

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS DEL PROYECTO VIADUCTO CAPILLA UBICADO EN EL KM 15+500 DE
LA AUTOPISTA TOLUCA – NAUCALPAN, EDO. DE MÉXICO.”**

T E S I S

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

JUDITH PEDRAZA GERVACIO

ASESOR:

M.D.U. PEDRO ÁNGEL LÓPEZ MONROY

CO-ASESOR:

PIC. LUIS ALBERTO RAMIREZ RAMIREZ

MORELIA MICH. A FEBRERO DEL 2022

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS

Siempre sentí un gran compromiso desde que me platicaron esta pequeña historia...

“-yo quiero ser albañila como tu abuelito

-no hija, arquitecta

-No, albañila, como tu abuelito”

Y hoy dedico mis 20 años de trabajo y esfuerzo para ti, por haber sido mi inspiración y ayudarme espiritualmente desde donde quiera que estés, sé que nunca me has dejado sola, que, si hay alguien que siempre ha estado, ese has sido tú.

Serafín Pedraza Morales †

A mi mamá: **Lourdes Gervacio Pedraza**(Luluki), gracias por siempre haber creído en mi antes que todos y por siempre apoyarme, todo lo que yo te diga o pueda escribir aquí no será nunca suficiente para darte un poco siquiera de lo que tú me has dado, y decirte que soy por ti. Te amo má.

A mi papá: **José Rosario Pedraza Cayetano**, sé que mis años de escuela no fueron los mejores contigo, pero quiero que sepas que de no haber sido de esa manera tal vez no lo habría logrado, de alguna manera me enseñaste que, aunque todo esté en contra, si yo lo quiero de verdad, puedo hacerlo, como ahora, es algo que no voy a olvidar pronto, pero quiero que sepas que te perdono.

A mis hermanas: **Ana, Atzara y Yolo**, por apoyarme y darme siempre muchos ánimos, por haber hecho el sacrificio siempre conmigo ya que no solo yo me privé de muchas cosas si no también ustedes para que yo pudiera realizar este sueño, sé que soy su hermana mayor y que de cierta manera tengo que ser un ejemplo y espero estar

haciéndolo bien, no perfecto, pero bien y de las tres espero y sé que tienen la capacidad de lograr esto y siempre voy a estar ahí para apoyarlas. Las amo.

Quiero hacer una mención especial a **Pancha** por haber estado conmigo en mi último año que posiblemente fue el más difícil tanto por mis crisis existenciales, laborales y escolares, creo que sin duda nos unió más de lo que esperábamos y gracias también por ser parte de esto ya que me ayudaste a llevar a cabo mis planes de titulación y es mi otro yo oficial.

A mí no hermano ilegítimo, pero si por decisión **Jacobo**, por animarme en mis peores días y ser de gran apoyo para mí siempre y lo sé porque siempre que me pasa algo importante o bueno o malo siempre quiero que sepas o que estés ahí.

A toda mi familia por estar apoyándome siempre y que sería yo sin mi amada familia, en especial a mis tíos, SERA, GIL, CELE, LULÚ, LUCIA Y MI ABUE MUMA.

No había tenido forma de agradecerles lo mucho que me han apoyado y lo mucho que me han dado, soy por y para ustedes familia, los amo y nunca me cansare de agradecer.

Mi asesor de tesis, profesor y amigo. **M.D.U. Pedro Ángel López Monroy**, porque en el encontré siempre un apoyo, como profesor y como amigo, me atrevo a decir que como un padre y me dio varias lecciones de vida desde el día que lo conocí, tenemos ya historia y seguiremos escribiendo historia juntos, me ha enseñado tanto, sé que espera mucho de mí y sé que lo voy a lograr con su apoyo, simplemente muchas gracias.

A mis amigos **Emmanuel, William, Donaldo, Fredy, Misael, Osmar, Jordán y Guzmán** por las tardes de estudio y porque son los que considero más cercanos a mí y sinceramente quiero verlos triunfar a todos, aprendí tanto con ellos y de ellos, gracias amix, siempre amix, never enemix.

Al **Ing. Julio César Viggiano Guerra**, por apoyarme en este trabajo y a lo largo de mi formación durante la facultad, siempre con anécdotas chuscas y llenas de sinceridad,

esas clases sin pelos en la lengua le juro que las recuerdo todas, lo estimo de verdad ingeniero, gracias por el tiempo y la enseñanza.

Al **Ing. José Luis Castillo Soto**, por darme la oportunidad de aprender en su empresa y al elaborar este trabajo, estoy segura que aún tengo mucho que aprender de usted.

Al **Ing. Luis Alberto Ramírez Ramírez**, usted sin duda es una de las personas que más me ha enseñado en este trabajo Don Amix, usted antes que cualquier cosa es el mejor maestro de Mecánica de Suelos, gracias por repetirme las cosas una y otra vez al compartir su conocimiento conmigo, que esto no es ni el 1% de lo que usted sabe, simplemente muchas gracias.

I.- ÍNDICE

II.- RESUMEN	9
III.- ABSTRACT	10
IV.- INTRODUCCIÓN	11
V.-OBJETIVOS.....	13
1.- ANTECEDENTES DE LAS VIAS DE COMUNICACIÓN	14
1.1.-Vías marítimas.....	15
1.2.-VÍAS AÉREAS	15
1.3.-VÍAS TERRESTRES.....	15
1.3.1.-VÍAS FÉRREAS	15
1.3.2.-CAMINOS Y CARRETERAS.....	16
1.4.- PUENTES Y VIADUCTOS.....	16
1.4.1.-PUENTES	16
1.4.2.-VIADUCTOS	17
2.- ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA CIMENTACIÓN DE UN VIADUCTO	18
2.1- ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA REALIZACIÓN DEL PROYECTO DE UN VIADUCTO	20
2.2.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	20
2.2.1.-OBJETIVOS Y ALCANCES	20
2.2.2.-DOCUMENTACIÓN	21
2.3.-ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	23
2.3.1.-OBJETIVOS	23
2.3.2.-DOCUMENTACIÓN REQUERIDA.....	23
2.4.-ESTUDIOS GEOLÓGICOS	24
2.4.1.-OBJETIVOS	24
2.4.2DOCUMENTACIÓN REQUERIDA	24
2.5.-ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	25

2.5.1.-OBJETIVOS	25
2.5.2.-ALCANCES:.....	25
2.5.3.-SONDEOS	26
2.5.4.-ENSAYOS DE CAMPO	26
2.5.5.-DOCUMENTACIÓN REQUERIDA.....	27
3.- ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO	28
3.1.- ALCANCES.	29
3.2.- MARCO GEOLOGICO DEL ESTADO DE MEXICO	29
3.3.-LOCALIZACIÓN Y EXTENSIÓN TERRITORIAL	29
3.4.- GEOLOGÍA REGIONAL.	31
3.5.- GEOLOGÍA LOCAL	32
3.6.- GEOLOGÍA DEL SITIO DE ESTUDIO.....	32
3.7.- TRABAJOS DE CAMPO	33
3.8.- INSPECCIÓN DEL SITIO	36
3.9.- EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	37
4.- DESCRIPCIÓN DE LA NORMATIVA APLICABLE	178
5.- CONCLUSIONES.....	179
Bibliografía.....	184

RELACIÓN DE FIGURAS

Figura 1	Viaducto en Ronda.
Figura 2	Macro localización
Figura 3	Micro localización
Figura 4	Tomada en sitio
Figura 5	Tomada en sitio
Figura 6	Tomada en sitio
Figura 7	Penetrómetro y ejecución esquemática del sondeo de penetración estándar.
Figura 8	Naturaleza de las fallas.
Figura 9	Modos de falla
Figura 10	Consistencia natural y Relación de OCR, con base al número de goles (N)
Figura 11	Diagrama de presiones.
Figura 12	Zona sísmica de cuerdo al manual de C.F.E.

RELACIÓN DE TABLAS

Tabla 1	Ubicación y profundidad máxima de exploración en los Sondeos de penetración estándar.
Tabla 2	Coeficiente de permeabilidad
Tabla 3	Compresibilidad
Tabla 4	Consistencia natural del suelo
Tabla 5	Densidad relativa
Tabla 6	Valores típicos de las principales propiedades Índice y Mecánicas de los suelos
Tabla 7	Valores típicos de las principales propiedades de las rocas, mediante la clasificación Geomecánica RMR.
Tabla 8	Los resultados de las pruebas Triaxiales U.U.
Tabla 9	Los resultados de las pruebas compresión simple.
Tabla 10	Profundidad del nivel de aguas freáticas.
Tabla 11	Tipo de material.
Tabla 12	Consistencia natural y relación de OCR.

II.- RESUMEN

Con relación a la construcción de la Autopista Toluca- Naucalpan, surge como alternativa la construcción de un viaducto, ubicado en el subtramo carretero del kilómetro 15+500, el cual se plantea como solución a la problemática que la topografía del lugar presenta.

Dicho viaducto es denominado “Viaducto la Capilla” y como en toda obra civil es necesario realizar estudios, en este caso de mecánica de suelos, estudios que ayudaron a determinar claramente la naturaleza del suelo para su evaluación y utilización, las propiedades físicas, índice y mecánicas del suelo para que este cumpla con la solicitud y especificaciones planteadas en el proyecto.

Se evaluaron las propiedades índice y mecánicas de 10 sondeos profundos mixtos “in situ”. Dentro de las pruebas para evaluar las propiedades índices se realizaron granulometrías, límites de Atterberg y humedad natural, en cuanto a las propiedades mecánicas se efectuaron las pruebas de compresión simple y compresión triaxial.

De acuerdo a los resultados obtenidos en campo y en laboratorio se determinó que el suelo de desplante presenta gran resistencia al esfuerzo cortante y poca deformabilidad. Teniendo en cuenta lo anterior, se darán recomendaciones generales del tipo de cimentaciones, profundidad de desplante, capacidad de carga y de asentamiento, así como proceso constructivo.

Palabras clave: mecánica de suelos; suelo; índice y mecánicas; sondeos; cimentaciones;

III. - ABSTRACT

With regard to the construction of the Toluca – Naucalpan highway, the construction of a viaduct located in the highway sub-section of kilometer 15+500 emerges as an alternative. Which is prospected as a solution to the problem that the topography of the place presents.

The viaduct is called “Viaduct Capilla” and as in any civil work it is necessary to carry out studies in this case of soil mechanics. Studies that helped to clearly determine the nature of the physical and physical properties of the soil. So that it complies with the requests and specifications raised in the Project.

The index mechanical properties of 10 mixed Deep surveys were evaluated the index properties; granule metric limits of Atterberg, and natural humidity were performed in terms of the mechanical properties performed the compression test always and triaxial compression.

According to the results obtained in the field and in the laboratory, it was determined that the sliding floor has great resistance to shear stress and Little deformability, taking into account this, general recommendations will be given on the type of foundations, depth of displacement, as well as constructive process.

IV.- INTRODUCCIÓN

Ante el enorme crecimiento demográfico que se ha presentado en los últimos años, principalmente en la zona centro del país, donde está ubicada la ciudad de México, que es la capital, en donde todos los días transita un flujo de tráfico demasiado extenso, ya que no solo las personas que ahí habitan transitan día a día, también entra y sale mucho comercio y turismo, y debido a esta gran problemática del tráfico, se ha propuesto un gran número de vías alternas para que entre las existentes y las nuevas se disperse de mejor manera el flujo vehicular y sea más rápido el traslado.

Por esta y otras situaciones estratégicas se tomó la decisión de construir una vía alterna, la cual es la nueva autopista ‘‘Toluca - Naucalpan’’. Con la intención de liberar y ahorrar tiempo a los usuarios.

El proyecto tiene una longitud de 39.3 kilómetros compuesta por dos segmentos, 34.8 kilómetros de carretera de cuota que conecta a Naucalpan con el libramiento de Toluca.

Así comunicando por el lado oeste: Toluca y Michoacán, por el lado norte: Querétaro, Pachuca y Monterrey, que son los estados con mayor comercio e industrialización para fomentar el desarrollo del país.

La construcción de la autopista será dentro de un terreno muy accidentado por lo cual se contará con más de 6 puentes y viaductos importantes. Una de estas obras es el motivo de esta investigación denominada ‘‘Viaducto Capilla’’ que se encuentra en el km 15+500 ya que, debido a su complejidad, desde las condiciones topográficas, hidrológicas, geológicas y geotécnicas, se realizara un viaducto, ya que es la mejor alternativa que satisface en los aspectos, ambientales, sociales y económicos de proyecto.

Una obra civil está compuesta de 5 etapas, planeación, proyecto, construcción, operación y conservación.

Planeación: son los estudios preliminares topográficos, geológicos, hidrológicos y geotécnicos.

Proyecto: con los resultados obtenidos de los estudios preliminares se buscan las soluciones más viables para resolver la problemática presentada en el sitio, basándose en normas y reglamentos vigentes.

Construcción: se lleva a cabo los trabajos para la realización del proyecto en conjunto con el área de supervisión y apoyados por un laboratorio de control de calidad para verificar que estos trabajos cumplan con especificaciones y normatividad que marque el proyecto.

Operación: poner en servicio la obra.

Conservación: verificación del cumplimiento de las especificaciones y control de calidad que indica el proyecto en conjunto con supervisión para mantener las condiciones establecidas de la obra.

Por este motivo y sabiendo que es un arduo trabajo se decidió realizarlo, En este documento nos enfocaremos a la etapa de planeación, se analizarán los estudios topográficos de mecánica de suelos apoyados en la geología, hidrología y topografía del lugar debido a que el buen funcionamiento de toda obra civil depende en gran medida del adecuado comportamiento de la cimentación.

V.-OBJETIVOS

Con propósito de mejorar las condiciones de comunicaciones entre una ciudad y otra, en Toluca y el norte de la ciudad de México, se lleva a cabo el proyecto de una autopista que conectará ambas zonas, en la cual, y debido a la topografía que se tiene, es necesario la construcción de un viaducto denominado “Viaducto Capilla”, que se localiza a la altura del poblado de San Francisco Xochicuautila, Estado de México.

Esta zona demanda de la investigación del subsuelo para establecer las condiciones geotécnicas que caracterizan a cada sitio, con objeto de establecer el tipo y características del sistema de cimentación más apropiado para el desplante de las estructuras. Con este fin se hace necesario realizar un estudio Geotécnico para el proyecto antes mencionado, objetivo principal de este trabajo.

1.- ANTECEDENTES DE LAS VIAS DE COMUNICACIÓN

La comunicación es sin duda es una necesidad primordial desde el principio de los tiempos, la palabra comunicación viene del latín "comunicare" esto es compartir algo y poner algo en común. A través de la comunicación las personas obtienen información respecto a su entorno y pueden seguir compartiéndola, a través de un lenguaje oral o escrito.

Es importante considerar que no solo la comunicación es a través del habla o escritura, en la actualidad la versatilidad de los medios de comunicación permite acortar distancias con la utilización de distintos medios de comunicación, como el internet. En ocasiones es necesario transportar bienes y/o personas por diferentes medios, como lo son vías marítimas, aéreas, subterráneos, y vías terrestres, siendo en el caso particular del país las carreteras el medio de comunicación más utilizado por una serie de ventajas y características propias de nuestra geografía tanto política como económica.

