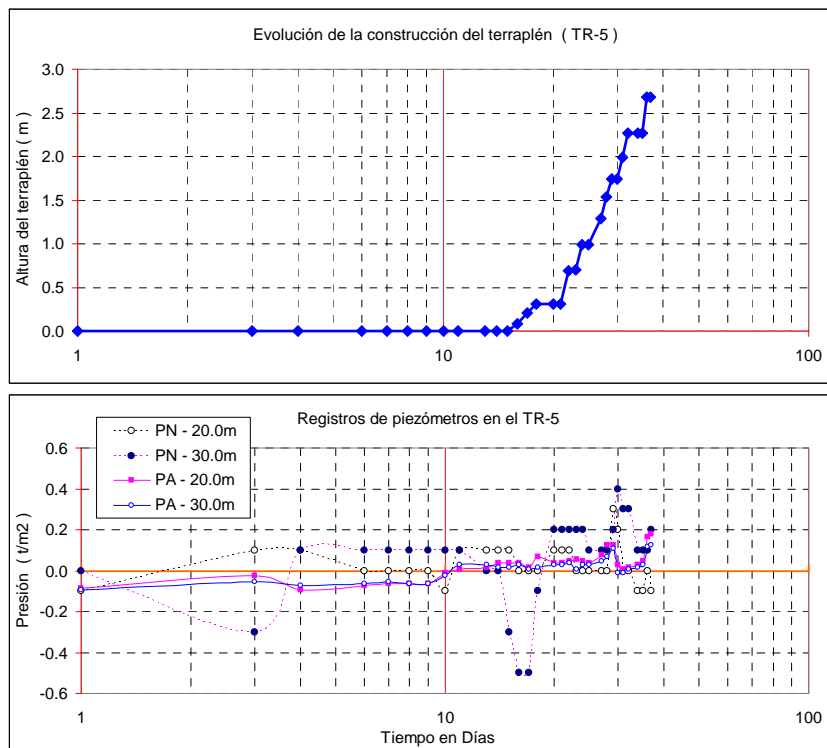


Figura No. 9.11.-Registro de piezómetros neumáticos (PA) y piezómetros abiertos (PA) en el TR-5.

En principio, el gráfico anterior permite concluir que hace falta mayor tiempo de observación, aunque podría comentarse lo siguiente:

Para los piezómetros neumáticos se aprecia la tendencia errática de sus registros y es probable que no aporten mayor información como ya sucedió en los terraplenes anteriores; de hecho por sus características de sensibilidad y poco tiempo de respuesta deberían indicar un incremento de la presión de poro desde el momento mismo en que se comienza la construcción del terraplén.

En cuanto a los piezómetro abiertos, parece que la presión de poro apenas comienza a incrementarse con los últimos registros, por lo que hay que esperar un poco más de tiempo.

Conclusiones generales de los piezómetros:

- Los piezómetros neumáticos no dieron el resultado esperado. Convendría hacer un análisis que conduzca establecer la posible causa del problema.
- La presión de poro registrada por los piezómetros abiertos ubicados en estratos de arena representa sólo el 7% a 20m de profundidad y entre el 3 y el 6% a 30m, del esfuerzo que induce el relleno en la superficie del terreno de cimentación.

Conviene señalar que el factor de influencien (I_z) de distribución de esfuerzos de Boussinesq para los diferentes terraplenes, es del orden de 0.50 para la máxima profundidad de registro de los piezómetros, es decir, aún permanece el 50% de la carga correspondiente al terraplén en superficie.

- Aceptando que los registros piezométricos son verídicos, se podría concluir que la estructura del suelo en estudio soporta en forma prácticamente instantánea buena parte del incremento de esfuerzos a que es sometido el terreno, lo cual podría suceder por dos razones: una alta permeabilidad del suelo y/o una rigidez importante de la estructura que forman las partículas sólidas.
- Queda la duda de cómo se comporta la de presión poro en los estratos de suelos coloidales. Lo cierto es que no se presentó ninguna falla durante la etapa constructiva ni después de ella.
- Hace falta considerar la colocación de pozos de observación para registrar la fluctuación del nivel de aguas freáticas para delimitar su influencia en el comportamiento mecánico de las estructuras.

9.3. Resultados correspondientes a las mediciones mediante placas de asentamientos

La forma en como se fue asienta la superficie del terreno de desplante de los terraplenes de prueba durante su fase constructiva y en un periodo posterior, se presentan a continuación.

En general para los cinco casos se muestran dos gráficas, una con la evolución del asentamiento a través del tiempo en cada placa de registro y otra con la configuración deformada (curvas de igual asentamiento) que tendría la superficie del terreno con la última nivelación realizada a las placas de asentamientos.

De acuerdo con lo anterior, en las gráficas de la [Figura No. 9.12](#), se presentan los resultados generados para el TR-1.

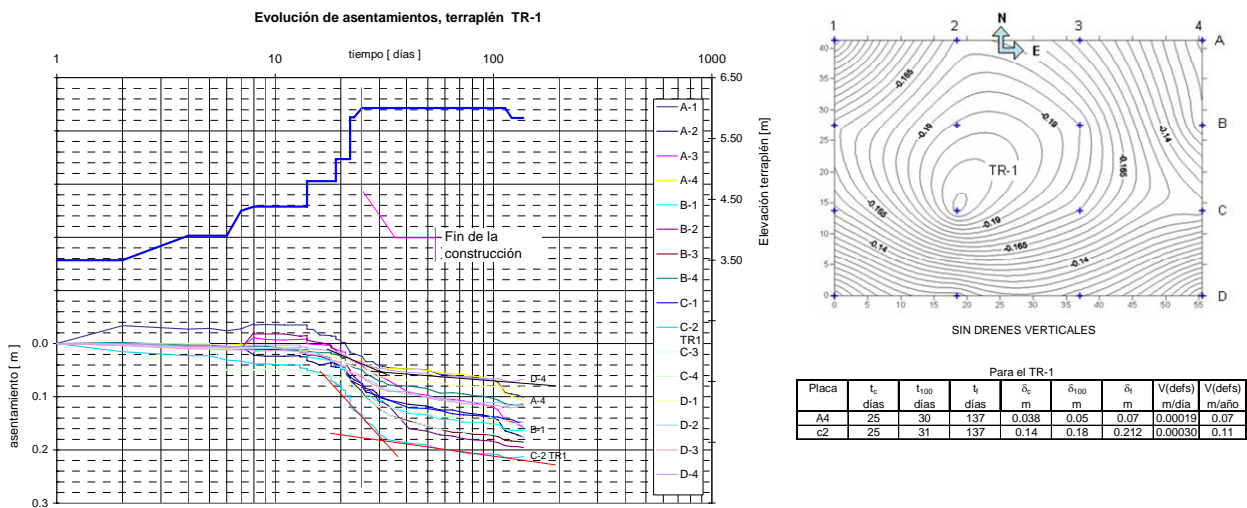


Figura No. 9.12.-La gráfica izquierda compara la evolución del asentamiento con el avance constructivo del terraplén de prueba y en un periodo posterior. La gráfica de la derecha presenta la ubicación de las placas de asentamiento y la configuración deformada de la superficie de desplante para la última lectura en las placas.

En la parte inferior de la gráfica de la derecha se muestran los siguientes datos:

Placa = se refiere al número de placa que se está analizando según su ubicación en planta.

t_c = es el tiempo que tomó concluir la construcción del terraplén. [días]

t_{100} = Basándose en la teoría de consolidación clásica, correspondería con el tiempo respectivo para lograr el 100% de consolidación primaria en las curvas asentamiento-tiempo indicadas en la figura. [días]

t_f = se refiere al tiempo máximo de registro en los terraplenes de prueba [días]

δ_c = Asentamiento que se tiene al final de la construcción del terraplén. [m]

δ_{100} = Asentamiento correspondiente al 100% de consolidación primaria.

δ_f = asentamiento máximo medido en el periodo de registro.

$v_{(defs)}$ = Representa la velocidad a la que se asienta el terreno de cimentación después del 100% de consolidación primaria. Las unidades son en metros por día y metros por año.

Aspectos a destacar:

- Las curvas de asentamiento-tiempo, presentan una forma muy parecida a las curvas de consolidación que se generaron en las pruebas de laboratorio. Empleando la teoría de consolidación clásica para interpretar los resultados, se tendría que el 100% de consolidación primaria puede determinarse con la proyección de líneas tangentes a las dos ramas que forman la curva de consolidación. La intersección de dichas líneas sucede para un tiempo prácticamente igual en cualquiera de las placas de registro.

Con base en lo anterior se seleccionaron dos placas de asentamientos (A4 y C2) que tienen los valores extremos de asentamientos, para hacer los comentarios siguientes:

Si se toma como 100% de asentamiento el máximo registrado (δ_f), y se calculan los porcentajes respectivos para los asentamientos que suceden durante la etapa constructiva (δ_c); los que se generan entre este punto y el fin de la consolidación primaria ($\delta_c < \delta \leq \delta_{100}$), y los correspondientes a la consolidación secundaria (δ_{sec}) se tendrán los resultados mostrados en el siguiente cuadro:

Placa	δ_f	δ_c	$\delta_c < \delta \leq \delta_{100}$	δ_{sec}
	%	%	%	%
A4	100	54	17	29
C2	100	66	19	15

Es decir, el asentamiento por **consolidación primaria** representa **más del 70%** de la deformación total medida, y buena parte de ella se presenta en forma prácticamente inmediata a la construcción del terraplén. El **efecto hidrodinámico deja de influir** significativamente en los asentamientos cuando han transcurrido **sólo 6 días de concluida la construcción** de la estructura.