El vehículo es el medio de transporte que se utiliza para el tránsito de las carreteras, para lo cual podemos entender que el transporte se define como el medio de traslado de personas o bienes desde un lugar hasta otro; así como los servicios de recepción, entrega y manipulación de bienes.

En todo el mundo, el transporte es y ha sido un elemento central para el progreso o atraso de las distintas civilizaciones o culturas.

Desde siempre el ser humano ha necesitado trasladarse de un lugar a otro, para comprar o vender productos, para visitar amigos y parientes o simplemente para conocer otros lugares.

"Los medios de comunicación por tierra, agua y aire son conocidos como motores de la vida social, y poderosos instrumentos de la civilización, apareciendo en cada uno de ellos variedades que dependen de la clase de elementos y de su manera de utilizarlos. Así en los transportes por tierra, se tienen las carreteras con sus diferentes categorías y los ferrocarriles con su diversidad de vías; en los transportes por agua, están las

comunicaciones marítimas y las fluviales, y en la transportación aérea el tráfico comercial y de pasajeros se incrementa día a día de manera asombrosa. "

1.1.-VÍAS MARÍTIMAS

En términos generales puede decirse que el mar como medio de comunicación ofrece grandes ventajas, una de ellas es la economía y el tamaño de cosas o cantidad, tanto en peso como en número y siendo México un país favorecido por su extenso litoral, la comunicación a través de los puertos y el mar es crucial para la sociedad.

1.2.-VÍAS AÉREAS

En el ámbito de la aviación, una vía aérea es un trazado que se asigna en el espacio aéreo. Por estas vías se desplazan las aeronaves desde que despegan de cierto punto y hasta que arriban a su destino.

La vía aérea establece el recorrido a seguir y la altura a representar. Cuando todo el viaje se realiza sobre el territorio de una sola nación, la vía aérea es clasificada como nacional. En cambio, si durante el vuelo el avión atraviesa más de un país, la vía aérea se define como internacional. (Merino, 2017).

1.3.-VÍAS TERRESTRES

1.3.1.-VÍAS FÉRREAS

La **vía férrea**, denominada también línea férrea, es "la parte de la infraestructura ferroviaria que une dos puntos determinados del territorio y que está integrada por los siguientes elementos: plataforma de la vía, superestructura, como carriles y contracarriles, travesías y material de sujeción, obras civiles como puentes, viaductos y túneles, e instalaciones de electrificación, de señalización y seguridad y de telecomunicación de la vía, caminos de servicio, y los elementos que permiten el alumbrado.

Para construir una vía férrea, es necesario realizar movimientos de tierra y obras complementarias (puentes, alcantarillas, muros de contención, drenajes, etc.).

(fandom, s.f.)

1.3.2.-CAMINOS Y CARRETERAS

“ Algunos acostumbran a denominar CAMINOS a las vías rurales mientras que el nombre de CARRETERAS se lo aplican a los caminos de características modernas destinadas al movimiento de un gran número de vehículos.

La carretera se puede definir como la adaptación de una franja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente para permitir el rodamiento adecuado de los vehículos para los cuales ha sido acondicionada. “
(VILLALAZ I. C., 2004).

Dentro de las vías terrestres encontramos otras dos construcciones de suma importancia, que son parte fundamental y en ocasiones indispensables. Estas dos construcciones complementan el funcionamiento tanto de vías férreas como de las carreteras, se trata de puentes y viaductos.

1.4.- PUENTES Y VIADUCTOS

La gran irregularidad topográfica de nuestro país, y el rápido desarrollo de los centros Urbanos han determinado que las vías de comunicación requieran con gran frecuencia de la construcción de puentes y viaductos.

1.4.1.-PUENTES

Por lo general, el término puente se utiliza para describir a las estructuras viales, con trazado por encima de la superficie, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, etc.

1.4.2.-VIADUCTOS

Los viaductos son aquellas obras que atraviesan valles o simas del terreno, en cuyas vaguadas no corren ríos de carácter permanente, el término viaducto también esta generalmente reservado para el caso en que esas estructuras viales se construyan por necesidades urbanas o industriales (como los pasos elevados dentro de las ciudades o de los complejos industriales), o para volver eficiente el cruce vehicular con otras vías de comunicación (como los intercambiadores de tránsito en las autopistas).

En el caso de los ferrocarriles, donde los viaductos son indispensables, no solo para atravesar grandes valles cuando estos son normales a la dirección general del trazado, si no cuando en una ladera de la vía cruza barrancada profundas, que los radios mínimos admitidos para las curvas no consienten contornear; es una solución inversa la de los túneles, con los que hay que atravesar los salientes de las laderas porque las curvas mínimas producirán trincheras de excesiva altura.

2.- ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA CIMENTACIÓN DE UN VIADUCTO

La importancia de optimizar un trazo carretero, implica que las rutas de comunicación sean seguras, económicas, eficientes y confortables, por tal razón es practico recurrente que al momento de hacer un análisis de costo beneficio de un proyecto se determina que es necesario crear obras de infraestructura poco convencionales o de uso específico y especial, para lo cual se construye los viaductos los cuales tienen como finalidad sustituir la construcción de terraplenes de gran altura que en ocasiones ponen en riesgo el desarrollo propio de la carretera debido a que por una lluvia atípica o reblandecimiento de los suelos aguas arriba provocan que falle el terraplén, dejando incomunicada la vía de comunicación y en ocasiones los deslizamientos producto de la falla de los terraplenes, puede provocar desastres, no solo naturales sino también de pérdidas humanas y económicas al ser devastadas centros de población cercanas a la ruta.

Los viaductos tienen un principio de garantizar la eficiencia, la seguridad el confort y la sustentabilidad de una vía de comunicación, para poder entender la importancia de los viaductos mencionaremos alguno de los ejemplos más significativos que se han desarrollado a través de la historia.



(1903)(Imagen 1)

En los tiempos memorables tales como en que los romanos tan grandiosos y atrevidos en sus acueductos nunca construyeron un viaducto para sus vías, ellos preferían bajar con ellas hasta los márgenes de los ríos. Para reducir así la altura de los puentes.

Tampoco se conocen viaductos de la edad media, ni tampoco en el renacimiento. Es en España, en el siglo XVII que se construyó el viaducto de Ronda (imagen 1). Denominado por algunos como mazacote y feo ya que algunos expertos afirman que podía haber salvado aquel barranco con algún otro diseño más ligero y reduciendo el costo hasta una tercera parte.

En la segunda mitad del siglo XIX llega la construcción de los ferrocarriles los cual vino a demandar numerosos viaductos y es aquí donde comienza a desarrollarse determinados tipos de viaductos y los determinados estudios para llevar a cabo la construcción de cada uno de ellos.

Tanto y aún más que en los puentes, cuando haya que proyectar viaductos deben tenerse multitud de soluciones.

Al igual que en todas las construcciones, las cimentaciones mandan, por ello nos lleva a los primeros estudios que deben realizarse para llevar a cabo la construcción del viaducto.

Los viaductos se construyen generalmente, en valles sin ríos, habitualmente en terrenos de aluvión o en abruptas barrancadas, en terreno de roca, o por lo menos duro, con sus vaguadas de fuerte pendiente. (opandalucia.es, s.f.)

Cabe mencionar que, para la construcción de puentes y viaductos, es importante tener en cuenta que se requieren estudios para su construcción, siendo la cimentación uno de los elementos más importantes tanto del proyecto como de su construcción, la infraestructura o cimentación y desplante del puente o viaducto, según sea el caso.

Por lo cual los principales estudios para la realización de un viaducto son directamente de donde partirá la cimentación.

Los estudios principales a realizar son:

- Estudios geológicos
- Estudios edafológicos
- Estudios topográficos

- Estudios hidrológicos
- Estudios geotécnicos

2.1- ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA REALIZACIÓN DEL PROYECTO DE UN VIADUCTO

2.2.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.2.1.-OBJETIVOS Y ALCANCES

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y sus dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:200 con curvas de nivel a intervalos de 1m y comprendido por lo menos 100m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del viaducto y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.

Los planos deberán indicar los accesos del viaducto, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.

- En caso de viaductos sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso del agua y los límites aproximados de una zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al viaducto, cuando existen edificaciones u otras obras que interfieren con el viaducto, sus accesos o que requieran ser expropiadas.

2.2.2.-DOCUMENTACIÓN

La topografía de la zona donde se ubicará el viaducto deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.

En la documentación deberá incluir los siguientes aspectos básicos

- ✓ Origen del kilometraje
- ✓ Plano en planta, a escala 1:2000, mostrando el eje del camino, curvas de nivel, dirección del cauce, construcciones cercanas y datos importantes.
- ✓ Angulo que forma el camino con el eje de la corriente.
- ✓ Elevación y descripción del banco de nivel más próximo.
- ✓ Planos de localización correspondientes a un kilómetro a cada lado de la obra.
- ✓ Elevación de la subrasante que resulte más adecuada.

- ✓ Importe de las indemnizaciones que tendrían que hacerse al llevarse a cabo las obras. (VILLALAZ i. C., 2000)

2.3.-ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

2.3.1.-OBJETIVOS

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenida máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del viaducto y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de viaductos y puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área del flujo a ser confinada por el viaducto o puente.
- Nivel máximo de agua en la ubicación del viaducto.
- Nivel mínimo recomendado.
- Profundidades de socavación general, por contracción local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

2.3.2.-DOCUMENTACIÓN REQUERIDA

- ✓ Una sección en el cruce y dos secciones auxiliares aguas arriba y aguas abajo a escala 1:200 considerando. Nivel de aguas mínimas, nivel de aguas máximas

ordinarias, pendiente del fondo del cauce o de la superficie del agua en extensión de 200m a cada lado del eje del viaducto.

- ✓ Coeficiente de rugosidad del cauce.
- ✓ Velocidad superficial indicando el procedimiento usado.
- ✓ Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias. Época del año en que se efectúan y dimensiones aproximadas del material de arrastre.
- ✓ Si el cauce es estable o divagante o si tiene tendencias a divagar.
- ✓ Si la corriente deposita o socava.
- ✓ Si hay que efectuar alguna canalización.
- ✓ Si el remanso afectará propiedades vecinas.
- ✓ Claro mínimo de los tramos y espacio libre vertical para el paso de los cuerpos flotantes.
- ✓ Datos sobre puentes o viaductos construidos agua abajo y aguas arriba próximas al cruce, tales como su longitud, longitud mínima de tramo, altura de la subrasante sobre el fondo, área hidráulica, si es o no suficiente el puente, separación entre pilas y pendiente del cauce en el cruce. (VILLALAZ i. C., 2000)

2.4.-ESTUDIOS GEOLÓGICOS

2.4.1.-OBJETIVOS

Los objetivos de estos estudios son establecer las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se han identificado esto incluye su distribución o sus características geológico-geotécnicas correspondientes.

2.4.2DOCUMENTACIÓN REQUERIDA

El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto.

Los estudios geológicos comprenderán:

- ✓ Definir las características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes de la corriente.
- ✓ Elaborar los cortes geológicos del subsuelo indicando los cambios litológicos y el nivel de las aguas freáticas. Enviar las muestras, tanto inalteradas como alteradas.
- ✓ Definir la carga admisible aproximada que puede soportar cada parte del subsuelo.

2.5.-ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

2.5.1.-OBJETIVOS

Establecer las características geotécnicas, definiendo la estratigrafía (columna litológica), identificación, propiedades físicas y mecánicas de los suelos presentes para elaborar el diseño de cimentaciones estables.

2.5.2.-ALCANCES

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura o importancia del proyecto, en términos de su longitud y de las condiciones de los materiales terrígenos (suelo). Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del viaducto, estribos, pilares y accesos.

Los estudios geotécnicos comprenderán:

- ✓ Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- ✓ Ensayos de laboratorio en muestras de suelos y/o rocas extraídas de la zona.
- ✓ Descripción de las condiciones del suelo, es decir, caracterizar la estratigrafía o las características litológicas de las unidades terrígenas (suelos) y de su base rocosa.

- ✓ Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del viaducto a nivel de ante proyecto.
- ✓ Dependiendo de la envergadura o relevancia del proyecto, y el tipo de suelo, se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionados.
- ✓ Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

2.5.3.-SONDEOS

La cantidad y profundidad de sondeos deberá tomar en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto. Se preverá como mínimo un sondeo de exploración por cada componente, ya se trate de estribos, zapatas, pilares, bloques de anclaje, grupos de pilotes, etc. Así, dependiendo de las características del proyecto y del tipo de terreno, los sondeos podrán reducirse, al menos a uno, complementado eventualmente con estudios geofísicos tipo sísmica de refracción.

2.5.4.-ENSAYOS DE CAMPO

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de cimentación, así como el perfil litológico con sondeos que estarán realizadas en base a la longitud del viaducto, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayos realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos.

2.5.5.-DOCUMENTACIÓN REQUERIDA

Se pueden considerar los siguientes ensayos:

- ✓ Ensayo de penetración estándar (SPT)
- ✓ Ensayo de permeabilidad
- ✓ Ensayo de compresión simple en rocas
- ✓ Contenido de humedad
- ✓ Pesos volumétricos
- ✓ Granulometrías
- ✓ Determinación del límite líquido y límite plástico
- ✓ Ensayo de compresión no confinada
- ✓ Ensayo triaxial simple
- ✓ Ensayo de consolidación
- ✓ Ensayo PROCTOR

Es importante aclarar que los estudios arriba mencionados son necesarios para la elaboración de un proyecto ejecutivo de un viaducto carretero. Así, con el propósito de explicar de manera detallada la importancia técnica de dicha elaboración, en las siguientes páginas se mencionarán los trabajos necesarios para la elaboración del proyecto ejecutivo del viaducto capilla km 15+500 ubicado en la nueva autopista Toluca – Naucalpan, estado de México.

3.- ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO

Las grandes obras civiles de infraestructura, vías terrestres, presas, puertos marítimos, etcétera, son preponderantes dentro de la vida económica de un país. El buen funcionamiento de estas obras depende en gran medida de la forma en que fueron construidas y geotécnicamente adaptadas a las condiciones geológicas del terreno, al grado de que para fines de cálculo se tienda a considerar a las masas de roca o suelo como parte integrante de la estructura por construir. (RUIZ VÁZQUEZ, 2017)

De ahí que los conocimientos teóricos, geotécnicos y geológicos, en la práctica, sean fundamentales para resolver problemas que se presentan en las obras de ingeniería civil.

Puede aseverarse sin temor a equivocación que no existe obra civil, sobre todo si esta es de gran magnitud, que no necesite del conocimiento de la geología y de la geotecnia; es más, se puede decir que estos estudios son el punto de partida para la construcción de cualquier obra.

El objetivo principal del estudio geotécnico, es determinar las propiedades índice y mecánicas de las unidades terrígenas o rocosas del subsuelo, estableciendo las condiciones geotécnicas necesarias para el cálculo de la capacidad de carga del terreno.

Cabe mencionar que las características del subsuelo se precisan en sitios puntuales, por lo que se realizarán perfiles estratigráficos o litológicos con los datos obtenidos en campo y resultados de laboratorio, con el fin de encontrar una estratigrafía general, y de esa manera calcular la capacidad de carga y asentamientos para la condición más desfavorable, en caso que se tengan diferentes zonas y estas se definan claramente, se realizará estos cálculos por cada zona o sondeo realizado.

3.1.- ALCANCES.

El alcance de este trabajo abarca desde la inspección de las características del subsuelo, muestreo y ensayos básicos de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas de los suelos y rocas, descripción del perfil estratigráfico encontrado en 10 sondeos de penetración estándar, con el fin de determinar una tipificación general de los suelos y rocas que se tienen, así como llevar a cabo el análisis de la capacidad de carga admisible de los suelos y rocas, con el propósito del diagnóstico y diseño de las cimentaciones y finalmente, con la información obtenida, emitir algunas recomendaciones generales para el proceso constructivo.

3.2.- MARCO GEOLOGICO DEL ESTADO DE MEXICO

3.3.-LOCALIZACIÓN Y EXTENSIÓN TERRITORIAL

El Estado de México se localiza en la porción central de la República Mexicana, entre los paralelos 18°25' y 20°17' de latitud norte y los meridianos 98°33' y 100°35' de longitud oeste; cubre una superficie de 22,500 km², lo que representa el 1.1 % de la superficie del país. La capital del estado es la ciudad de Toluca de Lerdo, cuya altitud es de 2,660 m.s.n.m. El territorio estatal limita con los estados de Querétaro e Hidalgo al norte, Tlaxcala y Puebla al oriente, Michoacán al

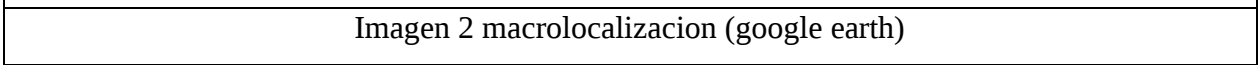


Imagen 3 (micro localizacion, google earth)

3.4.- GEOLOGÍA REGIONAL.

La geología del Estado de México está representada por un basamento de rocas metamórficas del Triásico-Jurásico (Esquisto Taxco y Roca Verde Taxco Viejo), que se encuentran cubiertas en forma discordante por rocas carbonatadas, con intercalaciones de material elástico y volcánico de edad mesozoica. Finalmente, rocas cenozoicas esencialmente volcánicas cubren la parte superior de la columna geológica, culminando con depósitos detríticos y derrames volcánicos del Cuaternario. Las rocas ígneas extrusivas se localizan hacia la parte noroeste de la ciudad de Jilotepec y las intrusivas se localizan en el suroeste de la entidad, están representadas por granito, granodiorita, diorita y monzonita, emplazadas durante el Mesozoico e inicios del Terciario (Eoceno).

El Terciario Medio Básico (Tmv) está identificado por una serie volcánica de rocas principalmente de composición basáltica y andesítica, que se presentan como depósitos piroclásticos, derrames de lava y lahares. En esta serie están agrupadas las formaciones Tepoztlán, Zempoala y Las Cruces, que se encuentran expuestas principalmente al noreste de la ciudad de Toluca, en una franja con dimensiones aproximadas de 30 km de ancho por 100 km de longitud, así como en menor proporción hacia la porción suroeste de la misma ciudad.

La zona mineralizada Ixtlahuaca-Atlacomulco y hasta la Jilotepec se encuentra al NNW de la ciudad de Toluca, tiene como coordenadas geográficas centrales 19°30' Latitud Norte y 99°32' Longitud Oeste. Las rocas de esta zona mineralizada son andesitas del terciario que cubren un 70% del área. Existen hacia el norte depósitos de basaltos y piroclásticos básicos del Cuaternario y en la parte central el área está cubierta por sedimentos lacustres y aluviales cuaternarios.

3.5.- GEOLOGÍA LOCAL

La geología local está representada por el Terciario Medio Básico (Tmv), que está identificado por una serie volcánica de rocas principalmente andesíticas, que se presentan como depósitos piroclásticos, derrames de lava y lahares. En esta serie están agrupadas las formaciones Tepozotlan, Zempoala y las cruces, que se encuentran expuestas principalmente al noreste de la ciudad de Toluca, en una franja con dimensiones aproximadas de 30 km de ancho y por 100 km de longitud, así como en menor proporción hacia la porción sureste de la misma ciudad.

Formación Tepoztlán.- Su litología está conformada por rocas volcanoclásticas que se presentan como lahares, con espesor de 0.50 a 10.0 m. los fragmentos angulosos y ocasionalmente subredondeados incluidos en una matriz de grano fino, fueron depositados en un medio acuoso y son de composición andesítica.

Formación andesita Zempoala.-Consiste en derrames de lava andesítica, dacítica y riódacítica, con textura porfídica y grano relativamente grueso. La coloración de la roca varía de gris a gris pardo y con frecuencia presenta horizontes de brecha volcánica y de lahar.

Formación Las Cruces fue definida como un conjunto de rocas volcánicas que forman las sierras de las Cruces y Monte alto, constituido por depósitos piroclásticos cristalinos y vítreos, tales como cenizas, pómez con o sin fragmentos, y bloques accidentales en la mayoría de los casos de composición heterogénea.

3.5.- GEOLOGÍA DEL SITIO DE ESTUDIO.

La zona del Proyecto se localiza al noreste de la ciudad de Toluca, en las orillas del poblado de Xochicuautila, el sitio se localiza en las coordenadas 19°21'54.03" de latitud norte y 99°26'48.70" de longitud oeste, a una altura de 2847 metros sobre el nivel medio del mar.

El área en estudio se encuentra ubicado en una zona que presenta una topografía, en general, muy accidentada. Está compuesto principalmente por arenas limosas y arcillosas y en algunos sitios se encontró limos inorgánicos de alta compresibilidad color que varía de café oscuro a café claro, de consistencia natural muy firme, correspondiendo con la geología regional. Estos productos litológicos son el resultado de la alteración meteórica físico química de las rocas volcánicas originales.

3.6.- TRABAJOS DE CAMPO

Para determinar las condiciones del subsuelo, los trabajos de campo consistieron en llevar a cabo 10 sondeos, utilizando la técnica de penetración estándar en suelos, en los estratos con fragmentos de roca, se utilizó el barril NQ, para obtener núcleos. Los sondeos se efectuaron a una profundidad que varía de 15.0 hasta 23.0 m. En cada sitio se efectuó un levantamiento de las condiciones del subsuelo y se clasificó de acuerdo a los manuales de mecánica de suelos y rocas.

Los sondeos se repartieron y ubicaron a lo largo del trazo del viaducto, en cada apoyo. La ubicación de cada uno de ellos se puede observar en la imagen 3.

Los muestreos alterados e inalterados se llevaron a cabo conforme las normas establecidas en los manuales de mecánica de suelos y de rocas. De cada muestra alterada recuperada manualmente, se clasificó en campo, posteriormente fueron debidamente protegidas para evitar la pérdida de humedad y se trasladaron al laboratorio para realizar las pruebas necesarias.

Los trabajos comprendieron las actividades diversas que a continuación se describen:

- Recorrido preliminar para conocer el trazo de línea y observación superficial del subsuelo.



Imagen 4 Tomada en sitio

- Una vez definidos los sitios, se efectuaron los sondeos de penetración estándar, cuyas profundidades variaron de 15.0 a 22.0 m. De acuerdo con el criterio solicitados. Los trabajos de ejecución y muestreo fueron ejecutados por la empresa JL Castillo MECANICA DE SUELOS Y CONSTRUCCIONES, S.A DE C.V. En la fotografía se ilustra uno de los sondeos.



Imagen 5 Tomada en sitio

- Durante el proceso de perforación se inspeccionó y llevó registro de los estratos que se observaban, se tomaron muestras alteradas para su estudio en el laboratorio, así como se recuperaron muestras inalteradas donde lo permitían las características del suelo, para la determinación de las propiedades índice y mecánicas del mismo.
- Las muestras fueron debidamente protegidas para evitar la pérdida de humedad y posteriormente se trasladaron al laboratorio.



Imagen 6(tomada en sitio)

3.7.- INSPECCIÓN DEL SITIO

La zona de estudio presenta una topografía muy accidentada, ya que se trata de una cañada, la cual se pretende cruzar, con el proyecto del viaducto.

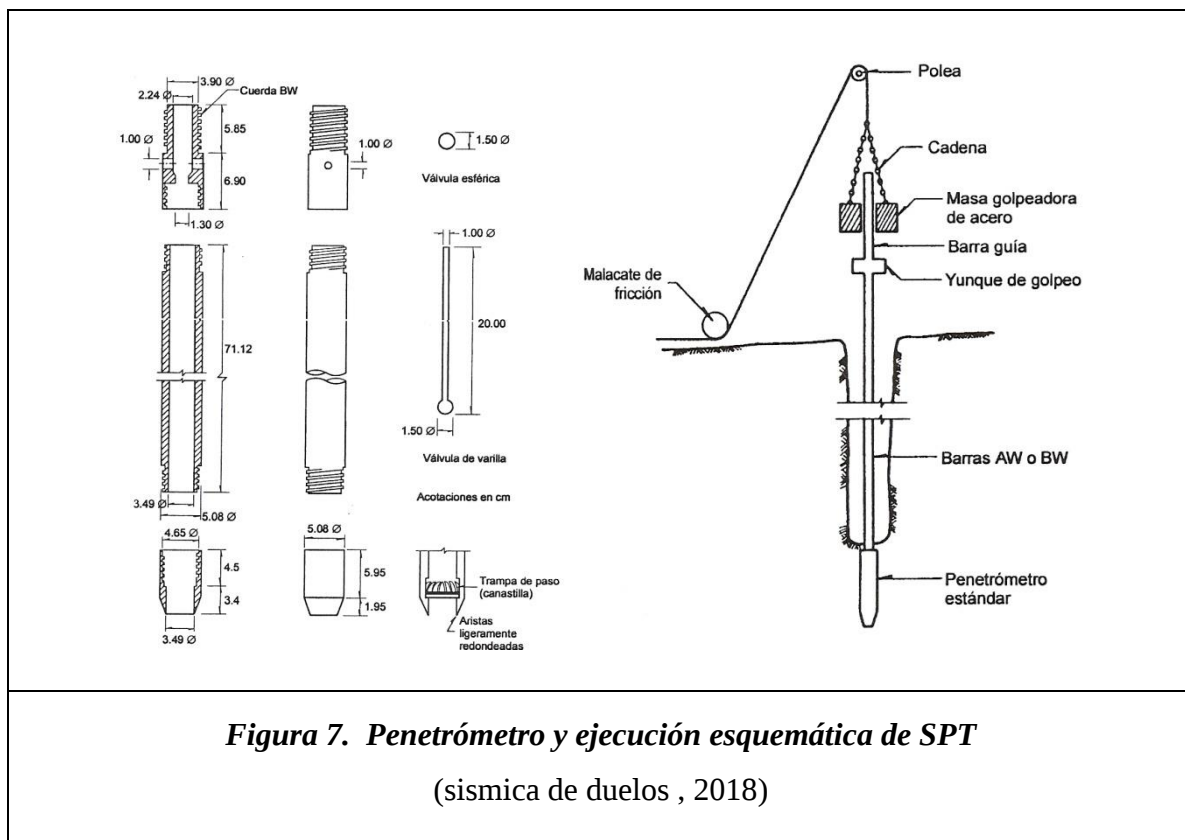
A lo largo del proyecto de los apoyos del viaducto, se tienen dos zonas:

- ZONA I.- compuesto por los sondeos SPT-1 (km 15+280), SPT-2 (km 15+315), SPT-4 (km 15+370), SPT-5 (km 15+420), SPT-6 (km 15+450) Y SPT-7 (km15+490).- En esta zona, se encontraron superficialmente materiales compuestos por arenas limosas y limos de baja compresibilidad, subyaciendo se tiene roca de origen andesítico, hasta la profundidad de explotación.
- ZONA II.- compuesto por los sondeos SPT-3 (km 15+350), SPT-8 (km 15+520), SPT-9 (km 15+550) y SPT-10 (km 15+580). En esta zona, se encontraron materiales compuestos por arenas limosas y limos de baja compresibilidad, hasta la profundidad de exploración.

3.8.- EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Para identificar las características y composición de los materiales del subsuelo de la zona, se programó la ejecución de diez Sondeos de Penetración Estándar (SPT), aplicando principalmente la técnica de Penetración Estándar y el empleo de Barril en los materiales compuestos por roca, fragmentos de roca o boleos empacados en arenas.

- Penetración Estándar (SPT). Esta técnica se ejecutó atendiendo a la Norma ASTM D-1586-67. Consiste en hincar un tubo de dimensiones normalizadas (penetrómetro estándar, Figura 6), de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido en la punta y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación. El hincado se logra mediante la aplicación de golpes con una masa de acero de 64 kg con guía de caída libre de 75 cm sobre las barras de perforación AW o BW. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato). La Figura 7 muestra esquemáticamente este procedimiento.



Se busca hincar el penetrómetro estándar 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm (3 pulgadas) de diámetro mínimo con los impactos de la masa de 64 kg. Durante el ensaye se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los dos últimos tramos de 15 cm.

En ocasiones y dependiendo del tipo de material a perforar, el tubo muestreador o tubo partido extrae poco material, para obtener un poco más, se realiza la penetración del tubo los 60 cm, marcando 15-30-15cm, tomando como N, el número de golpes necesarios para hincar 30 cm, que es equivalente a lo indicado en la norma, N= número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro el tramo de 30 cm.

Después de hincado se saca el penetrómetro a la superficie para recuperar la muestra alterada, que se protege contra pérdida de humedad, se registra la información del hincado y se clasifica a la muestra de suelo recuperado.

Para este proyecto, la aplicación de la técnica SPT no pudo ser ejecutada hasta la máxima profundidad explorada debido a la alta competencia de los materiales encontrados a profundidad. Hasta las profundidades donde se realizó la Penetración Estándar se determinó, cualitativamente, la resistencia del suelo a la penetración (número de golpes).

➤ **Barril (NQ).** Debido a la naturaleza de los materiales que caracterizan al sitio, fue necesario remplazar a cierta profundidad, la herramienta de la Penetración Estándar por el uso del Barril con diámetro NQ o Barril HQ. Esta herramienta permite la extracción de núcleos de roca o boleos, realizando el muestreo en suelos muy resistentes. La corona localizada en el extremo de esta herramienta corta un anillo redondo y deja un núcleo central que entra en el barril. El elemento cortador pueden ser diamantes, fragmentos de acero o insertos de carburo de tungsteno.

En la Tabla 1, se presentan los sitios donde se ubicaron los Sondeos de penetración estándar, con las coordenadas UTM, elevación y profundidad de exploración máxima de cada uno de los sitios explorados.