En cuanto a la **consolidación secundaria**, su efecto puede ser importante, si la tendencia mostrada en la gráfica anterior no cambia, ya que podrían generarse asentamientos entre **7 y 11cm por año**.

La máxima diferencia de asentamientos se registra entre la **esquina sur-oriente y el centro**, con un valor de **12.5cm**. En forma general, el lado sur se asienta menos que el lado norte, lo cual se explica porque el lado norte quedó lindando con la zona de rellenos que se construyeron posteriormente al terraplén de prueba.

La magnitud del asentamiento diferencial anotado se incrementará con el paso del tiempo, debido a que la consolidación secundaria tiene una mayor velocidad en la parte central del terraplén que en las orillas y esquinas del mismo.

- **Análisis de los registros de asentamientos sucedidos en el TR-2.**

Siguiendo las consideraciones hechas en el TR-1, en las gráficas de la [Figura No. 9.13](#), se presentan los resultados de asentamientos registrados para el TR-2.

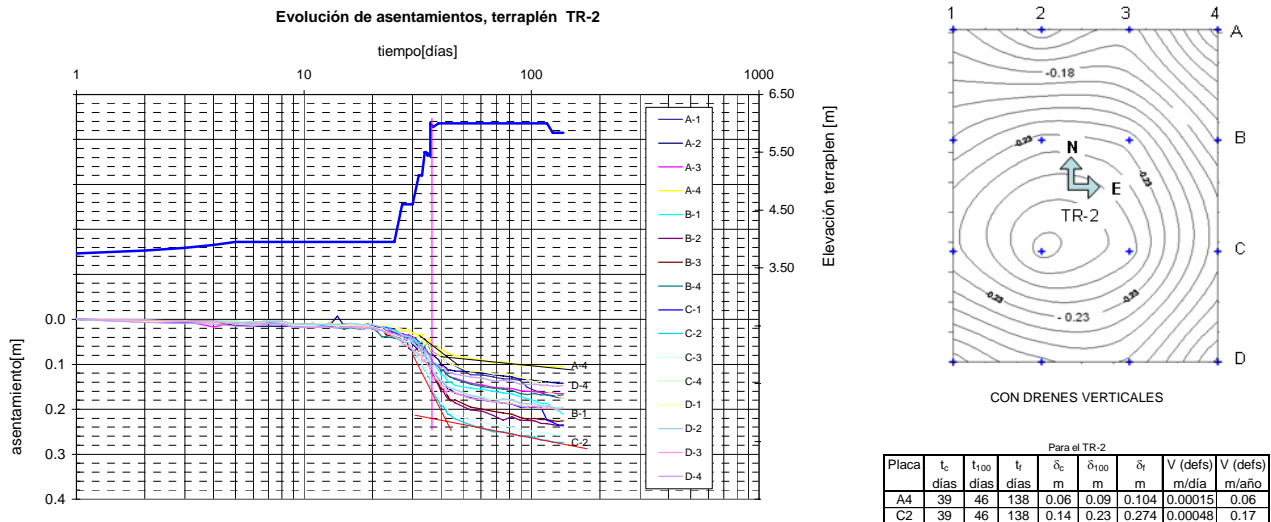


Figura No. 9.13.-Registro de asentamientos para el TR-2. La gráfica izquierda compara la evolución del asentamiento con el avance constructivo del terraplén de prueba y en un periodo posterior. La gráfica de la derecha presenta la ubicación de las placas de asentamiento y la configuración deformada de la superficie de desplante para la última lectura en las placas.

Nuevamente, suponiendo que el asentamiento vertical total medido en cada punto indicado en la figura anterior corresponde con el 100%, se pueden establecer los porcentajes correspondientes de hundimiento para cada una de las tres etapas en que se ha dividido la construcción y la operación del

terraplén según el siguiente cuadro, en el que se han incluido los dos puntos con el mayor y el menor asentamiento vertical registrado.

Placa	δ_f	δ_c	$\delta_c < \delta \leq \delta_{100}$	δ_{sec}
	%	%	%	%
A4	100	58	29	13
C2	100	51	33	16

De dicho cuadro se concluye que: aproximadamente el **50%** del asentamiento total registrado se genera **durante la construcción** de la estructura.

El asentamiento por **consolidación primaria** representa aproximadamente el **85%** del señalado como 100%. El tiempo que requiere es de **sólo 7 días** después de terminada la construcción del terraplén. Es decir, independiente de la magnitud que tendrá el asentamiento total, la consolidación primaria se presenta prácticamente de manera inmediata a la construcción.

El asentamiento por **consolidación secundaria** es del orden de **15%** y se presenta con velocidades entre **6cm y 17cm por año**. Aunque se espera que dicha velocidad se vaya reduciendo con el paso del tiempo, por lo que es recomendable continuar con las lecturas de la instrumentación antes de emitir una prospección.

El **mayor asentamiento diferencial** es entre la esquina A4 y la zona centro del terraplén con una magnitud de **17cm** para el periodo de registro. Dicha diferencia se hará mayor con el paso del tiempo debido a la diferencia de velocidades con que se genera tal hundimiento.

El lado poniente del terraplén tiene un mayor asentamiento que los otros lados, debido a que está lindando con los nuevos rellenos construidos.

Cabe hacer notar que el asentamiento tiende a ser mayor hacia la parte central del terraplén, generando una forma cóncava, que indicaría en cierta modo el efecto tridimensional que produce la geometría del terraplén al terreno de cimentación.

- **Comparación de resultados entre el TR-1 y TR-2 para revisar el efecto que indujeron los drenes verticales en la velocidad del asentamiento.**

Si se comparan los **tiempos** en los que se alcanza la consolidación primaria para los dos terraplenes (TR-1 y TR-2) según las gráficas de las [figuras 9.12 y 9.13](#), se establece que **son prácticamente iguales**

(7 días) en ambos casos. En cuanto a la magnitud de los asentamientos, en el TR-2 (donde se instalaron los drenes verticales de 15m de longitud) son aproximadamente 30% mas grandes que los que suceden en el TR-1, para la zona central de dichas estructuras. Lo anterior permite plantear que **no se ve un beneficio importante** por la instalación de **los drenes verticales**, conduciendo a la posibilidad de plantear que no son necesarios tales elementos. Sin embargo, las condiciones estratigráficas en las que se han instalado los drenes parecen no ser las más desfavorables (estratigráficamente hablando) de las que existen en el sitio, por lo que la conclusión anterior debería **tomarse con reserva**, y analizar cuál sería su efecto si se hubieran instalado en zonas donde los espesores de suelos coloidales son mucho más grandes que donde se construyeron ahora.

- **Análisis de los registros de asentamientos sucedidos en el TR-3.**

En las gráficas de la [Figura No. 9.14](#), se presentan los resultados de asentamientos registrados para el TR-3.

Antes de iniciar el análisis conviene recordar que los TR-3, TR-4 y TR-5, tienen una berma a media altura, bajo la cual se han colocado los ejes de placas de asentamiento 1 y 5, los ejes 2, 3 y 4 están debajo de la corona del terraplén.

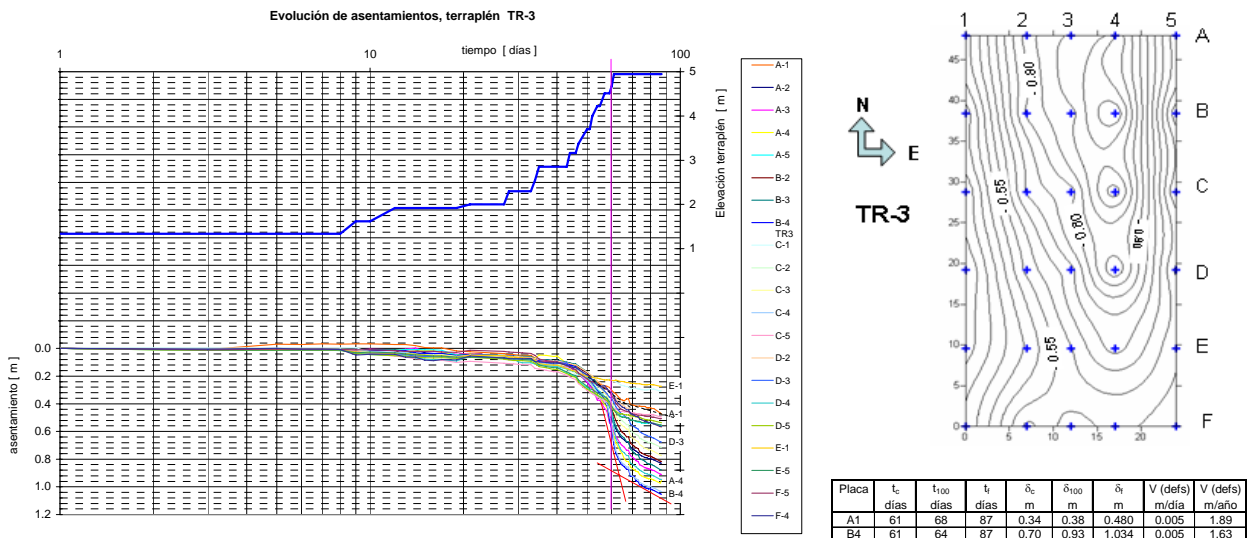


Figura No. 9.14.-Registro de asentamientos para el TR-3. La gráfica izquierda compara la evolución del asentamiento con el avance constructivo del terraplén de prueba y en un periodo posterior. La gráfica de la derecha presenta la ubicación de las placas de asentamiento y la configuración deformada de la superficie de desplante para la última lectura en las placas.