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR No.	KILOMETRO	NIVEL DEL BROCAL (M.S.N.M.	COORDDENADAS U.T.M.		PROFUNDIDAD MAXIMA DE EXPLORACION (m)
			X (m)	Y(m)	
1	15+280	2,871	453,012	2'141,190	15.40
2	15+315	2,859	453,030	2'141,213	16.00
3	15+350	2,852	453,046	2'141,233	21.07
4	15+370	2,850	453,049	2'141,242	15.00
5	15+420	2,850	453,079	2'141,277	15.60
6	15+450	2,858	453,105	2'141,286	23.00
7	15+490	2,869	453,137	2'141,295	19.80
8	15+520	2,873	453,165	2'141,308	20.47
9	15+550	2,875	453,188	2'141,318	21.09
10	15+580	2,878	453,216	2'141,328	20.07

Tabla 1. Ubicación y profundidad máxima de exploración en los Sondeos de penetración estándar.

3.9.- ENSAYES DE LABORATORIO

Las muestras recuperadas de los trabajos de exploración se enviaron al laboratorio para su análisis. A las muestras estudiadas se les realizaron diversas pruebas para determinar las siguientes propiedades:

- Clasificación con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)
- Contenido de humedad.
- Granulometría.
- Compresión simple.
- Pruebas Triaxiales.

➤ Peso volumétrico.

3.10.- TABLAS DE VALORES TÍPICOS DE LOS SUELOS Y ROCAS.

A continuación, se presentan algunas tablas de valores típicos de las principales propiedades Índice y mecánicas de los suelos y rocas, estas tablas es el resultado de estudios realizados durante muchos años por algunos investigadores, como lo es el Dr. Leonardo Zeevaert.

A continuación, se proporcionan los valores de las principales propiedades mecánicas de los suelos, para posteriormente relacionarlas con los tipos de cimentación recomendada (Criterio de Dr. Zeevaert).

Coeficiente de Permeabilidad k (cm/seg). (Tabla 2)

MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
Arcillas	Limos	Arena fina	Arena Media	Arena Gruesa
$< 10^{-6}$	10^{-6} a 10^{-4}	10^{-4} a 10^{-3}	10^{-3} a 10^{-1}	$> 10^{-1}$

Compresibilidad m_v (cm²/kg). (Tabla 3)

MUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	MUY BAJA
> 0.1	0.1 a 0.02	0.02 a 0.005	0.005 a 0.002	< 0.002

Resistencia

Suelos cohesivos $c = \frac{1}{2} q_u$ (kg/cm²). (Penetrómetro de bolsillo o compresión simple, N= No. De golpes SPT) N (golpes/pies)

Suelos cohesivos $c = \frac{1}{2} q_u$ (kg/cm²). (Penetrómetro de bolsillo o comp. simple, N= No. De golpes SPT). (tabla4)

Consistencia Natural del Suelo						
MUY BLANDA		BLANDA	MEDIA	FIRME	MUY FIRME	DURA
c (kg/cm ²)	< 0.125	0.125 a 0.25	0.25 a 0.50	0.50 a 1.0	1.0 a 2.0	> 2.0
q_u (kg/cm ²)	< 0.25	0.25 a 0.50	0.50 a 1.0	1.0 a 2.0	2.0 a 4.0	> 4.0
Aprox. ϕ	0° a 5°	5° a 10°	10° a 15°		15° a 20°	20° a 30°
N	< 2	2 a 4	4 a 8	8 a 15	15 a 30	> 30
Suelos normalmente consolidados (NC)				Suelos preconsolidados (OCR)		

Suelos Granulares. (Penetrómetro de bolsillo o compresión simple, N = Número de golpes SPT, golpes/pies, Tabla 5)

Compacidad o Densidad Relativa					
MUY SUELTO		SUELTO	SEMI COMPACTO	COMPACTO	MUY COMPACTO
Dr	< 0.2	0.2 a 0.4	0.4 a 0.60	0.6 a 0.8	0.8 a 1.0
ϕ	< 30°	30° a 35°	35° a 40°	40° a 45°	> 45°
N	< 4	4 a 10	10 a 30	30 a 50	> 50
Suelos normalmente consolidados (NC)			Suelos preconsolidados (OCR)		

Rigidez del Suelo (dinámico) o Módulo de Rigidez Dinámico μ ó Γ (kg/cm²).

MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
< 30	30 a 100	100 a 300	300 a 1500	>2000

Tabla 6. Valores típicos de las principales propiedades Índice y Mecánicas de los suelos

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

Parámetros de clasificación

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm ²	< 15°

Constantes elásticas de las rocas

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, E $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Módulo de elasticidad dinámico, E_d $\text{kg/cm}^2 (\times 10^5)$	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquistos	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999), Duncan (1999).

Tabla 7. Valores típicos de las principales propiedades de las rocas, mediante la clasificación Geomecánica RMR.

TRIAxIAL U.U.							
SONDEO	ESTRATO	PROFUNDIDAD		DENSIDAD NATURAL	COHESION	ANGULO DE FRICCION	MODULO DE ELECSTICIDAD
		DE	A				
No.	No.	m	m	t/m ³	t/m ²	(°)	E (kg/cm ³)
1	1	0.00	4.20	1.710	0.12	30	579.20
	2	4.20	9.00	1.782	0.14	34	718.39
2	1	3.00	3.60	1.247	0.22	12	42.83
	1	4.80	5.40	1.200	0.20	13	42.83
3	1	1.20	1.80	1.227	0.24	10	24.47
	2	4.20	4.80	1.289	0.28	12	48.95
4	2	3.60	4.20	1.684	0.11	29.3	525.66
5	2	2.40	3.00	1.654	0.14	33.2	729.10
6	2	4.80	5.40	1.321	0.54	13	67.30
	3	9.60	10.20	1.309	0.62	15.3	76.49
7	1	1.80	2.40	1.641	0.27	13	547.08
	2	5.40	6.00	1.701	0.31	11.3	579.20
8	4	11.40	12.00	1.747	0.12	36	522.03
	4	14.40	15.00	1.759	0.13	35.2	622.03
9	2	2.40	3.00	1.691	0.12	32.0	547.08
	2	7.20	7.80	1.702	0.13	31.4	547.08
10	2	3.60	4.20	1.547	0.11	28.0	504.25
	2	9.00	9.60	1.594	0.10	31.0	504.25

Tabla No. 8. Los resultados de las pruebas Triaxiales U.U.

COMPRESION SIMPLE q _u			
SONDEO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE		MODULO DE ELASTICIDAD
	Kg/cm ²	Mpa	
SPT 1	642.2	62.97	24,699.87
SPT 2	455.3	44.65	17,510.70
SPT 4	745.1	73.07	28,657.62
SPT 5	395.00	38.74	15,193.11
SPT 6	428.9	42.06	16,495.37
SPT 7	550.70	54.00	21,181.07

Tabla No. 9. Los resultados de las pruebas compresión simple

3.11.- CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

A partir de la información recopilada, el conocimiento que de la zona se tiene, en conjunto con los resultados de los trabajos de exploración geotécnica y de exploración geofísica (geoeléctrica), además de los ensayos de laboratorio, se establecieron las condiciones que caracterizan al subsuelo de los sitios estudiados.

3.12.- INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA (LITOLÓGICA).

Con los resultados obtenidos de los sondeos de penetración estándar, calicatas y en base a los resultados de las pruebas de laboratorio, se encontró que las unidades estratigráficas que caracterizan a cada uno de los sitios explorados, y que se presentan en el anexo No.3 son las siguientes:

3.13.-Sondeo de penetración estándar

➤ **SPT-1 (km 15+280).**

- | | |
|----------------|--|
| 0.00 a 4.20 m. | Primer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color negro, su granulometría es de fina a media. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre el 27.27 y 79.49%. El contenido de finos es de 37%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 3 a 30 golpes en la prueba de penetración estándar. |
| 4.20 a 9.00 m | Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM), presenta un color que varía de café claro a oscuro. El contenido de agua varía de 29.39 a 66.40%. El contenido de finos varía de 20 a 44%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a más de 50 golpes en la prueba de penetración estándar. |
| 9.00 a 15.40m | Tercer estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena y grava (A). Presenta un color gris claro. El contenido de agua varía de 10.91 a 12.35%. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por |

extracción de núcleos, con el barril NQ, y se determinó el RQD promedio de todo el estrato de 10.0%.

➤ **SPT-2 (15+315).**

0.00 a 5.40 m. Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro, su granulometría es media. El contenido de agua en esta unidad varía de 34.88 a 100.93 %. Se logró extraer dos muestras inalteradas mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 2 a 17 golpes en la prueba de penetración estándar.

5.40 a 12.60 m Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro, su granulometría es de fina a media. El contenido de agua en esta unidad varía de 27.84 a 33.80 %. El contenido de finos es 31 a 73 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 9 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

12.60 a 16.00m Tercer estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena y grava (A). Presenta un color gris claro. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con el barril NQ, y se determinó el RQD promedio de todo el estrato de 8.0%.

➤ **SPT-3 (15+350).**

0.00 a 4.20 m. Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro, su granulometría es media. El contenido de agua en esta unidad varía de 42.14 a 101.10 %. Se logró extraer una muestra inalterada

mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 3 a 9 golpes en la prueba de penetración estándar.

4.20 a 9.00m Segundo estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad varía de 37.31 a 62.67 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 4 a 19 golpes en la prueba de penetración estándar.

9.00 a 11.40 m Tercer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro con grumos blancos, su granulometría es de fina. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 45.08 % y 46.20 %. El contenido de finos es de 23%. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 17 a 45 golpes en SPT

11.40 a 21.07m. Cuarto estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café rojizo con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad varía de 25.00 a 60.52 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 13 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

➤ **SPT-4 (km 15+370).**

0.00 a 1.80 m. Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.35 a 44.56 %. Hasta la

profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 3 a 6 golpes en la prueba de penetración estándar.

1.80 a 7.20 m Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 41.93 % y 79.86 %. El contenido de finos es de 32%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 6 a 24 golpes en la prueba de penetración estándar.

7.20 a 13.20 m Tercer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro, con gravillas aisladas. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 17.15 % y 59.53 %. El contenido de finos es de 30%. Se encuentra en estado compacto, con número N mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

13.20 a 15.00 m. Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua es de 16.31%. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 8.5 %.

➤ **SPT-5 (km15+420)**

0.00 a 1.80 m. Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.31 a 46.13 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 7 a 34 golpes en la prueba de penetración estándar.

1.80 a 4.80 m Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica

entre de 8.30 % y 29.66 %. El contenido de finos es de 30%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado muy compacto, con número N que varía de 22 a 34 golpes en la prueba de penetración estándar.

4.80 a 6.60 m Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro, su granulometría es media. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.70 a 77.09 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 26 a 29 golpes en la prueba de penetración estándar.

6.60 a 15.00 m. Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua varía de 34.47 a 52.14%. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 9.3 %.

➤ **SPT-6 (km 15+450)**

0.00 a 3.00 m. Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 31.32 a 50.43 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 5 a 34 golpes en la prueba de penetración estándar.

3.00 a 5.40m Segundo estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro, su granulometría es fina. El contenido de agua en esta unidad varía de 38.64 a 46.98 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 13 a 20 golpes en la prueba de penetración estándar.

5.40 a 13.75 m Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 14.91 a 50.58 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a 48 golpes en la prueba de penetración estándar.

13.75 a 23.00 m. Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua varía de 9.65 a 49.79 %. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 12.8 %.

➤ **SPT-7 (km 15+490)**

0.00 a 4.80 m. Primer estrato, compuesto por arena arcillosa (SC). Presenta un color café oscuro, su granulometría es de media. El contenido de agua en esta unidad varía entre 37.20 y 55.25 %. El contenido de finos es 47 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 5 a 12 golpes en la prueba de penetración estándar.

4.80 a 9.60 m Segundo estrato, compuesto por arena arcillosa (SC). Presenta un color café oscuro, su granulometría es de media. El contenido de agua en esta unidad varía entre 34.98 y 78.11 %. El contenido de finos es 46 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 7 a 30 golpes en la prueba de penetración estándar.

9.60 a 17.80 m Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 24.98 a 48.28 %. %. Hasta la

profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 13 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

17.80 a 19.80 m Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua es de 22.95 %. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 0.0 %.

➤ **SPT-8 (km 15+520)**

0.00 a 3.00 m. Primer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 39.27 % y 64.83 %. El contenido de finos es de 30%. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 7 a 36 golpes en la prueba de penetración estándar.

3.00 a 5.40 m. Segundo estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 28.00 a 65.38 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a 24 golpes en la prueba de penetración estándar.

5.40 a 10.20 m. Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 34.07 a 68.14 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a 40 golpes en la prueba de penetración estándar.

10.20 a 16.20 m. Cuarto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café rojizo con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 12.36 % y 85.60 %. El contenido de finos

es de 33%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Denison. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 9 a 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

16.20 a 20.47 m. Quinto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro a café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 22.68 % y 68.55 %. El contenido de finos es de 44 %. Se encuentra en estado muy compacto, con número N que varía de 11 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

➤ **SPT-9 (km 15+550)**

0.00 a 1.20 m. Primer estrato compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 39.04 a 52.87 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 5 a 15 golpes en la prueba de penetración estándar.

1.20 a 9.00 m Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 39.74 % y 75.93 %. El contenido de finos es de 35 %. Se logró extraer dos muestras inalteradas mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 6 a 18 golpes en la prueba de penetración estándar.

9.60 a 15.00m Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.65 a 64.69 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 22 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

15.00 a 21.09 m Cuarto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro con grumos claros. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 15.28 % y 71.65 %. Se encuentra en estado muy compacto, con número N mayor a 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

➤ **SPT-10 (km 15+580)**

0.00 a 2.40 m. Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro a negro. El contenido de agua en esta unidad varía de 36.07 a 111.43 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 2 a 13 golpes en la prueba de penetración estándar.

2.40 a 10.80 m Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro a café claro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 39.31 % y 93.69 %. Se logró extraer dos muestras inalteradas mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 2 a 18 golpes en la prueba de penetración estándar.

10.80 a 15.60 m Tercer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro a café rojizo con grumos negros. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 51.06 % y 66.63 %. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 18 a 42 golpes en la prueba de penetración estándar.

15.60 a 20.07 m Cuarto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 24.42 % y 68.18 %. Se encuentra en

estado compacto, con número N que varía de 11 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.

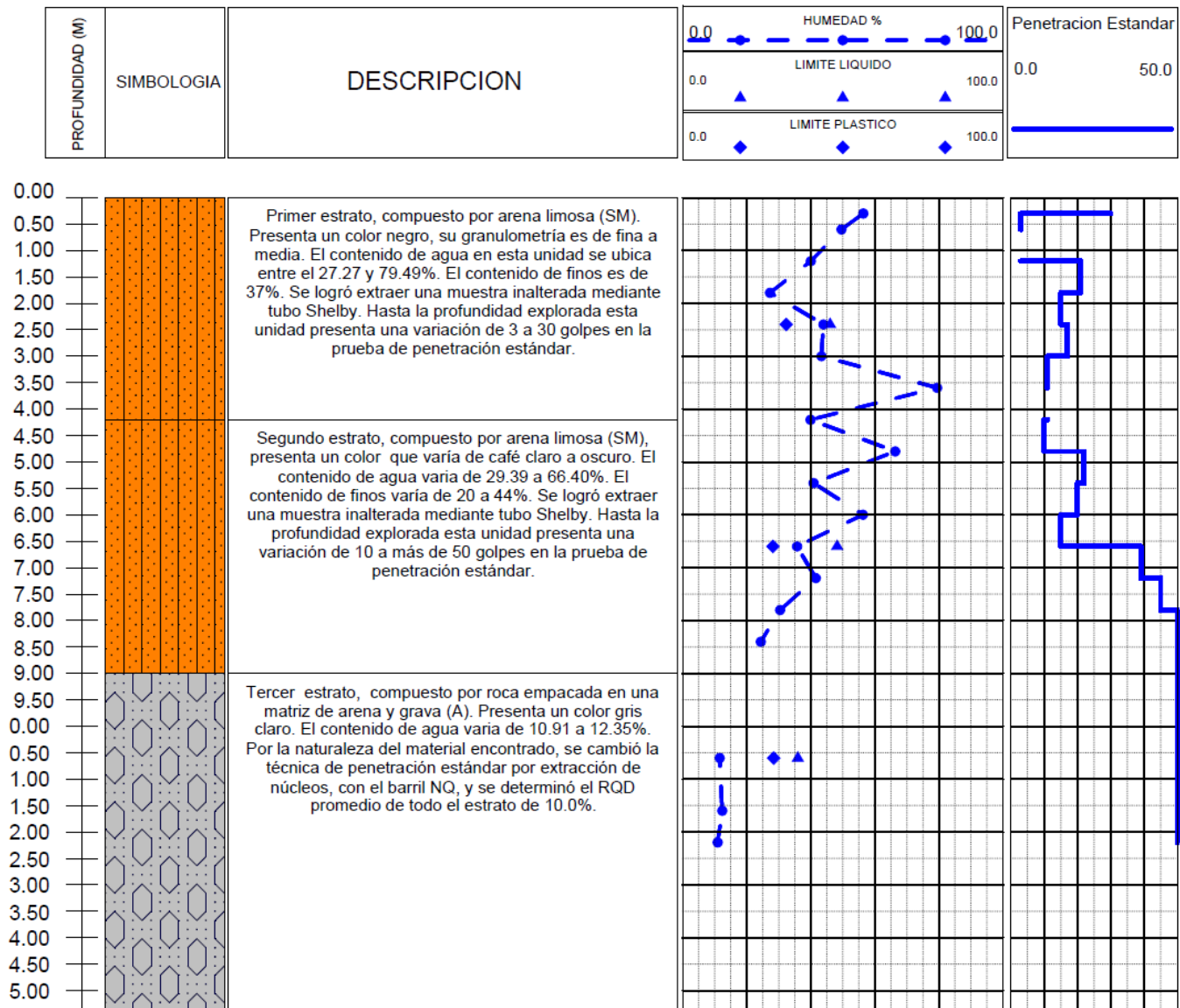
REGISTRO DE CAMPO NO.1

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-1						Fecha de inicio: 26 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 29 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum 'Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
				15cm.	30cm.	15' cm.			
ARCILLA NEGRA	1	000	0.60	15	30	45	18		
	2	0.60	1.20	2	3	2	22		
	3	1.20	1.80	TUBO SHELBY			30		
	4	1.80	2.40	4	21	12	30		
	5	2.40	3.00	5	15	9	31		
	6	3.00	3.60	7	17	8	19		
	7	3.60	4.20	5	11	10	18		
ARCILLA CAFE ROJIZO	8	4.20	4.80	TUBO SHELBY			17		
	9	4.80	5.40	4	10	7	35		
	10	5.40	6.00	9	22	11	27		
ARCILLA CAFE OSCURO	11	6.00	6.60	5	20	10	22		
	12	6.60	7.20	5	15	19	24		
	13	7.20	7.80	12	39	15	37		
	14	7.80	8.40	15	45	14	20		
	15	8.40	8.78	5	50/23	--	15		
	--	8.78	9.00	AVANCE			--		
	--	9.00	9.00	REBOTA HERRAMIENTA			--		
	16	9.00	10.00	B.N.Q.			40		
	17	10.00	10.07	50/7	--	--	5		
	--	10.07	10.60	AVANCE			--		
GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA	--	10.60	10.60	REBOTA HERRAMIENTA					
	18	10.60	11.60	B.N.Q.			38		
	19	11.60	11.66	50/6	--	--	5		
	--	11.66	12.20	AVANCE			--		
	20	12.20	15.40	B.N.Q.			70		

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 1

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L.	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
4.20	Primer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color negro, su granulometría es de fina a media. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre el 27.27 y 79.49%. El contenido de finos es de 37%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 3 a 30 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	1	0.00	0.60	0	0	63	37	56.37	46.00	32.30	13.70	6.02	43.08	30
			2	0.60	1.20					49.58						3
			3	1.20	1.80					39.98						T. SHELBY
			4	1.80	2.40					27.27						21
			5	2.40	3.00					43.95						15
			6	3.00	3.60					43.33						17
			7	3.60	4.20					79.48						11
9.00	Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM), presenta un color que varía de café claro a oscuro. El contenido de agua varía de 29.39 a 66.40%. El contenido de finos varía de 20 a 44%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a más de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	8	4.20	4.80	0	0	56	44	39.93	48.23	28.17	22.06	6.49	35.5	T. SHELBY
			9	4.80	5.40					66.40						10
			10	5.40	6.00					40.87						22
			11	6.00	6.60					56.29						20
			12	6.60	7.20					35.73						15
			13	7.20	7.80					41.61						39
			14	7.80	8.40	0	0	80	20	30.40	35.96	28.44	7.02	3.19	38.06	45
			15	8.40	9.00					24.39						50
15.40	Tercer estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena y grava (A). Presenta un color gris claro. El contenido de agua varía de 10.91 a 12.35%. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con el barril NQ, y se determinó el RQD promedio de todo el estrato de 10.0%.	A	16	9.00	10.00	100	0	0	0	--	--	--	--	--	--	BARRIL
			17	10.00	10.60					--						50
			18	10.60	11.60					11.57						BARRIL
			19	11.60	12.20					12.35						50
			20	12.20	15.40					10.91						BARRIL

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 1

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

INFORME DEL ESTUDIO GEOTECNICO, CAPACIDAD DE CARGA Y RECOMENDACIONES GENERALES.

OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN LOCALIZACIÓN: ESTADO DE MEXICO

REGISTRO DE CAMPO NO.2

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-2						Fecha de inicio: 26 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 29 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. 4.20 m								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo "inalterado" con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
ARCILLA CAFÉ OSCURO	1	0.00	0.60	15cm.	30cm.	15' cm.	19		
	2	0.60	1.20	2	4	3	48		
	3	1.20	1.80	3	4	7	39		
	4	1.80	2.40	6	17	4	28		
	5	2.40	3.00	8	5	4	16		
ARCILLA CAFÉ CLARO	6	3.00	3.60	TUBO SHELBY			23		
	7	3.60	4.20	6	14	7	30		
	8	4.20	4.80	6	10	4	17		
	9	4.80	5.40	TUBO SHELBY			50		
	10	5.40	6.00	4	9	8	39		
ARCILLA CAFÉ POCO ARENOSA	11	6.00	6.60	4	14	5	19		
	12	6.60	7.20	5	23	20	50		
ARCILLA ARENOSA CAFE	13	7.20	7.53	20	50	50/3	24		
		7.53	7.80	AVANCE			--		
	14	7.80	8.06	23	50/11	----	23		
		8.06	8.40	AVANCE			--		
	15	8.40	8.53	50/13	--	--	10		
		8.53	9.00	AVANCE			--		
	16	9.00	9.11	50/11	--	--	8		

REGISTRO DE CAMPO NO.2

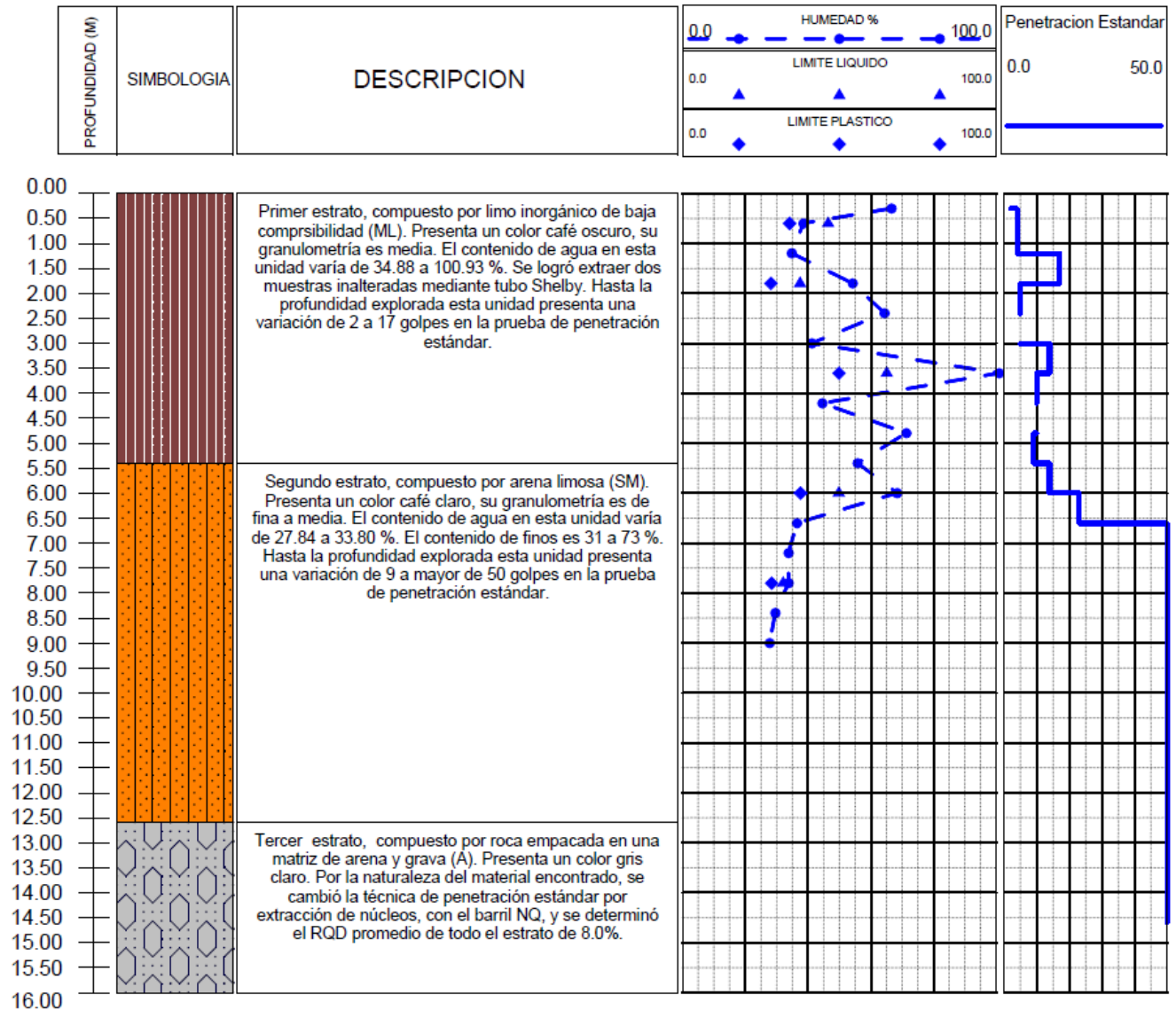
[illegible]

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 2

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L.	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
5.40	Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro, su granulometría es media. El contenido de agua en esta unidad varía de 34.88 a 100.93 %. Se logró extraer dos muestras inalteradas mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 2 a 17 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	1	0.00	0.60	0	0	25	75	66.60	46.44	34.14	12.30	1.19	41.96	2
			2	0.60	1.20					38.55						4
			3	1.20	1.80	0	0	45	55	34.88	37.48	28.19	9.29	4.10	32.58	4
			4	1.80	2.40					54.29						17
			5	2.40	3.00	0	0	33	67	64.40	65.07	49.88	15.22	8.73	55.61	5
			6	3.00	3.60	0	0	42	58	41.28						T. SHELBY
			7	3.60	4.20					100.93						14
			8	4.20	4.80					44.63						10
			9	4.80	5.40					71.33						T. SHELBY
12.60	Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro, su granulometría es de fina a media. El contenido de agua en esta unidad varía de 27.84 a 33.80 %. El contenido de finos es 31 a 73 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 9 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	10	5.40	6.00	0	0	27	73	55.83	49.80	37.64	12.11	5.01	33.18	9
			11	6.00	6.60					68.47						14
			12	6.60	7.20					36.55						23
			13	7.20	7.80	0	0	69	31	33.79	32.05	28.40	3.65	1.41	36.81	50
			14	7.80	8.06					33.80						50
			15	8.40	8.53					29.62						50
			16	9.00	9.60					27.84						50
			17	9.60	10.20					--						50
			18	10.20	10.80					--						50
			19	10.80	10.91					--						50
			20	11.40	12.00					--						50
			21	12.00	12.60					--						50
16.00			22	12.60	14.60	100	0	0	0	--	--	--	--	--	--	BARRIL

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
	Tercer estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena y grava (A). Presenta un color gris claro. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con el barril NQ, y se determinó el RQD promedio de todo el estrato de 8.0%.	A	23	14.60	16.00					--						BARRIL

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 2

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

REGISTRO DE CAMPO NO.3

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-3						Fecha de inicio: 23 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 26 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. 4.20 m								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
ARCILLA CAFÉ OBSCURO	1	0.00	0.60	15cm.	30cm.	15’ cm.	20		
	2	0.60	1.20	2	4	2	40		
ARCILLA NEGRA	3	1.20	1.80	TUBO SHELBY			44		
	4	1.80	2.40	4	9	5	30		
	5	2.40	3.00	3	5	8	32		
	6	3.00	3.60	7	5	4	24		
ARCILLA NEGRA Y CAFÉ OBSCURO	7	3.60	4.20	1	9	1	40		
	8	4.20	4.80	TUBO SHELBY			56		
	9	4.80	5.40	1	4	4	40		
	10	5.40	6.00	3	7	15	55		
	11	6.00	6.60	7	10	6	42		
	12	6.60	7.20	7	13	2	38		
	13	7.20	7.80	2	7	8	38		
ARCILLA CAFÉ CON GRUMOS BLANCOS	14	7.80	8.40	4	11	13	39		
	15	8.40	9.00	7	19	12	60		
	16	9.00	9.60	6	17	10	40		
	17	9.60	10.20	13	30	17	60		
	18	10.20	10.80	12	24	13	57		
	19	10.80	11.40	14	45	27	50		
	20	11.40	12.00	4	13	8	59		
	21	12.00	12.60	8	22	14	56		