Atendiendo únicamente a la forma de las curvas de asentamientos mostradas en la figura anterior, se aprecia un cambio en su pendiente poco tiempo después de terminada la construcción del terraplén, aspecto que podría utilizarse para hacer un análisis similar al realizado para los terraplenes 1 y 2, llegando a los resultados mostrados en el siguiente cuadro que incluye dos puntos únicamente: uno con el menor asentamiento y el otro para el mayor asentamiento registrado, según la figura anterior.

Placa	δ_f %	δ_c %	$\delta_c < \delta \leq \delta_{100}$ %	δ_{sec} %
A1	100	71	8	21
B4	100	68	22	10

Aproximadamente el **70%** del asentamiento total registrado se genera **durante la construcción** de la estructura.

El asentamiento por **consolidación primaria** representa más del **80%** del señalado como 100% y se alcanza en un tiempo entre **4 y 7 días** después de terminada la construcción del terraplén.

El hundimiento por **consolidación secundaria** tiene un valor variable entre una región y otra, **10%** para la zona central (B4) y **21%** para una de la zona de bermas (A1). La **velocidad** con que produce dicha consolidación es aproximadamente constante en ambos puntos y se estima en más de **1.5m por año**.

El mayor **asentamiento diferencial** para el periodo de registro, sucede entre el punto F1 y el B4 con una magnitud de **64cm** en una distancia aproximada de 40m. Aunque entre el punto B4 y el B5 la diferencia de hundimientos es del orden de 50cm en una distancia de aproximadamente 8m.

La configuración deformada del terreno de cimentación es en forma de "U" con su punto más bajo a lo largo del eje 4 (lado oriente), es decir hacia un extremo de la corona del terraplén; de hecho los mayores asentamientos tienden a suceder hacia el lado oriente de la misma, lo cual se explica porque el lado poniente está construido sobre un pequeño relleno con cierta antigüedad, que disminuye hacia el lado contrario; esta condición de cimentación del camino prevalece en buena parte del mismo, por lo que debe considerarse tal situación en la operación final del camino, ya que con el paso del tiempo tenderá a **hundirse más hacia el lado oriente**; por ejemplo hasta la última fecha de registro entre el eje 2 y el 4 que están ubicados bajo la corona del terraplén el asentamiento diferencial más importante es del orden de 0.30m en una distancia de 10m,

La **configuración deformada en "U"** que presenta el terreno de cimentación se explica en cierta forma por el **efecto bidimensional** que produce la geometría del terraplén.

Existen **dos argumentos** para hacer pensar que la consolidación primaria no ha terminado tal como se indica en el criterio anterior. Uno de ellos es que los piezómetros abiertos señalan que **existe presión de poro** importante para el mismo tiempo de registro. El otro es la **alta velocidad** de deformación que aún se señala como **consolidación secundaria**. De lo anterior, se concluye la conveniencia de contar con mayor tiempo de registro para verificar lo antes anotado.

• **Análisis de los registros de asentamientos sucedidos en el TR-4 (Figura No. 9.15)**

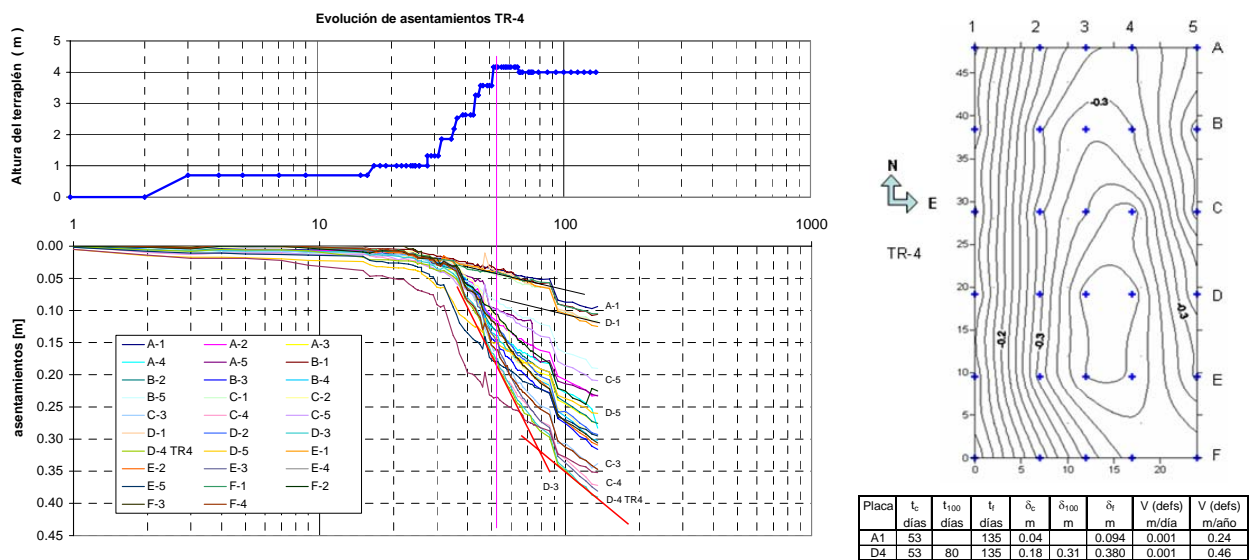


Figura No. 9.15.-Registro de asentamientos para el TR-4.

Aunque apenas perceptible, se muestra un cambio en la pendiente de las curva de asentamiento que en este caso se asocia con la terminación de la consolidación primaria y el inicio de la consolidación secundaria. De esta forma se presenta el siguiente cuadro con dos puntos de análisis.

Placa	δ_f %	δ_c %	$\delta_c < \delta \leq \delta_{100}$ %	δ_{sec} %
A1	100	43		
D4	100	47	34	18

El punto A1 (con el menor registro de asentamiento), no muestra un cambio de pendiente, en el periodo de lectura, así que sólo se puede establecer que su velocidad de deformación es del orden 0.24m/año.

Para el punto D4, el **47%** del asentamiento total registrado se genera **durante la construcción** de la estructura.

El asentamiento por **consolidación primaria** representa más del **80%** del señalado como 100% y se alcanza en un tiempo de **27 días** después de terminada la construcción del terraplén.

El hundimiento por **consolidación secundaria** para la zona central es de **18%**. La **velocidad** con que produce dicha consolidación es de **0.46m por año**.

El mayor **asentamiento diferencial** para el periodo de registro, sucede entre el punto A1 y la zona central del terraplén con una magnitud de **28cm** en una distancia aproximada de 35m.

La configuración deformada del terreno de cimentación es muy semejante a la que se describió para el TR-3.

Al igual que para el TR-3, se sugiere mayor tiempo de registro para poder concluir con claridad, ya que los piezómetros indican que aún existe un exceso de la presión de poro para el mismo periodo de lecturas.

- **Análisis de los registros de asentamientos sucedidos en el TR-5**

Antes de hacer los comentarios, es necesario aclarar que para este caso los ejes de placas 1, 2 y 3, están ubicados debajo de la corona del terraplén y que sólo el eje 4 se ubicó debajo de una de las bermas, la más próxima al pantano.

Al igual que en el TR-4, las gráficas de asentamientos del TR-5 incluida en la [Figura No. 9.16](#), muestran un cambio apenas perceptible en la pendiente de las curvas de asentamiento que en este caso se asocia con la terminación de la consolidación primaria y el inicio de la consolidación secundaria. De esta forma se presenta el siguiente cuadro con dos puntos de análisis.

Placa	δ_f %	δ_c %	$\delta_c < \delta \leq \delta_{100}$ %	δ sec %
B4	100	37		
E1	100	44	38	18

El punto B4 (con el menor registro de asentamiento), no muestra un cambio de pendiente, en el periodo de lectura, así que sólo se puede establecer que su **velocidad de hundimiento** es del orden **1.43m/año**.