REGISTRO DE CAMPO NO.3

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-3						Fecha de inicio: 23 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 26 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. 4.20 m								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
				15cm.	30cm.	15' cm.			
	22	12.60	13.20	5	21	13	25		
	23	13.20	13.80	9	19	11	60		
	24	13.80	14.60	8	20	12	60		
ARCILLA CAFÉ CLARO CON GRUMOS	25	14.60	15.00	9	16	9	57		
	26	15.00	15.60	8	16	10	60		
	27	15.60	16.20	11	22	13	60		
	28	16.20	16.80	9	18	22	60		
	29	16.80	17.40	17	34	23	60		
	30	17.40	18.00	17	40	--	22		
	31	18.00	18.27	45	50/12	--	15		
--	18.27	18.60	AVANCE			--			
ARCILLA ROJIZA CON GRUMOS BLANCOS	32	18.60	18.96	33	50/21	--	25		
	--	18.96	19.20	AVANCE			--		
	33	19.20	19.34	50/14	--	--	14		
	--	19.34	19.80	AVANCE					
	34	19.80	19.97	50/12	--	--	12		
	--	19.97	20.40	AVANCE					
	35	20.40	20.50	50/10	--	--	10		
	--	20.50	21.00	AVANCE			--		
	36	21.00	21.07	50/7	--	--	6		

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 3

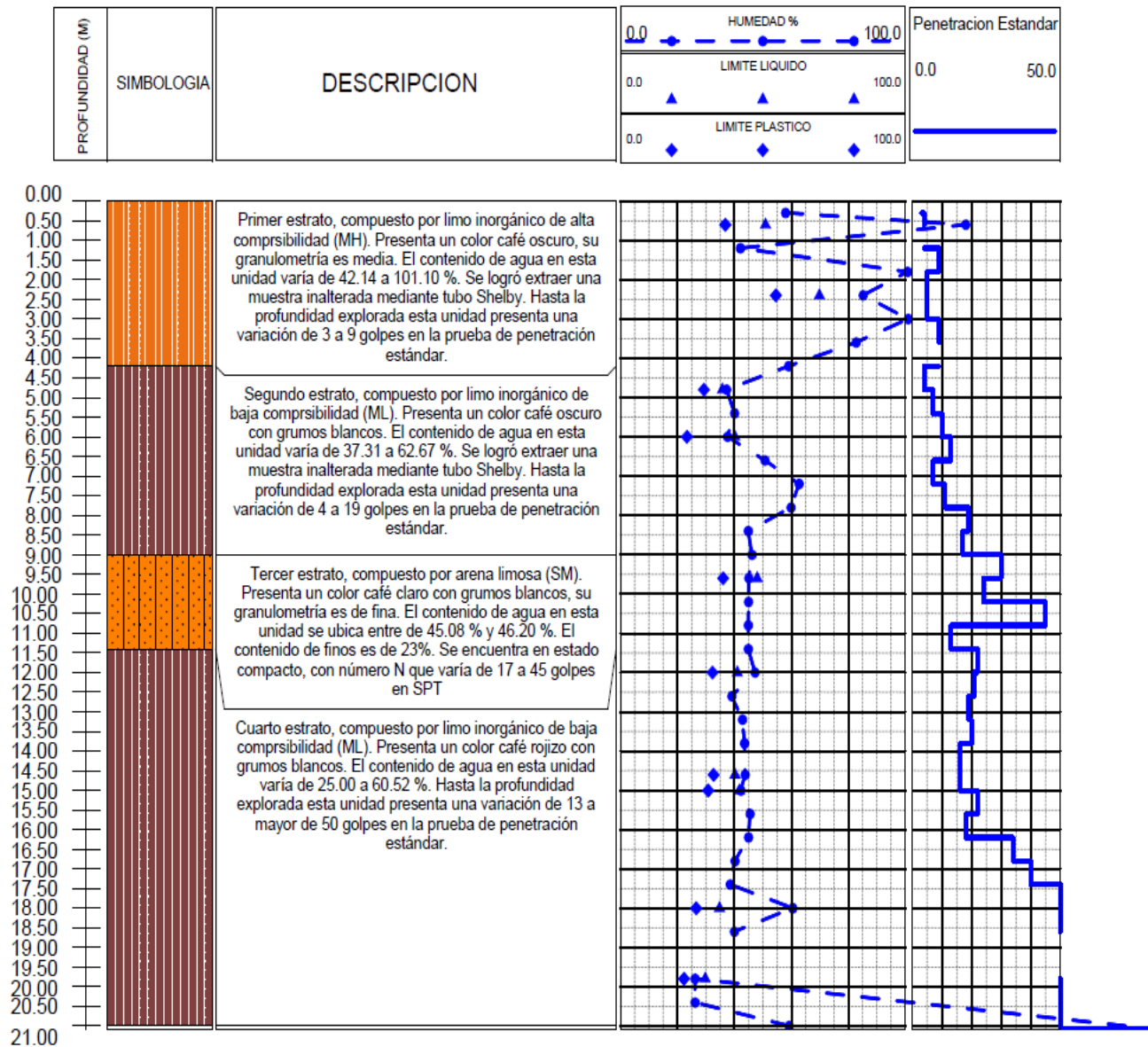
Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L.	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
4.20	Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro, su granulometría es media. El contenido de agua en esta unidad varía de 42.14 a 101.10 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 3 a 9 golpes en la prueba de penetración estándar.	MH	1	0.00	0.60	0	0	44	66	57.96	50.92	36.87	14.05	7.09	36.03	3
			2	0.60	1.20					121.24						4
			3	1.20	1.80					42.14						TUBO SHELBY
			4	1.80	2.40	0	0	8	92	100.81	69.85	54.58	15.27	17.26	41.19	9
			5	2.40	3.00					85.19						5
			6	3.00	3.60					101.10						5
			7	3.60	4.20					82.79						9
9.00	Segundo estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad varía de 37.31 a 62.67 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 4 a 19 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	8	4.20	4.80	0	0	45	55	59.10	35.81	29.29	6.52	5.72	34.79	TUBO SHELBY
			9	4.80	5.40					37.31						4
			10	5.40	6.00					40.07						7
			11	6.00	6.60	0	0	21	79	37.62	40.19	23.37	7.82	0.30	34.71	10
			12	6.60	7.20					50.75						13
			13	7.20	7.80					62.77						7
			14	7.80	8.40					59.86						11
			15	8.40	9.00					44.92						19
11.40	Tercer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro con grumos blancos, su granulometría es de fina. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 45.08 % y 46.20 %. El contenido de finos es de 23%. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 17 a 45 golpes en SPT	SM	16	9.00	9.60	0	0	77	23	46.20	48.01	36.02	11.94	0.81	43.81	17
			17	9.60	10.20					45.08						30
			18	10.20	10.80					44.97						24
			19	10.80	11.40					44.94						45

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
21.07	Cuarto estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café rojizo con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad varía de 25.00 a 60.52 %.. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 13 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	20	11.40	12.00	0	0	20	80	44.91	41.05	32.30	8.75	5.72	30.14	13
			21	12.00	12.60					47.28						22
			22	12.60	13.20					39.15						21
			23	13.20	13.80					42.84						19
			24	13.80	14.60	0	0	8	92	43.53	40.26	32.70	7.56	5.53	29.83	20
			25	14.60	15.00	0	0	22	78	43.81	41.85	30.83	11.02	4.86	36.68	16
			26	15.00	15.60					42.33						16
			27	15.60	16.20					45.58						22
			28	16.20	16.80					45.02						18
			29	16.80	17.40					40.20						34
			30	17.40	18.00	0	0	22	78	38.55	34.79	26.60	8.19	4.86	32.12	40
			31	18.00	18.60					60.52						50
			32	18.60	19.20					40.00						50
			33	19.20	19.80	0	0	24	76	25.00	29.75	22.32	7.43	3.48	27.75	50
			34	19.80	20.40					26.25						50
			35	20.40	21.00					26.23						50
			36	21.00	21.07					59.26						50

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 3

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

REGISTRO DE CAMPO NO.4

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-4						Fecha de inicio: 26 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 29 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas
LIMO CAFÉ OSCURO	1	000	0.60	15cm.	30cm.	15' cm.	17		DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas
	2	0.60	1.20	1	4	3	42		
	3	1.20	1.80	2	6	3	24		
LIMO CAFÉ OBSCURO CON POCO DE ARENA	4	1.80	2.40	1	6	3	32		
ARCILLA CAFÉ OBSCURO	5	2.40	3.00	4	9	6	42		
	6	3.00	3.60	6	11	5	49		
	7	3.60	4.20	TUBO SHELBY			48		
	8	4.20	4.80	3	8	4	45		
	9	4.80	5.40	4	10	3	41		
ARCILLA CAFÉ OBSCURO POCO ARENOSA	10	5.40	6.00	3	6	3	33		
ARCILLA CAFÉ OBSCURO POCO ARENOSA CON GRAVILLAS EN ZAPATA	11	6.00	6.60	7	24	10	35		
	12	6.60	7.20	13	14	18	51		
	13	7.20	7.80	10	20	10	50		
LIMO CON GRAVA	14	7.80	8.40	12	34	28	24		
	15	8.40	9.00	25	44	12	26		
	16	9.00	9.33	10	50/18	--	24		
	--	9.33	9.60	AVANCE			--		
	17	9.60	9.90	48	50/15	--	21		
	--	9.90	10.20	AVANCE			--		
	18	10.20	10.34	50/14	--	--	12		
	--	10.34	10.80	AVANCE			--		
	19	10.80	10.88	50/8	--	--	7		
	--	10.88	11.40	AVANCE			--		
	20	11.40	11.50	50/10	--	--	7		

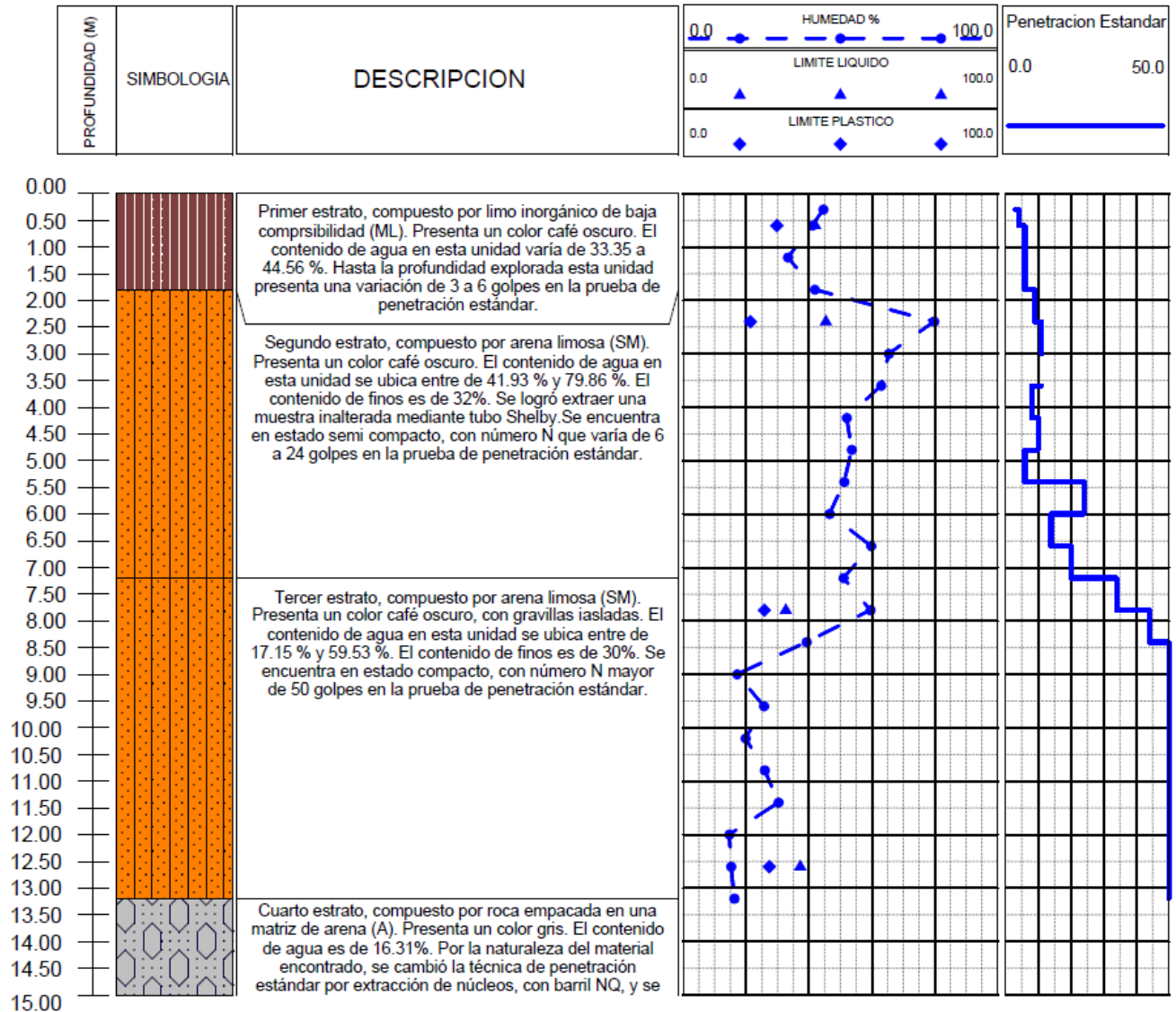
[illegible]

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 4

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.				
						%FR	% G	% S	% F										
1.80	Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.35 a 44.56 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 3 a 6 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	1	000	0.60	0	0	39	61	44.56	41.95	29.80	12.15	4.77	40.68				
			2	0.60	1.20	0	0	43	57	41.13									
			3	1.20	1.80					33.35									
7.20	Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 41.93 % y 79.86 %. El contenido de finos es de 32%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 6 a 24 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	4	1.80	2.40	0	0	86	14	41.93	45.39	21.42	23.97	6.88	32.60				
			5	2.40	3.00	0	0	68	32	79.86									
			6	3.00	3.60					65.44									
			7	3.60	4.20					62.96									
			8	4.20	4.80					52.07									
			9	4.80	5.40					53.62									
			10	5.40	6.00					51.25									
			11	6.00	6.60					46.61									
			12	6.60	7.20					59.77									
			13	7.20	7.80					0						13	57	30	51.04
			14	7.80	8.40														59.53
			15	8.40	9.00														39.26
16	9.00	9.60	17.15																
17	9.60	10.20	25.74																
18	10.20	10.80	19.87																
19	10.80	11.40	25.95																
20	11.40	12.00	30.34																
13.20	Tercer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro, con gravillas aisladas. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 17.15 % y 59.53 %. El contenido de finos es de 30%. Se encuentra en estado compacto, con número N mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	21	12.00	12.60	0	28	54	18	14.70	37.21	27.41	9.8	2.16	25.47				
			22	12.60	13.20					15.32									

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
15.00	Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua es de 16.31%. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 8.5 %.	A	23	13.20	15.00	100	0	0	0	16.31	--	--	--	--	--	BARRIL

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 4

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

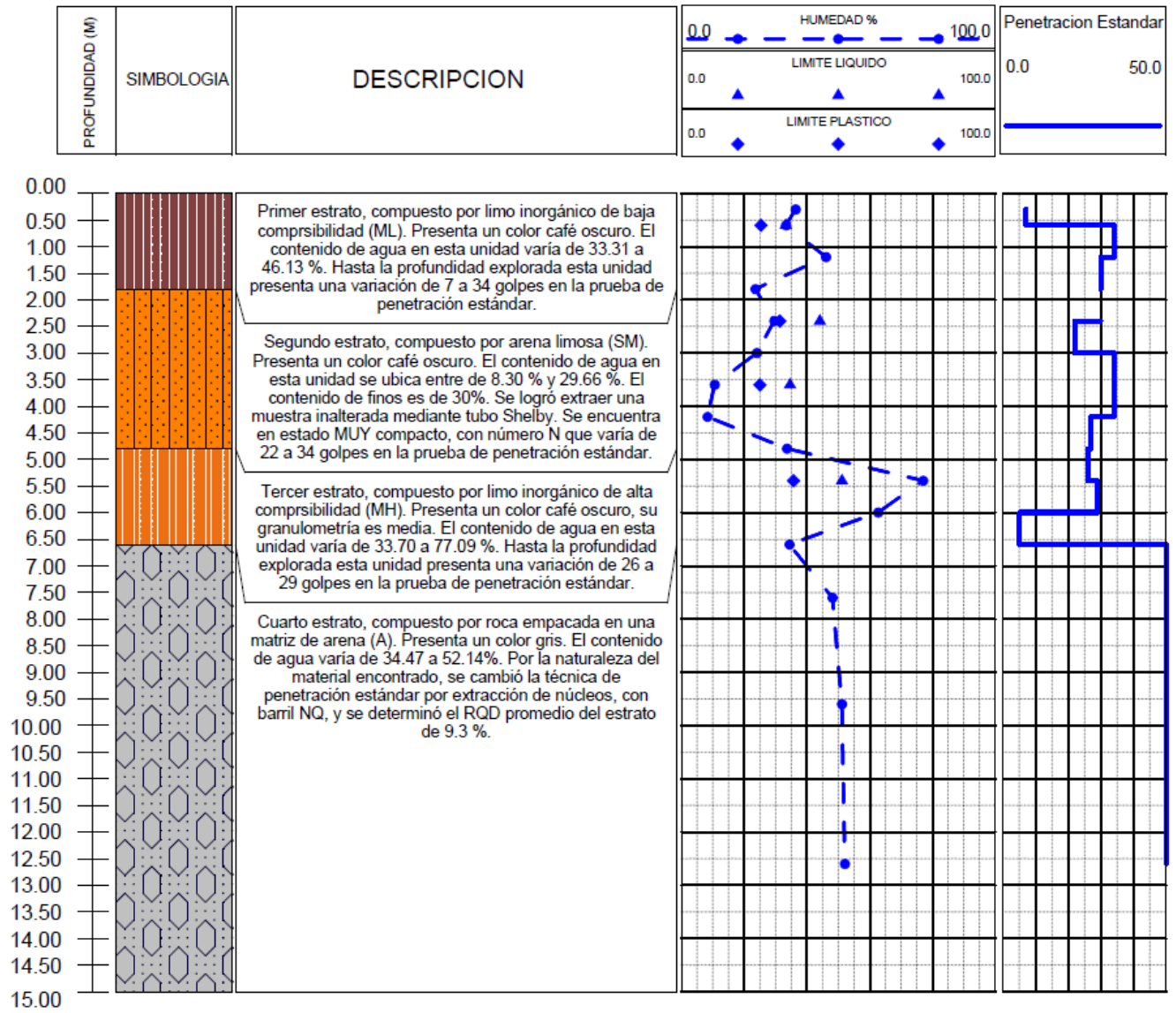
REGISTRO DE CAMPO NO.5

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-5						Fecha de inicio: 18 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 21 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. 4.20 m								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$.
ARCILLA CAFÉ OBSCURO	1	000	0.60	15cm.	30cm.	15' cm.	37		
	2	0.60	1.20	3	7	6	33		
	3	1.20	1.80	4	34	14	30		
	4	1.80	2.40	5	30	15	23		
	5	2.40	3.00	TUBO SHELBY			17		
	6	3.00	3.60	7	22	15	41		
	7	3.60	4.20	19	34	15	25		
	8	4.20	4.80	22	34	15	33		
	9	4.80	5.40	10	27	15	18		
	10	5.40	6.00	12	26	8	26		
ARCILLA CAFÉ ROJIZA	11	6.00	6.60	18	29	21	40		
	--	6.60	6.60	REBOTA MARTINETE			--		
ROCA ROJIZA	12	6.60	7.60	B.N.Q.			60		
	13	7.60	9.60	B.N.Q.			110		
	14	9.60	12.60	B.N.Q.			180		
	15	12.60	15.60	B.N.Q.			210		

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 5

Profundidad en m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
1.80	Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.31 a 46.13 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 7 a 34 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	1	000	0.60	0	0	46	54	36.40	33.30	25.32	7.98	5.3	24.15	7
			2	0.60	1.20					33.31						7
			3	1.20	1.80					46.13						34
4.80	Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 8.30 % y 29.66 %. El contenido de finos es de 30%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado MUY compacto, con número N que varía de 22 a 34 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	4	1.80	2.40	0	24	43	33	23.61	44.11	31.38	12.73	6.72	37.10	30
			5	2.40	3.00					29.66						TUBO SHELBY
			6	3.00	3.60					24.05						22
			7	3.60	4.20	0	0	70	30	10.60	34.60	25.05	10.55	3.67	32.90	34
			8	4.20	4.80					8.30						34
	Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro, su granulometría es media. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.70 a 77.09 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 26 a 29 golpes en la prueba de penetración estándar.	MH	9	4.80	5.40	0	0	48	52	33.70	51.17	35.73	15.44	8.73	30.80	27
			10	5.40	6.00					77.09						26
			11	6.00	6.60	0	0	42	58	62.77						29
15.60	Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua varía de 34.47 a 52.14%. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 9.3 %.	A	12	6.60	7.60	100	0	0	0	34.47						BARRIL
			13	7.60	9.60					48.13						BARRIL
			14	9.60	12.60					51.18						BARRIL
			15	12.60	15.60					52.14						BARRIL

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 5

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

REGISTRO DE CAMPO NO.6

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN		Sondeo No.: SPT-6					Fecha de inicio: 18 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.		Localización: Ver anexo No. 1					Fecha de Terminación: 20 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.		Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.					Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.		Barra Perf.: N.W					VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm		N.A.F.: -. 4.20 m							
DESCRIPCIÓN DE CAMPO		Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en		Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
					15cm.	30cm.	15' cm.		
ARCILLA	1	000	0.60	2	5	4	20		
	2	0.60	1.20	4	13	7	22		
	3	1.20	1.80	7	13	7	18		
	4	1.80	2.40	7	23	13	24		
	5	2.40	3.00	8	20	10	17		
LIMO ARCILLOSO	6	3.00	3.60	3	13	8	29		
	7	3.60	4.20	4	20	13	24		
	8	4.20	4.80	6	15	4	34		
	9	4.80	5.40	TUBO SHELBY			33		
	10	5.40	6.00	17	26	18	33		
LIMO ARCILLOSO	11	6.00	6.60	10	30	46	43		
	12	6.60	7.20	25	48	27	13		
	13	7.20	7.80	14	22	13	17		
	14	7.80	8.40	11	26	14	27		
	15	8.40	9.00	8	15	8	24		
	16	9.00	9.60	7	14	8	49		
ARCILLA CAFE	17	9.60	10.20	TUBO SHELBY			36		
	18	10.20	10.80	6	11	6	52		
	19	10.80	11.40	5	10	5	22		
	20	11.40	12.00	4	11	6	46		
	21	12.00	12.60	4	10	5	31		

REGISTRO DE CAMPO NO.6

Obra: EDIFICIO DE LABORATORIO DE ANALISIS DE INFORMACIONES ENGEOGRAFIA AMBIENTAL	Sondeo No.: SPT-6						Fecha de inicio: 18 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 20 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. 4.20 m								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo "inalterado" con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H = Altura de caída del pisón. N.A.F. = Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
				15cm.	30cm.	15' cm.			
	22	12.60	13.20	2	13	2	26		
	23	13.20	13.75	3	14	50/10	35		
BASALTO	24	13.75	15.60	B.N.Q.			28		
	25	15.60	17.10	B.N.Q.			23		
	26	17.10	18.10	1	1	1	S/R		
	27	18.10	19.40	B.N.Q.			36		
ARCILLA CAFE	28	19.40	20.00	13	46	36	55		
	29	20.00	20.10	50/10			S/R		
ARENAS FINAS	30	20.10	22.00	B.N.Q.			75		
	31	22.00	23.00	B.N.Q.			90		

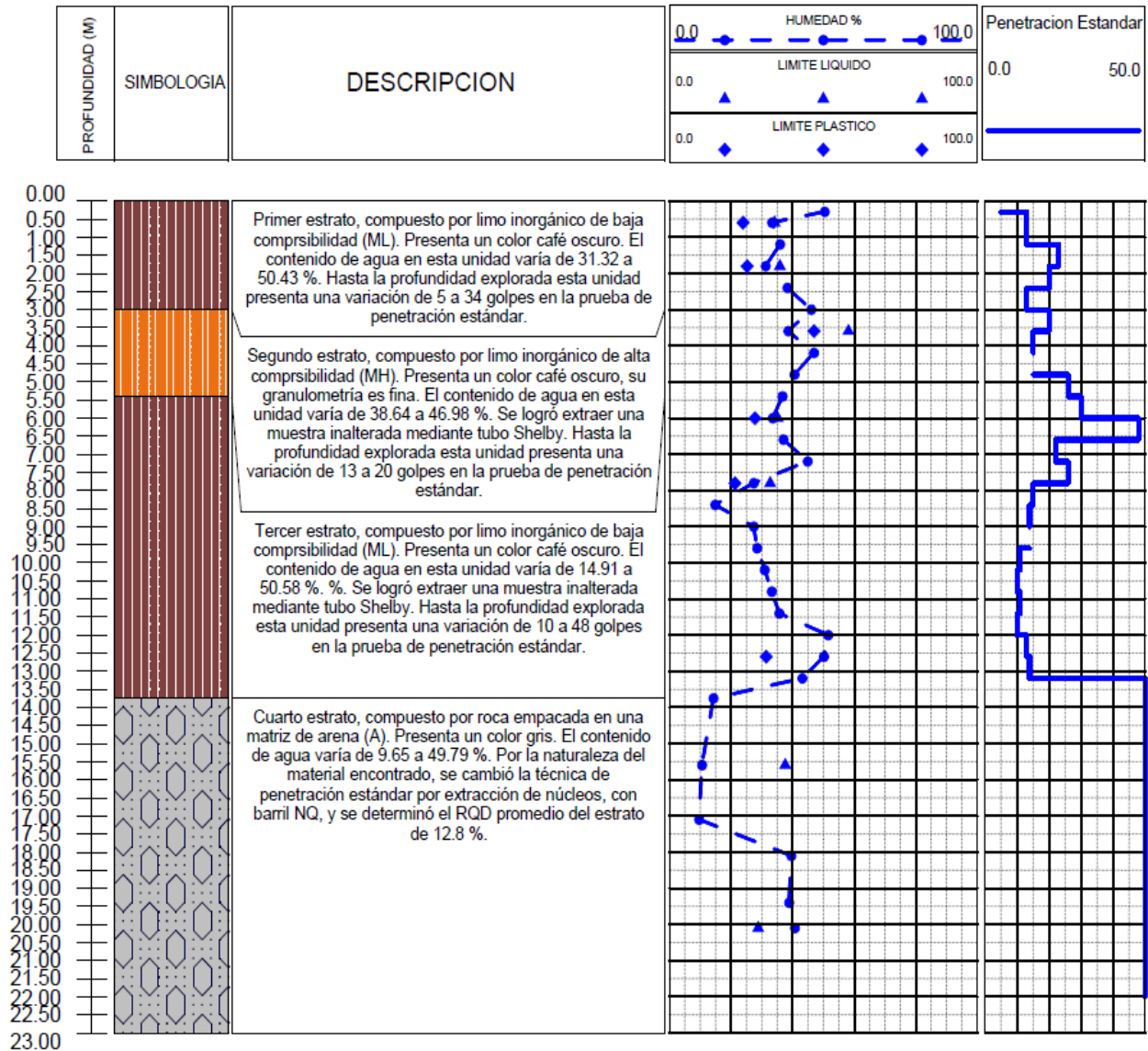
TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 6

Profundidad en m.	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
3.00	Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 31.32 a 50.43 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 5 a 34 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	1	000	0.60	0	0	29	71	50.43	34.17	23.91	10.26	4.61	26.73	5
			2	0.60	1.20					33.34						13
			3	1.20	1.80					35.96						13
			4	1.80	2.40					31.32						23
			5	2.40	3.00					38.35						20
5.40	Segundo estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro, su granulometría es fina. El contenido de agua en esta unidad varía de 38.64 a 46.98 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 13 a 20 golpes en la prueba de penetración estándar.	MH	6	3.00	3.60	0	0	30	70	46.10	58.13	47.00	11.13	5.38	30.51	13
			7	3.60	4.20					38.64						20
			8	4.20	4.80					46.98						15
			9	4.80	5.40					40.63						TUBO SHELBY
13.75	Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 14.91 a 50.58 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a 48 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	10	5.40	6.00	0	0	31	69	36.77	35.17	27.84	7.33	3.57	30.59	26
			11	6.00	6.60					33.55						30
			12	6.60	7.20					37.05						48
			13	7.20	7.80					44.91						22
			14	7.80	8.40					27.40						26
			15	8.40	9.00					14.91						15
			16	9.00	9.60					27.43						14
			17	9.60	10.20					28.48						TUBO SHELBY
			18	10.20	10.80					30.96						11

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Profundidad en m.	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L.	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
			19	10.80	11.40					33.25						10
			20	11.40	12.00					35.69						11
			21	12.00	12.60					51.58						10
			22	12.60	13.20					50.18						13
			23	13.20	13.75					43.16						14
23.00	Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua varía de 9.65 a 49.79 %. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 12.8 %.	A	24	13.75	15.60	0	0	48	52	14.36	37.63	31.48	5.65	3.0	34.53	BARRIL
			25	15.60	17.10					10.61						BARRIL
			26	17.10	18.10					9.65						BARRIL
			27	18.10	19.40	0	0	44	66	39.64						BARRIL
			28	19.40	20.00					38.91						50
			29	20.00	20.10	0	0	68	32	--	28.87	INAP.	INAP.	0.0	INAP.	50
			30	20.10	22.00					40.79						BARRIL
			31	22.00	23.00					--						BARRIL