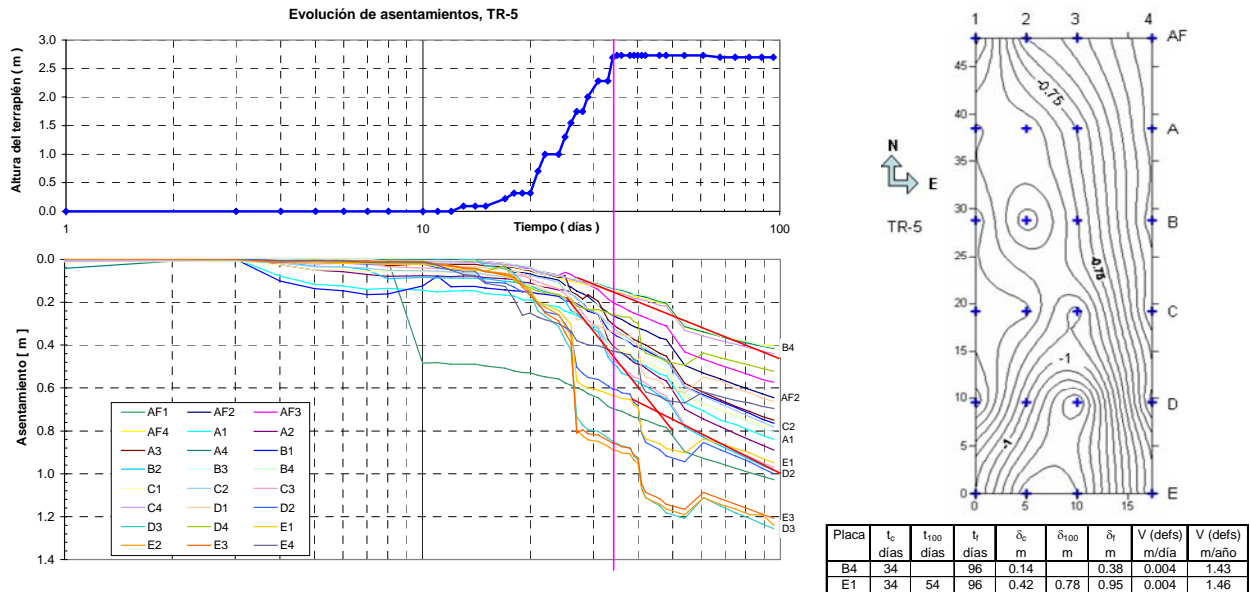


Figura No. 9.16.-Registro de asentamientos para el TR-5. La gráfica izquierda compara la evolución del asentamiento con el avance constructivo del terraplén de prueba y en un periodo posterior. La gráfica de la derecha presenta la ubicación de las placas de asentamiento y la configuración deformada de la superficie de desplante para la última lectura en las placas.

Para el punto E1, el **44%** del asentamiento total registrado se genera **durante la construcción** de la estructura.

El asentamiento por **consolidación primaria** representa más del **80%** del señalado como 100% y se alcanza en un tiempo de **20 días** después de terminada la construcción del terraplén.

El asentamiento por **consolidación secundaria** para la zona central es de **18%**. La **velocidad** con que se produce dicha consolidación es de **1.46m por año**, (muy alta).

El asentamiento **diferencial** para el periodo de registro, sucede entre el punto B4 (bajo la berma) y la zona central del terraplén con una magnitud de **85cm** en una distancia aproximada de 10m.

La configuración deformada del terreno de cimentación señala que el mayor asentamiento se presenta en la zona central, donde está la mayor carga del terraplén, sin embargo, el asentamiento no es uniforme, es

mayor hacia la zona sur-oriente y disminuye en sentido contrario. Pese a ello se forma una sección tipo “U” con su punto más bajo en el sentido largo de la zona más cargada del terraplén. Es muy probable que la forma no uniforme del asentamiento se deba a las bolsas de lodo que se formaron durante la construcción de las primeras capas de geosintéticos y de la base granular.

Dado que no hay un cambio claro de la pendiente en las curvas del asentamiento, conviene esperar un mayor periodo de lecturas para poder concluir.

9.4. Análisis conjuntando los resultados de los cinco terraplenes de prueba.

Con la idea de tener un panorama general de la que sucede en los cinco terraplenes de prueba, se presentan la [Figura No 9.17.](#)

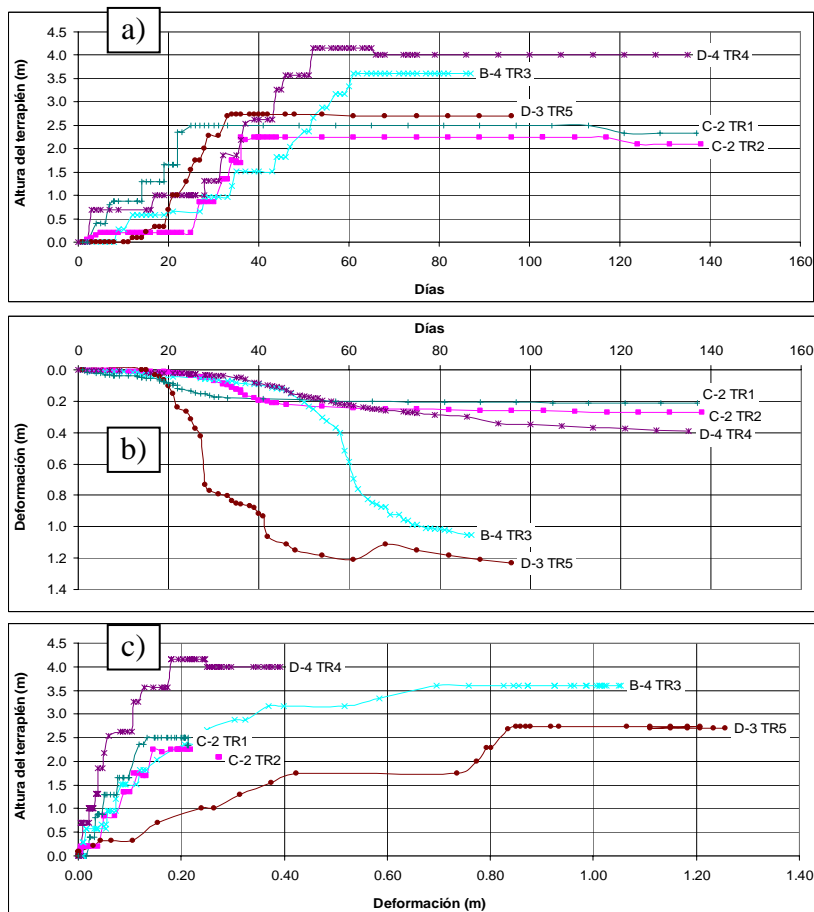


Figura No. 9.17.-Comparación del comportamiento observado en los cinco terraplenes de prueba.

Conviene aclarar que la comparación se hace considerando los puntos en los que se registró el mayor asentamiento así como las mayores alturas de los terraplenes (es decir no están los datos de las bermas).

En el inciso a) de la figura indicada, se muestra la velocidad de construcción de cada uno de los cinco terraplenes de prueba. Aunque con algunas pequeñas variaciones se podría decir que la velocidad de construcción fue aproximadamente la misma en todos los casos

En el inciso b) se ha incluido la curva de asentamiento con el tiempo para alguno de los puntos en que se observó la mayor magnitud de éste en cada terraplén. Nótese la forma casi idéntica que tienen las curvas del TR-1 y del TR-2, este último equipado con drenes verticales y el primero sin ellos. También se aprecia la mayor deformación que experimentan el TR-3 y TR-5, en que se tienen los mayores espesores de suelos coloidales (se recomienda ver el capítulo 4 para más detalles de estratigrafía). En la escala aritmética utilizada se nota de mejor manera los cambios de pendiente en las curvas de deformación con el tiempo y podría resaltarse el hecho de que en todos los casos dicho cambio sucede para tiempos cuando mucho de 70 días (TR-3) contados desde el inicio de la construcción, es decir muy rápidamente comparado con lo que se estimó utilizando los resultados de las pruebas de laboratorio.

Finalmente en el inciso c), de la figura anterior, se representa la curva esfuerzo-deformación que se produce para el terreno de cimentación en cada uno de los cinco terraplenes de prueba. Para los cuatro primeros terraplenes, la pendiente de dicha curva es prácticamente la misma cuando el terraplén tiene alturas entre 0.0m y 2.5m. Esto implicaría que la magnitud de los asentamientos “inmediatos” es casi la misma independiente de las condiciones estratigráficas de análisis. Para alturas mayores y para casos donde el terreno de cimentación es pantanoso, lo antes anotado no aplica, ya que las deformaciones que se generan son mucho mayores. Obsérvese también que para cierta magnitud de carga, la deformación crece en forma constante.

Es importante resaltar que en los TR-3 y TR-5 se presentan la mayor magnitud del asentamiento por consolidación primaria (según el criterio de análisis utilizado) y que la velocidad de la deformación secundaria es del orden de 1.5m por año, aspecto que debe tenerse muy presente porque se esperan grandes deformaciones diferenciales entre zonas que tienen condiciones estratigráficas parecidas a estos terraplenes de prueba y las que no. Así mismo, para diferentes condiciones de carga las deformaciones diferenciales también serán de magnitud considerable en distancias muy cortas del orden de 10m.

10. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

10.1. Conclusiones Generales.

- Los terraplenes de prueba constituyen una fuente invaluable de información que permite la ratificación, la rectificación o la innovación de las técnicas de diseño y construcción de una obra civil. Lo que retribuye en primera instancia, en fortalecer la seguridad de las obras así como su funcionalidad, su economía y la armonía con su medio ambiente.
- Sin embargo, por su costo y por el tiempo que tardan en construirse y luego en ofrecer una respuesta, no cualquier proyecto justifica su empleo. Así que cuando se tenga esa valiosa oportunidad, el diseño, la construcción y la operación de tales estructuras debe realizarse racionalmente a fin de que sean eficientes y eficaces en proporcionar la información requerida.
- Para tomar decisiones adecuadas en la elección de la instrumentación geotécnica, se debe tener perfectamente claro que es lo que se quiere medir. Ello implica un conocimiento amplio de las propiedades mecánicas del terreno de cimentación y de su probable respuesta ante la nueva condición de esfuerzos que le impondría una edificación.
- El desarrollo de la tecnología ha permitido la creación de una importante gama de productos que permiten medir ciertos parámetros geotécnicos in situ. Muchos de esos equipos requieren de personal calificado para su construcción y operación, por lo que debe ser un aspecto a considerar en la toma de decisiones.
- Se debe trabajar arduamente para que la idea de la instrumentación en la ingeniería civil permee hacia las empresas que hoy contratan ingeniería. Para ello, se necesita generar argumentos sólidos en cada caso, que hagan ver los beneficios que se logran con tal acción sobre la seguridad, la economía, y la funcionalidad del proyecto.
- Prácticamente todos los equipos de instrumentación que existen en el mercado (me refiero a equipo eléctrico y electrónico e incluso mecánico) son de importación, lo que hace ver el rezago en el que hemos caído, pero del que todavía podemos liberarnos si empezamos ahora organizando equipos de trabajo multidisciplinarios.
- También debe contemplarse la necesidad de un arduo trabajo de convencimiento y supervisión a los constructores para hacerles ver la importancia que tiene el seguir las recomendaciones y cuidar al máximo el equipo de instrumentación.

- En otros países se han constatado los beneficios de la instrumentación de las obras. En décadas pasadas la gloria de la ingeniería civil mexicana alcanzada, se debió en gran parte a la utilización cotidiana de esta técnica. Los tiempos han cambiado y la forma de hacer ingeniería también, pero eso no es motivo para dejar de lado algo que, como ya se dijo, es fundamental para generar una ingeniería vanguardista e innovadora.
- El desarrollo tecnológico que puede inducirse con esta técnica de investigación en la ingeniería mexicana conlleva a plantear la necesidad de organizar un Seminario que coordinado y llevada a cabo por organismos como la Sociedad Mexicana de Suelos, la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas y la Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, permita la revisión de lo que se ha hecho en el país y de lo que conviene hacer en esta materia.

10.2. Conclusiones Particulares.

- El proyecto “Reconfiguración de la Refinería General Lázaro Cárdenas” ubicada en Minatitán Veracruz, puede dividirse en dos estructuras principales:
 - 1.- La urbanización de un terreno con área de 72hectáreas, de las cuales aproximadamente 42hectáreas requieren un relleno con alturas hasta de 5m para elevar su nivel de terreno actual que evite inundaciones por la creciente del Río Coatzacoalcos.
 - 2.- La construcción de un camino de acceso de 5km de longitud, del cual, aproximadamente el 68% de la longitud total estará ubicada en una zona de pantano con tirante de agua y lodo del orden de 1.0m de espesor, por lo que es necesario conformar un terraplén con altura hasta de 5.0m.
- Los antecedentes geológicos de la región indican que el terreno de estudio corresponde a una llanura de inundación en donde el Río Coatzacoalcos forma cauces y meandros temporales, además de grandes extensiones de aguas someras y de pantanos. La secuencia stratigráfica es errática y está constituida principalmente por estratos de arenas alternados con estratos de arcillas.
- Para el diseño geotécnico de las nuevas estructuras, se realizaron en diferentes tiempos y por distintas empresas, dos estudios de mecánica de suelos que coinciden en la necesidad de hacer pruebas de comportamiento mecánico del terreno de cimentación a escala *natural*, porque no se tiene la certeza de que el diseño geotécnico de las nuevas estructuras, basado en los trabajos de exploración, laboratorio y gabinete realizados, sea el más conveniente para una obra de gran envergadura y compleja (por el proyecto mismo y por las características geológico-geotécnicas del terreno) como la que se estudia.

En los perfiles estratigráficos presentados por los estudios de mecánica de suelos indicados, se describen condiciones estratigráficas muy heterogéneas tanto en el sentido vertical como en el horizontal, con estratos en donde cambia el tipo de material y la magnitud de sus espesores en distancias relativamente cortas generando en consecuencia comportamientos mecánicos igualmente variables entre una zona y la otra.

Los materiales que conforman la alternancia estratigráfica identificada son principalmente dos:

1.- Arenas arcillosas con partículas sólidas de tamaño uniforme y de compacidad suelta a media en los estratos superficiales ubicados a menos de 12m de profundidad, y de compacidad media a compacta a profundidades mayores. Los estratos sueltos se asocian con arenas potencialmente licuables.

2.- Arcillas de baja a alta plasticidad de consistencia muy blanda. Superficialmente, estos suelos pueden llegar a tener espesores continuos hasta de 20m. En los primeros 10m de profundidad se encuentran vetas de turba y arcillas orgánicas intercaladas en los estratos de arcillas; a profundidades mayores dichos materiales tienen una consistencia natural dura a muy dura. Los estratos blandos están asociados con materiales altamente deformables y poco resistentes. En los estudios de mecánica de suelos realizados, se indica que el problema principal es la importante magnitud de los asentamientos diferenciales, producida tanto por la consolidación primaria como por la consolidación secundaria que tienen los suelos coloidales; así, se señala que un importante grado de la consolidación primaria podría alcanzarse en un periodo mínimo de un año para el nivel de esfuerzos que impondrían los rellenos, aspecto que permitiría atenuar el efecto de los asentamientos diferenciales. Sin embargo, dicho tiempo no es compatible con los programas de construcción del proyecto, sugiriendo acelerar este proceso según lo que se indica más adelante.

Un análisis de los resultados que se obtuvieron tanto con la exploración de campo como con los trabajos de laboratorio a través de los dos estudios de mecánica de suelos antes anotados, permite establecer que las propiedades mecánicas de los diferentes estratos que conforman el terreno en estudio varían en un rango considerable, haciendo poco confiable su elección para el diseño geotécnico óptimo de las nuevas edificaciones; incluyendo el beneficio de utilizar drenes verticales y el empleo de materiales geosintéticos como elementos refuerzo y facilidad de construcción en la zona pantanosa.

- En función de lo anterior, se estableció la necesidad de construir terraplenes de prueba que simularan el comportamiento mecánico de las edificaciones definitivas, a saber, de los rellenos en la zona de reconfiguración y de las terracerías para el camino de acceso. Los terraplenes de prueba

deberían responder una serie de preguntas específicas que al final de cuentas ayudaran a generar un proyecto, seguro, económico, funcional y armónico con la naturaleza.

- La elección del número y la ubicación de los terraplenes de prueba a utilizar planteó una problemática especial porque se tenía que lograr generar la mayor cantidad de información ajustándose al presupuesto disponible. Lo cual no fue sencillo por las condiciones estratigráficas erráticas del terreno y el programa de construcción de las estructuras definitivas que planteaba su inminente edificación, reduciendo espacios para ubicar los terraplenes de prueba.

Se decidió la construcción de cinco terraplenes de prueba. Dos (TR-1 y TR-2) para simular el comportamiento mecánico de los rellenos en la zona de reconfiguración y los otros tres (TR-3, TR-4 y TR-5) para observar el comportamiento de las terracerías del camino de acceso.

- Para los lugares en que se propuso construir los terraplenes de prueba, no había información puntual de las condiciones estratigráficas y de sus propiedades mecánicas que permitieran establecer las profundidades de instalación de los piezómetros y de los inclinómetros, además de permitir analizar el comportamiento mecánico de los terraplenes y compararlo con el observado una vez construidos; así que se decidió realizar trabajos adicionales de exploración en campo, de laboratorio y de gabinete a fin de generar dicha información. Ello permitió que en este trabajo se discutiera, sobre cómo planear el programa de exploración en campo, cómo elaborar racionalmente un programa de laboratorio y desde luego cómo conjuntar el resultado de tales trabajos para definir el perfil estratigráfico correspondiente, y sus propiedades mecánicas.
- Las dimensiones geométricas de los terraplenes de prueba se establecieron con base en el análisis de los siguientes factores:
 - 1.- Que los modelos guarden una proporción geométrica (lado largo/lado corto), igual o casi igual a la que tendrían las estructuras definitivas. Ello permitirá que el estado de esfuerzos y de deformaciones inducido al terreno de apoyo sea *bidimensional* o *tridimensional* tanto en los terraplenes de prueba como en las obras reales.
 - 2.- Que el tamaño de los modelos sea el mínimo necesario para lograr un incremento de esfuerzos de magnitud semejante al que produciría la obra real en los estratos de interés.
 - 3.- Que la forma de los taludes con que se construyan los terraplenes, guarde una proporción entre los de los modelos y los de las obras reales.

4.- Que el procedimiento constructivo y de ser posible el material de construcción sean los mismos en los modelos y en la estructura definitiva.

En función de lo anterior las características geométricas de los terraplenes de prueba 1 y 2 fueron las siguientes: ancho $B=43.27\text{m}$; largo $L=57.78\text{m}$; alto $H=2.5\text{m}$; inclinación de taludes 1.5:1 (horizontal:vertical) y se construyeron utilizando el mismo material y el equipo mecánico programados para las estructuras definitivas. Las características geométricas de los dos terraplenes son idénticas, porque la idea principal es revisar el efecto que producen los drenes verticales instalados únicamente en el terreno de cimentación del TR-2, hecho que también obligó a que dichos modelos se construyeran muy cerca uno del otro para asegurar que las condiciones estratigráficas del terreno de apoyo fueran prácticamente las mismas en ambos casos.

Las características geométricas de los TR-3 TR-4 y TR-5 fueron: $B=35.60\text{m}$, $L=73.60\text{m}$; $H\approx 4.0\text{m}$, con una berma de 4.0m de ancho y altura del orden de 2.0m; los inclinación de los taludes fue 2:1, (horizontal:vertical); ancho de la corona de 12m y se construyeron utilizando el mismo material y el equipo mecánico programados para las estructuras definitivas. Los tres terraplenes son idénticos entre sí y representan una sección de la estructura del pavimento definitivo. Sin embargo, están apoyadas sobre condiciones estratigráficas completamente diferentes. Mención especial merece el TR-5, que se ubicó en la zona de pantano en donde se tiene un tirante de agua y lodo del orden de 1.0m de espesor, aspecto que se aprovechó para analizar y discutir sobre la utilidad de los geosintéticos como: elementos de separación, refuerzo, disminución de la profundidad de incrustación del terraplén en el terreno pantanoso y facilitar el procedimiento constructivo en tales condiciones.

Para este último caso del TR-5, se concluyó que la separación se logra siempre que se elija el geotextil adecuado, de lo contrario los materiales granulares del terraplén pueden ser contaminados con partículas de arcilla y de turba del terreno pantanoso.

Para que se logre realmente el refuerzo del terraplén es necesario un sistema multicapas, es decir, una secuencia importante de capas de geosintéticos, de lo contrario el efecto positivo es mínimo por la pequeña fuerza que ofrecen los geosintéticos comparada con la fuerza que podría producir una falla del terraplén. Por ejemplo, el factor de seguridad contra una falla rotacional por la base para uno de los terraplenes de prueba analizados es de 1.48 sin los geosintéticos utilizados y se incrementa apenas a 1.52 con el arreglo de dichos elementos.

Para lograr que los geosintéticos soporten parte del peso del terraplén es necesario que sus extremos se *anclen*¹ formando una especie de *hamaca*, lo cual puede lograrse con un procedimiento constructivo conveniente. En este trabajo se propuso un criterio de análisis para calcular la profundidad de incrustación del terraplén bajo la **hipótesis principal** de que los geosintéticos utilizados pueden deformarse hasta el 5% de su longitud inicial, generando un segmento circular dentro del terreno de cimentación, en el que los extremos de los geosintéticos no se hundan (como si estuvieran anclados) y en el centro se tenga una deformación máxima; de esta manera se calculó una incrustación máxima del orden de 4.9m. Como más adelante se explica, éste criterio ya no pudo calibrarse porque no se logró la configuración deformada indicada de los geosintéticos por una serie de problemas que se presentaron en el proceso constructivo. Sin embargo, conviene anotar que en la realidad, la máxima incrustación registrada en el TR-5 es del orden 3.20m, es decir, la hipótesis de que los geosintéticos se deforman hasta 5% de su longitud inicial no se produce en este caso.

- Se hizo un análisis de los factores que intervienen en el diseño de los drenes verticales estableciendo que:

De acuerdo con las referencias bibliográficas señaladas en el capítulo correspondiente, la decisión de instalar drenes verticales con el fin de acelerar la consolidación primaria debe ser respaldada por fuertes evidencias de campo en lugar de cálculos basados en parámetros derivados de pruebas de laboratorio ya que existe evidencia de que la velocidad de consolidación en campo puede ser 10, 100 o aun 1000 veces más rápida que la determinada a partir de resultados de laboratorio.

Existen diversos tipos de drenes verticales; el que se eligió para el caso de estudio es del tipo prefabricado llamado “band drain”, ya que su costo, incluida la instalación, representa del orden de un 1/3 del costo que requieren los drenes de arena..

En la solución analítica del problema de flujo radial se consideran tres factores:

1.-El factor separación horizontal de los drenes verticales; entre más cerca se instalen los drenes, acortan la trayectoria de flujo del agua de los poros y aumentan la velocidad de consolidación, pero también aumenta el costo del proyecto.

2.- El factor de remoldeo: toma en cuenta dos variables: el radio de remoldeo y la permeabilidad de la zona remodelada: Ambos dependen del procedimiento constructivo del dren y del de suelo en que

¹ No es que se requiera un sistema de anclaje para los geosintéticos, más bien se propone un procedimiento constructivo para que los extremos se hundan menos que la parte central y entonces, se forma una especie de amaca.

se instalan tales elementos. Algunos autores señalan que el radio de remoldeo puede ser entre 2 y 20 veces el diámetro del dren y que la permeabilidad de la zona remoldeada puede reducirse hasta en 1/50 la permeabilidad original. Estos factores no tienen un procedimiento concreto de evaluación por la gran cantidad de variables involucradas en cálculo, por lo que convendría trabajar en ello, según lo que se señala más adelante.

3.- El factor resistencia del dren: toma en cuenta las características del dren como su longitud, y su capacidad de descarga. A mayor longitud la eficiencia del dren disminuye.

Para establecer cuál de los tres factores anteriores influye más en el tiempo de consolidación se hizo un análisis, del que se concluye que es el factor de remoldeo es el más influyente; aumentando su valor rápidamente cuando el radio de la zona remoldeada se incrementa y/o cuando la permeabilidad de dicha zona disminuye respecto a la original. Este hecho pone de manifiesto la influencia del procedimiento constructivo en el diseño de los drenes y desde luego en el costo de la obra.

Finalmente, para el caso de estudio, se planteó un procedimiento de cálculo paso a paso que llevó a definir que los drenes verticales tipo band drain fueran de 10cm de ancho, 0.53cm de espesor y 15m de longitud colocados en tres bolillo con una separación en planta de 3.5m centro a centro, para producir el 90% de consolidación primaria en un mes, tomando como referencia el perfil estratigráfico del TR-2.

- En base a los cuestionamientos que se plantearon para la construcción de los terraplenes de prueba se eligieron tres equipos de instrumentación para monitorear el comportamiento del terreno de cimentación de los terraplenes de prueba:

Para medir el asentamiento vertical del terreno de apoyo, se propuso hacer nivelaciones topográficas frecuentes sobre 16 puntos fijos horizontalmente (**placas de asentamientos**), ubicados por toda la superficie de desplante de cada uno de los terraplenes 1 y 2. Para los terraplenes 3, 4 y 5, se eligió el mismo sistema utilizando 24 placas de asentamientos en cada uno de los terraplenes. La elección del número y la ubicación de las placas de asentamientos, estuvo influida por el tamaño del equipo de construcción, el cual debería poder pasar entre ellas sin ningún problema; al mismo tiempo que fuera posible establecer con ellas la configuración real deformada que se produce en el terreno de apoyo.

La frecuencia de medición propuesta fue de 2 veces por día (una antes de empezar la jornada y la otra al finalizarla) durante la etapa constructiva, posteriormente podrían espaciarse en función de lo que se vaya determinando.

Para observar el efecto que tiene la construcción del terraplén en la presión de poro in situ y consecuentemente en la resistencia al esfuerzo cortante y en el proceso de consolidación del terreno de cimentación, se eligieron para el caso en estudio, después de hacer una descripción y un análisis de los diferentes equipos existentes en el mercado, los **piezómetros de tipo neumático y los de tipo abierto**. En cada terraplén se instalaron dos estaciones piezométricas, una con dos piezómetros abiertos y la otra con dos piezómetros neumáticos. Según la decisión de los responsables de la obra, las profundidades de lectura para todos los piezómetros variaron entre 18.40 y 33m, dejando fuera de observación los espesores de suelos blandos que se encuentran entre 2 y 10m de profundidad y que sin duda proporcionarían la información más valiosa por ser los estratos más afectados por la carga del terraplén.

La ubicación de las estaciones piezométricas se eligió al considerar la zona con el mayor incremento de esfuerzos, es decir, la parte central de los terraplenes.

Conviene anotar que en el capítulo correspondiente se presenta una propuesta de análisis para estimar la presión de poro que podría provocar la falla del terreno de cimentación. Valor que además fue utilizado para establecer las características de los piezómetro neumáticos (rango de operación y sensibilidad).

La velocidad y la magnitud de las deformaciones laterales respecto de las correspondientes verticales, ayudan a entender el comportamiento mecánico del terreno de cimentación, razón por la cual se considera fundamental su evaluación. Para verificar la magnitud de las deformaciones laterales y su variación con la profundidad en el terreno de cimentación, se decidió el uso de **inclinómetros**. Para su diseño, se consideraron dos aspectos: la profundidad a la que debería llevarse su punta para que ésta no se moviera y funcionara como punto de referencia y la magnitud de las posibles deformaciones horizontales, que ayudan a elegir las características de la sonda inclinométrica en cuanto a sensibilidad y precisión se refiere.

El número de inclinómetros así como su ubicación en planta para cada terraplén, se definió a partir de un análisis en el que se concluye que la mayor deformación horizontal ocurrirá aproximadamente a la mitad del lado largo de cada estructura. Así se decidió colocar en dicha mitad dos aparatos alineados para medir la deformación horizontal en dos puntos, uno en la orilla (fuera del pie del talud) y otro dentro del cuerpo del terraplén, cerca del hombro del mismo. En todos los casos, la profundidad de desplante de los inclinómetros fue a 20m.

Con base en la teoría de la elasticidad lineal se propuso un criterio de análisis que permite calcular el número de golpes en la prueba de penetración estándar (N) que requiere un cierto material para no sufrir deformaciones laterales importantes bajo cierto nivel de esfuerzos. El resultado fue N del orden de 25 para el terraplén TR-1; características que tiene un estrato de arena existente a 11m de profundidad y por lo tanto debe revisarse tal efecto en la información que proporcione el inclinómetro.

- El procedimiento constructivo es un factor fundamental para que las hipótesis de diseño se cumplan y el comportamiento esperado de la estructura junto con el del terreno de cimentación se alcance.

Los terraplenes de prueba brindan la oportunidad de calibrar el procedimiento constructivo que se propone como parte del diseño geotécnico y tomar las mejores decisiones durante la construcción de la obra definitiva.

Algunos de los procedimientos de construcción descritos, han sido tomados de las normas y manuales existentes. Ello en principio pudiera parecer trivial para una tesis de maestría, sin embargo, tales procedimientos han sido enriquecidos con algunos detalles que permitirán mejorar los resultados esperados según la experiencia práctica-profesional del autor de este trabajo. Por ejemplo en el hecho de que para poder recuperar la muestra de suelo en un tubo de pared delgada es necesario que se deje reposar antes de extraerla; en la construcción del sello de bentonita para los piezómetros y en una posible prueba para verificar que tal sello funcione adecuadamente, etc..

Se indican algunas recomendaciones particulares para el TR-5 que sería construido en la zona pantanosa. Destacando la colocación del relleno formando una punta de flecha, con taludes los más verticales posible y revisando la velocidad de volcado del material para lograr el mayor y el más rápido desplazamiento del lodo.

- Del análisis de la información que los terraplenes de prueba han proporcionado en un cierto periodo, se destacan los siguientes aspectos:

En cuanto al procedimiento constructivo:

La velocidad de construcción de los terraplenes no generó la falla del terreno de cimentación ni existió evidencia de que ello fuera inminente. Dicha velocidad sería del orden de 0.30m de altura de relleno por día.

Para las zonas de pantano se tendrán serias dificultades en el armado y tendido del geosintético, por lo que se hace indispensable el diseño de algún equipo que facilite tal tarea; al respecto se hizo una reflexión que no se anota al detalle en esta tesis. Además los traslapes de los geomallas deberán realizarse utilizando tramos de la misma geomalla haciendo una costura continúa a amabos lados del traslape, en lugar de a cada 0.7m (modificando las recomendaciones del fabricante de los geosintéticos). Los geosintéticos deberán quedar libres en los extremos opuestos al lado donde se comienza la colocación del relleno para permitir el libre desplazamiento de la ola de lodo generada, de lo contrario, la presión creciente del lodo que se está desplazando los romperá.

La inclinación de los taludes con que se conformaron los rellenos mantiene la estabilidad del sistema relleno-suelo de cimentación, sin embargo la superficie exterior de los taludes deben protegerse contra la erosión que producen escurrimientos superficiales de agua.

Para los rellenos que se construyan en las zona de pantano, se requerirá aproximadamente un 60% más del volumen de material inicialmente estimado para alcanzar los niveles de proyecto.

Al no poder generar la configuración deformada de los geosintéticos, que el criterio de análisis teórico planteado en este trabajo requiere para estimar la profundidad de incrustación, dicho método no pudo evaluarse, Convendría no abandonar esa línea de investigación.

En cuanto a los resultados de los piezómetros:

En todos los casos, los piezómetros neumáticos no presentan resultados congruentes de la presión de poro, lo que conduce a establecer que no están funcionando y que se requiere hacer una análisis para establecer la posible causa del problema y solucionarlo si es posible.

Los piezómetros abiertos registraron que la presión de poro del terreno de cimentación se incrementa a medida que se va construyendo el relleno, llegando a valores cuando mucho del 7% respecto a la presión que transmite el relleno construido en la superficie. Si estos datos son correctos, entonces se puede concluir que la mayor parte de la carga es soportada por las partículas sólidas del suelo en forma prácticamente inmediata a la construcción del terraplén, lo cual parece corresponder con la lectura que se tuvo de los asentamientos, según lo siguiente.

En cuanto a los asentamientos:

En el siguiente cuadro, se presenta un resumen con el hundimiento máximo medido (Hr) en la superficie del terreno de cimentación de cada uno de los terraplenes de prueba (TR) para cierto tiempo de registro (Tr); también se indica el hundimiento máximo medido (Hc) en la etapa constructiva (Tc) de dichas estructuras.

TR (No.)	E (m)	E _T (m)	Hr (m)	Tr [días]	Hc (m)	Tc [días]
1	5.8	11.4	0.21	137	0.14	25
2	6.1	16.3	0.27	138	0.14	39
3	18.0	18.0	1.05	87	0.7	61
4	5.7	7.5	0.39	135	0.18	53
5	17.5	17.5	1.23	96	0.84	34
TR = terraplén de prueba.						
E = Espesor del estrato máximo continuo de suelos finos muy blandos o blandos (ver capítulo 4)						
ET = Espesor total de todos los estratos de suelos finos						
Hr = hundimiento máximo medido en el Tr.						
Tr = tiempo de registro						
Hc = hundimiento medido en el Tc.						
Tc = tiempo de construcción.						

Del cuadro anterior se puede apreciar como de la magnitud del hundimiento máximo registrado (Hr) cuando menos el 50% se presenta en forma inmediata a la construcción de los terraplenes.

El hundimiento en los terraplenes 1 2 y 4 tiene magnitudes del mismo orden, lo que se atribuye a las condiciones estratigráficas muy semejantes en los tres casos, en donde el espesor continuo de materiales coloidales blandos es cuando mucho de 6.0m.

Los asentamientos en los terraplenes 3 y 5 son aproximadamente cuatro y cinco veces mayores a las que se midieron en los otros terraplenes, aspecto que se relaciona con el espesor continuo de hasta 18m que tienen los materiales coloidales existentes en el terreno de cimentación de los terraplenes 3 y 5.

En todos los casos, las curvas de asentamiento contra el tiempo cambian de pendiente (disminuye la velocidad del asentamiento) poco tiempo después a la conclusión de la estructura, cuando mucho 20días. Al llegar a este tiempo, la magnitud del hundimiento alcanzado representa del orden del 80% del hundimiento total registrado (Hr), es decir casi todo el asentamiento. Lo anterior podría parecer alentador, sin embargo, para el caso del TR-3 y del TR-5 en donde se tienen los mayores espesores de suelos finos altamente deformables, la última parte de las curvas asentamiento-tiempo indican una velocidad de hundimiento del orden de 1.5m por año, aspecto que conviene seguir observando para poder concluir objetivamente. Para los otros terraplenes de prueba la velocidad de asentamiento estimada con la última parte de la curva, es del orden de 11cm/año.

Cuando las condiciones estratigráficas dentro del área cubierta por el terraplén respectivo no varían radicalmente, se generan asentamientos diferenciales importantes en distancias relativamente cortas por los efectos de la carga, sin embargo, su mayor magnitud se presenta rápidamente y se corrige durante la etapa constructiva de la obra, así que no constituyen un asunto de consideración para la etapa operativa de los rellenos definitivos.

Se tendrá un problema importante de asentamientos diferenciales entre zonas con condiciones estratigráficas radicalmente diferentes, por lo que convendría trabajar en el siguiente sentido, para tomar las decisiones que ayuden a dar solución a este problema:

1.- Para el área de reconfiguración, el problema debe corregirse antes de la fase operativa por las características de las estructuras que se construirán en ella. En la estructura del pavimento tales condiciones podrían corregirse durante la fase operativa, aceptando que la carpeta de rodamiento será del tipo flexible y que podría admitir deformaciones importantes sin dejar de operar con eficiencia.

2.- Con el plano arquitectónico que muestra la distribución en planta de las nueve plantas industriales proyectadas, tratar de zonificar identificando en primer lugar las regiones que tienen condiciones estratigráficas semejantes a las del TR-3 o a las del TR-5, y en su caso programar la ejecución de nuevos sondeos de exploración (pudieran ser de cono eléctrico) a fin de establecer cuales son las condiciones del terreno de cimentación en cada una de las plantas y analizar la conveniencia de su ubicación actual.

3.- Por el rápido cambio que muestran las curvas de asentamiento-tiempo, podría pensarse que el asentamiento por efectos hidrodinámicos ocurre rápidamente, así que los hundimientos que se siguen generando son por un cambio de forma en la estructura del suelo. Desde este punto de vista, para lograr una mayor magnitud del hundimiento en un menor tiempo se requiere generar un mayor esfuerzo cortante, que podría inducirse colocando una sobrecarga con características tales que generen el mayor esfuerzo cortante. Sin embargo, lo anterior aún no está claro porque la velocidad de deformación que se registra en la última fase de la citada curva es todavía muy grande (1.5m/año), efecto que podría estar asociado con la denominada consolidación primaria, así que convendría analizar el resultado que producen los drenes verticales colocados en el terreno de cimentación con características estratigráficas como las del TR-3 o las del TR-5, antes de tomar una decisión.

4.- Aunque no se discute en el cuerpo de este trabajo porque se considera que es necesario hacer más trabajos de exploración en campo, el que suscribe realizó la zonificación geotécnica que se propone en el punto anterior, encontrando con la información existente, que sólo la región nor-oriente del área de reconfiguración, posiblemente 30% del área total, tiene condiciones similares a las de los TR-3 y TR-5, lo que de confirmarse representaría una optimización importante en la definición del área que requiere drenes verticales según lo que se escribe en el siguiente punto.

5.- Hablando de los drenes verticales, los que se instalaron en el TR-2, no produjeron prácticamente ningún beneficio del esperado, ya que el asentamiento total registrado es prácticamente el mismo que se tuvo en el TR-1 donde no se instalaron tales elementos. Conviene señalar que el máximo espesor continuo de suelos finos en que fueron instalados los drenes verticales fue de 6.0m, situación que permite indicar que la zonificación geotécnica propuesta (por planta) podría ayudar a identificar las regiones que no requieren de los drenes verticales porque sus condiciones estratigráficas son semejantes a las del TR-1, TR-2 ó a las TR-4 y en donde la magnitud del asentamiento puede ser del orden de 0.30m.

- Finalmente, la configuración deformada que adopta el terreno de cimentación de los terraplenes 1 y 2 que tienen una relación ancho/largo cercana a uno, es cóncava con la mayor magnitud al centro de la estructura haciendo ver el efecto tridimensional tal como se diseñó. El terreno de cimentación de los TR-3, 4 y 5, que tienen relación ancho/largo del orden de dos, adoptó una configuración en forma de “U” en donde la mayor deformación coincide con el sentido longitudinal del terraplén en donde éste, es más alto, lo que permite concluir en que se logró el efecto bidimensional propuesto originalmente como condición de diseño.
- Siguiendo la secuencia de análisis de los diversos factores que se presentan en este trabajo, el ingeniero de diseño encontrará una herramienta muy práctica para el diseño y la construcción racional de terraplenes de prueba.

10.3. Comentarios.

Finalmente, se enuncian algunos factores que deben ser objeto de investigación y análisis.

- En el diseño de los drenes verticales hay dos factores que no son fáciles de establecer y que influyen radicalmente en el diseño: el radio de remoldeo y la permeabilidad de la zona remoldeada; ambos dependen del procedimiento constructivo de los drenes.

Al que suscribe se le ocurre que la permeabilidad de la zona remodelada podría determinarse ejecutando una prueba de permeabilidad tipo Lefranc, adaptando los drenes prefabricados (band drain en este caso) para ejecutar con ellos tales pruebas. En cuanto a la determinación del radio de remodelo, se han pensado en varias alternativas sin que alguna de ellas convenza como para escribirla aquí.

Convendría trabajar en el desarrollo de un método que permita la instalación de los drenes verticales produciendo el menor radio de remodelo y la menor alteración de la permeabilidad, sin descuidar la eficiencia de construcción, ello ayudaría a instalar más separados los drenes para producir un mismo efecto y consecuentemente optimizar el aspecto económico del proyecto.

- Por lo anotado conviene indicar que la investigación que se realice en cuanto a los drenes verticales debe considerar como fundamental el proceso constructivo.
- En caso de que no se construyan modelos a escala 1:1 para revisar la influencia de los drenes verticales, sería recomendable que para el diseño de los drenes, los parámetros de permeabilidad tanto horizontal como vertical se definan de pruebas realizadas directamente en campo y no de forma directa o indirecta en pruebas de laboratorio. Contar con los valores de permeabilidad anteriores en forma más cercana a la realidad es de fundamental importancia porque son los que mayor influyen en el tiempo de consolidación que se pretende ganar con la instalación de drenes verticales y su variación en los modelos de diseño es muy sensible.
- Conviene trabajar en la propuesta de diseñar y construir un “terraplén flotante” que aproveche las propiedades del lodo en el pantano el cual se comporta prácticamente como un líquido. Ello proporcionaría una innovación tecnológica que disminuiría considerablemente los volúmenes de incrustación del terraplén en el pantano y las deformaciones en el tiempo.
- Para hacer comparaciones objetivas entre el comportamiento mecánico del terreno de cimentación pronosticado con los resultados de pruebas de laboratorio y el observado en el campo con los terraplenes de prueba conviene esperar un periodo mayor de observación en estos últimos

11.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. Héctor Moreno Alfaro (2004). "Reconfiguración de la Refinería General Lázaro Cárdenas, en Minatitlán Ver." *Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*. May-Jun. del 2004, 19-24.
2. Comisión Federal de Electricidad (2002). "Segunda Etapa de Estudios Geotécnicos Para el Proyecto de Reconfiguración y Modernización Refinería General Lázaro Cárdenas". Plano: Ubicación de sondeos y cortes estratigráficos.
3. Comisión Federal de Electricidad (2002). "Segunda Etapa de Estudios Geotécnicos Para el Proyecto de Reconfiguración y Modernización Refinería General Lázaro Cárdenas". Informe del estudio geotécnico. Elaborado para PEMEX.
4. L. Vieitez, E. Soto y A. Mosqueta (1970). "V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos." Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México
5. Walter I. Paniagua. "Deformabilidad de arcillas incluyendo compresión secundaria". Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. 1989.
6. CIMESA (2004). "Refinería Lázaro Cárdenas; Minatitlán. Reporte Geotécnico: Pruebas de campo." Elaborado para PEMEX.
7. Héctor Moreno Alfaro (2005). "La Geotecnia en la Industria Petrolera en los Últimos 20 años." Coloquio Conmemorativo La geotecnia a 20 años del Sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Sep. del 2005, 99-102.
8. Raúl J. Marsal. "Estudio sobre la predicción teórica de asentamientos y de presiones de poro en suelos saturados". Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. México 1961.
9. Rajot, Jean-Pierre. "A theory for the time-dependent yielding and creep of clay". UMI@ Dissertation Services. From ProQuest Company. Michigan USA, 2003. web: www.il.proquest.com.
10. J. Abraham Díaz R. Apuntes de clase "Mecánica de suelos teórica". Septiembre del 2005.
11. Leonardo Zeevaert W. "Compendio elemental de mecánica de suelos" Material no editado (apuntes de clase).
12. Carlos Crespo Villalaz. "Mecánica de suelos y cimentaciones". Cuarta edición. Ed. Limusa. México 2002. pp 305-314.
13. Braja M. Das. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Quinta edición. ED. Thomson .
14. Carl B. Crawford. "State of the art: Evaluation and interpretation of soil consolidation test" American Society for testing and Materials. Philadelphia 1986.
15. Enrique Tamez Gonzáles. "Ingeniería de Cimentaciones" TGC Geotecnia, Mexico 2001.

16. Joseph E. Bowles. "Foundation analysis and desing" Fifth Edition. Mc Graw Hill.
17. Raniah-Chickanagappa. "Hand Book Soil Mechanics and foundations ingeniering".
18. Aris C. Stamatopoulos Panaghiotis C. Kotzias. "Mejoramiento de suelos por precarga". Ed. Limusa. México 1990. pp 65-71
19. Comisión Federal de Electricidad:"Manuales de diseño de obras civiles", México 1993-
20. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Simposio sobre Geosintéticos". México, Julio de 1990.
21. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Manual de Construcción Geotécnica". Tomo 1. pp 353-402. Rafael Morales y Monroy
22. Alpan, I. (1967). The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{0r} . Soil and Foundations 7(1); 31-40.
23. Jacky, J. (1994). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the society Hungarian Architects and Engineers 7 (22); 355-358.
24. Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H. (1982). K_0 -OCR relationship in soil. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 108 (GT6); 851-872.
25. Toyotoshi Y. Norihiko M. Hidetoshi O. "Theory and Practice of Earth Reinforcemnet" Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. A. A. Balkema/ Rotterdam/Brookfiel/1998.
26. Fernando Olivera Bustamante "Estructuración de Vías terrestres" 2da Edición CECESA, 2004.
27. Thomas Telford LTD. "Vertical Drains". London 1982.
28. John Dunncliff. Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley and Sons. New York 1988.
29. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Manual de Cimentaciones Profundas" México 2001.
30. Geotechnical Geophysical, Groundwater and Structural Instrumentation. Slope indicador Brichures. Página Web del distribuidor del equipo de inclinometría: www.slopeindicator.com
31. "Stándar Test Method for Monitoring Ground Movement Using Probe Type Inclinometers" ASTM - 6230-98 American Society of Testing Material.
32. Alfonso R. R., Hermilo del Castillo. "La ingeniería de suelos en las vías terrestres". Vol.1. Ed. Limusa. p.p. 227-229.
33. Robert M. Koerner. "Designing with geosynthetics". Third edition. Ed. Prentice Hall.
34. Robert M. Koerner. "Soft Soil Stabilization using geosynthetics". Ed. Elsevier Applied Science. London and New York.