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 6

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

REGISTRO DE CAMPO NO.7

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN		Sondeo No.: SPT-7					Fecha de inicio: 26 / septiembre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.		Localización: Ver anexo No. 1					Fecha de Terminación: 29 / septiembre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.		Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.					Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.		Barra Perf.: N.W					VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm		N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO							
DESCRIPCIÓN DE CAMPO		Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en		Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
					15cm.	30cm.	15' cm.		
ARCILLA CAFÉ OBSCURO	1	000	0.60	3	5	4	19		
	2	0.60	1.20	5	13	5	27		
	3	1.20	1.80	4	9	6	13		
	4	1.80	2.40	TUBO SHELBY			25		
	5	2.40	3.00	3	9	6	45		
LIMO POCO ARCILLOSO CON GRUMOS	6	3.00	3.60	3	12	7	23		
	7	3.60	4.20	3	17	10	28		
LIMO POCO ARCILLOSO	8	4.20	4.80	7	25	6	29		
	9	4.80	5.40	8	8	3	36		
	10	5.40	6.00	TUBO SHELBY			30		
ARCILLA ROJIZA	11	6.00	6.60	3	7	4	48		
	12	6.60	7.20	5	15	10	36		
	13	7.20	7.80	7	16	8	31		
	14	7.80	8.40	9	18	9	39		
	15	8.40	9.00	8	30	22	36		
	16	9.00	9.60	8	21	20	47		
ARCILLA ROJIZA CON GRAVILLAS EN ZAPATA	17	9.60	10.20	32	41	20	12		
LIMO POCO ARCILLOSO	18	10.20	10.80	20	39	10	28		
LIMO CON GRAVILLAS	19	10.80	11.40	10	41	14	18		
ARCILLA ROJIZA	20	11.40	12.00	9	13	19	30		
	21	12.00	12.60	9	22	13	47		
ARCILLA CON GRUMOS	22	12.60	13.20	8	25	15	43		
	23	13.20	13.56	19	50/21	--	30		
	--	13.56	13.80	AVANCE			--		
ARCILLA ARENOSA	24	13.80	14.17	20	50/22	--	130		

REGISTRO DE CAMPO NO.7

[illegible]

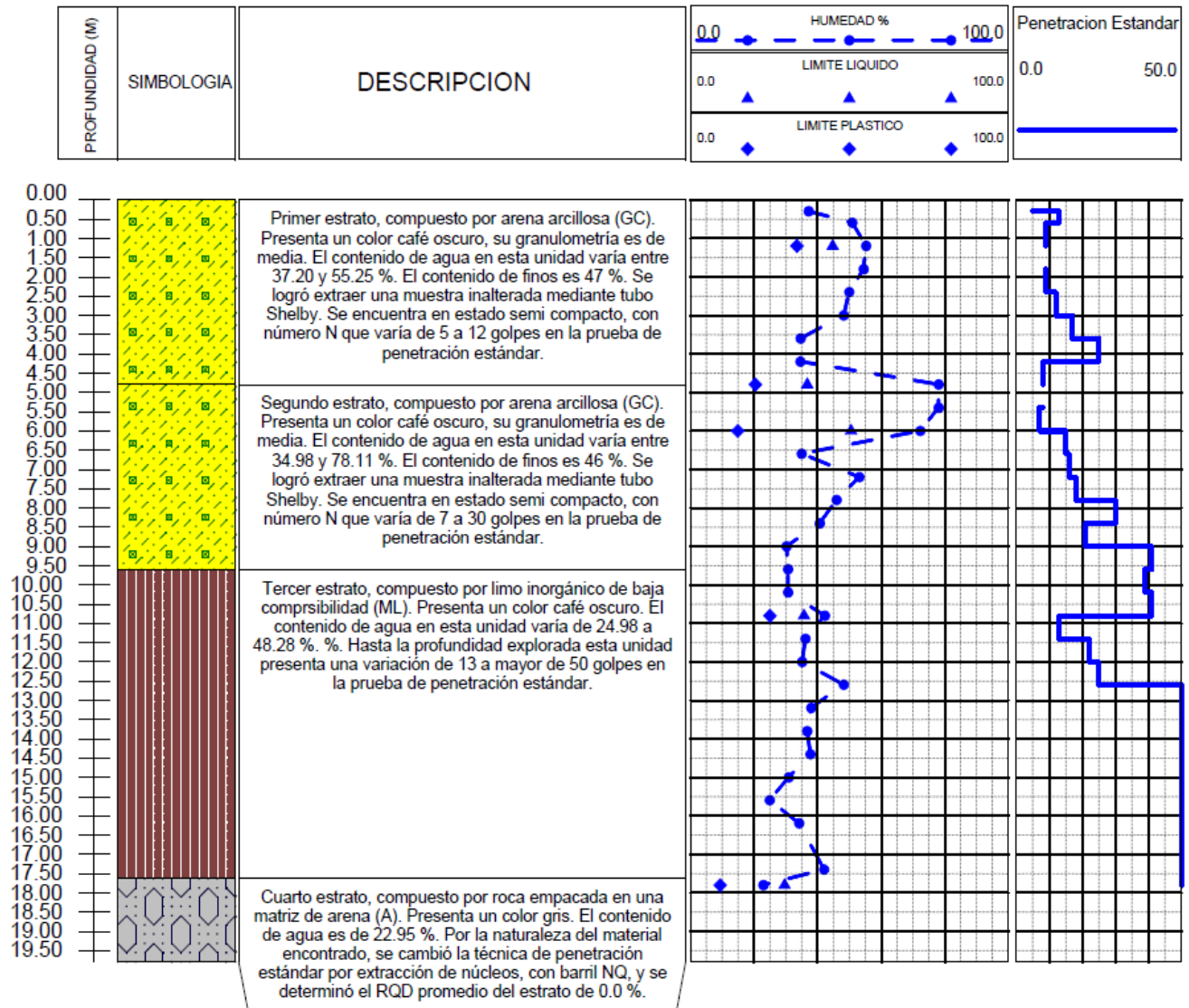
Profundidad			Muestra			% QUE PASA	%	%	%	%	%	%	%
-------------	--	--	---------	--	--	------------	---	---	---	---	---	---	---

	EN m			No.			%FR	% G	% S	% F	W.	L.L	L.P.	I.P.	C.L.	C.V.	
	0.00																
4.80	Primer estrato, compuesto por arena arcillosa (GC). Presenta un color café oscuro, su granulometría es de media. El contenido de agua en esta unidad varía entre 37.20 y 55.25 %. El contenido de finos es 47 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 5 a 12 golpes en la prueba de penetración estándar.	SC	1	0.00	0.60	0	0	53	47	37.20	44.73	33.49	11.24	8.24	27.84	5	
			2	0.60	1.20	0	0	52	48	50.93						13	
			3	1.20	1.80					55.25						9	
			4	1.80	2.40					54.47						TUBO SHELBY	
			5	2.40	3.00	0	0	66	44	49.98						9	
			6	3.00	3.60					48.27						12	
			7	3.60	4.20					34.68						17	
			8	4.20	4.80	0	0	66	44	34.59						36.74	20.46
9.60	Segundo estrato, compuesto por arena arcillosa (GC). Presenta un color café oscuro, su granulometría es de media. El contenido de agua en esta unidad varía entre 34.98 y 78.11 %. El contenido de finos es 46 %. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 7 a 30 golpes en la prueba de penetración estándar.	SC	9	4.80	5.40	0	0	54	46	78.10	50.52	14.90	35.62	8.43	36.64	8	
			10	5.40	6.00					78.11						TUBO SHELBY	
			11	6.00	6.60					72.32						7	
			12	6.60	7.20					34.98						15	
			13	7.20	7.80					53.16						16	
			14	7.80	8.40					46.02						18	
			15	8.40	9.00					40.71						30	
			16	9.00	9.60					30.28						21	
17.80	Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 24.98 a 48.28 %. %. Hasta la profundidad	ML	17	9.60	10.20	0	0	39	61	30.74	35.70	25.05	10.65	5.51	15.85	41	
			18	10.20	10.80					30.75						39	
			19	10.80	11.40					42.27						41	

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Profundidad EN m 0.00	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L.	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
explorada esta unidad presenta una variación de 13 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.			20	11.40	12.0 0					36.23						13
			21	12.00	12.6 0					35.16						22
			22	12.60	13.2 0					48.24						25
			23	13.20	13.8 0					38.04						50
			24	13.80	14.1 7					36.73						50
			25	14.40	15.0 0					37.75						50
			26	15.00	15.6 0					31.00						50
			27	15.60	16.2 0					24.98						50
			28	16.20	17.4 0	0	0	44	56	34.23	29.61	9.38	3.16	5.15	29.00	50
			29	17.40	17.8 0	0	0	33	67	42.02						50
19.80	Cuarto estrato, compuesto por roca empacada en una matriz de arena (A). Presenta un color gris. El contenido de agua es de 22.95 %. Por la naturaleza del material encontrado, se cambió la técnica de penetración estándar por extracción de núcleos, con barril NQ, y se determinó el RQD promedio del estrato de 0.0 %.	A	30	17.80	19.8 0	0	0	68	32	22.95	--	--	--	--	--	BARRIL

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 7

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

REGISTRO DE CAMPO NO.8

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN		Sondeo No.: SPT-8					Fecha de inicio: 04 /octubre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.		Localización: Ver anexo No. 1					Fecha de Terminación: 06 /octubre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.		Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.					Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.		Barra Perf.: N.W					VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm		N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO							
DESCRIPCIÓN DE CAMPO		Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en		Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
ARCILLA CAFÉ OSCURO		1	000	0.60	2	7	4	18	
		2	0.60	1.20	3	11	7	22	
		3	1.20	1.80	5	22	12	18	
		4	1.80	2.40	11	36	17	20	
		5	3.40	3.00	7	20	12	24	
		6	3.00	3.60	19	24	12	41	
		7	3.60	4.20	7	19	9	28	
		8	4.20	4.80	4	11	6	33	
		9	4.80	5.40	6	10	8	34	
		10	5.40	6.00	4	10	11	52	
		11	6.00	6.60	9	25	17	27	
		12	6.60	8.20	9	21	11	23	
		13	7.20	7.80	7	15	10	28	
		14	7.80	8.40	5	10	6	58	
ARCILLA ROJA CON GRUMOS BLANCOS		15	8.40	9.00	7	13	5	33	
		16	9.00	9.60	12	40	14	15	
		17	9.60	10.20	15	30	12	18	
		18	10.20	10.80	12	24	15	45	
		19	10.80	11.40	15	30	9	22	
		20	11.40	12.00	TUBO DENISON			45	
		21	12.00	12.15	50/15	--	--	9	
		--	12.15	12.60	AVANCE			--	
		22	12.60	13.20	5	9	6	28	
		23	13.20	13.80	5	10	5	26	
24	13.80	14.40	6	11	6	50			

92

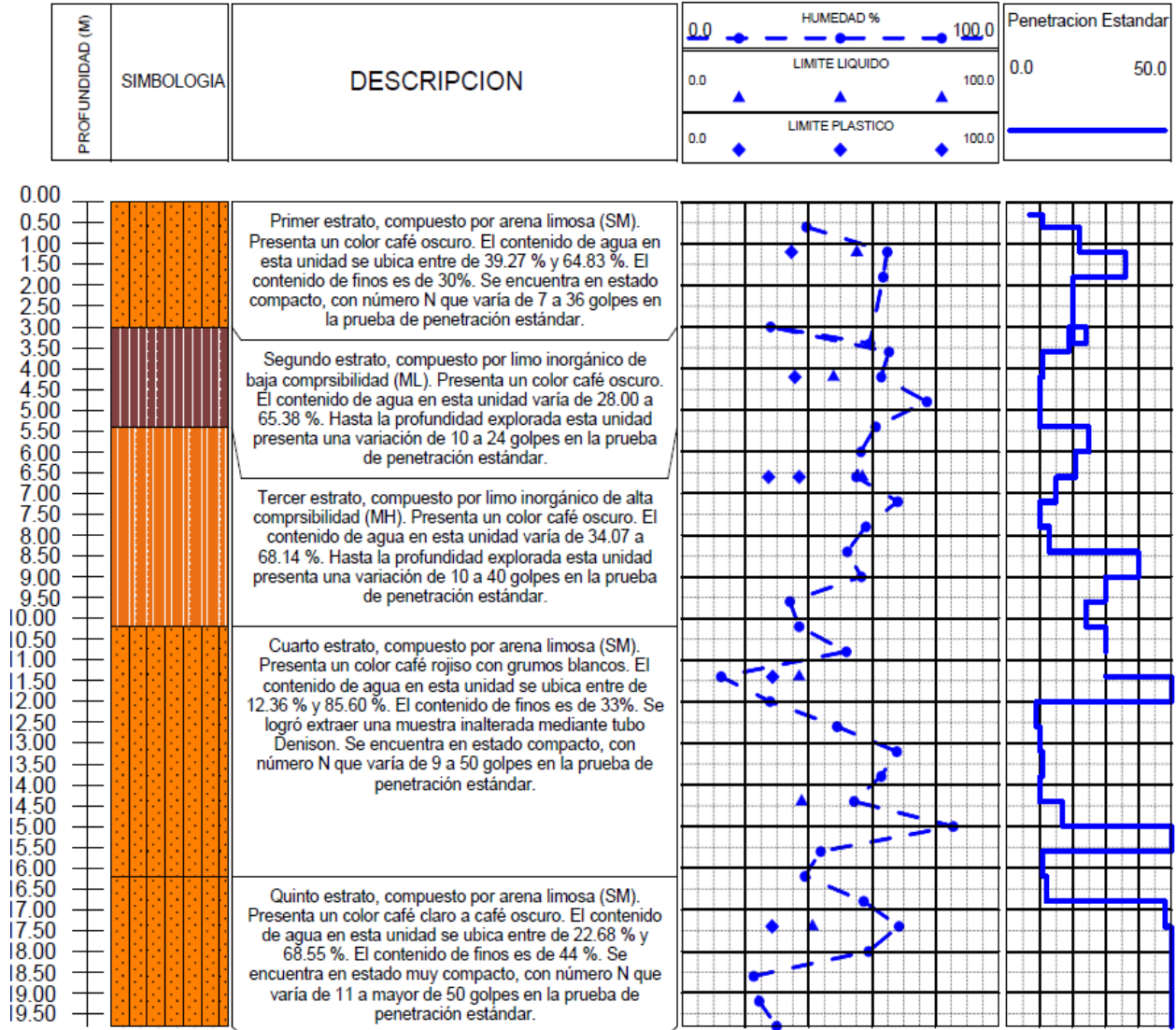
TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 8

Profundidad EN m 0.00	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N									
						%FR	% G	% S	% F																
3.00	Primer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 39.27 % y 64.83 %. El contenido de finos es de 30%. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 7 a 36 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	1	000	0.60	0	0	63	37	--	55.18	34.51	15.67	9.14	36.2 5	7									
			2	0.60	1.20	0	0	70	30	39.27						11									
			3	1.20	1.80					64.83						22									
			4	1.80	2.40					63.53						36									
			5	3.40	3.00					59.36						20									
5.40	Segundo estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 28.00 a 65.38 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a 24 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	6	3.00	3.60	0	0	48	52	28.00	47.88	35.65	12.23	6.92	36.7 7	24									
			7	3.60	4.20					65.38						19									
			8	4.20	4.80					62.89						11									
			9	4.80	5.40					77.32						10									
10.20	Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 34.07 a 68.14 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 10 a 40 golpes en la prueba de penetración estándar.	MH	10	5.40	6.00	0	0	39	61	61.16	56.94	37.00	19.94	6.85	37.6 9	10									
			11	6.00	6.60					56.51						25									
			12	6.60	8.20					55.04						21									
			13	7.20	7.80					68.14						15									
			14	7.80	8.40					58.06						10									
			15	8.40	9.00					52.22						13									
			16	9.00	9.60					56.64						40									
			17	9.60	10.2 0					34.07						30									
16.20	Cuarto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café rojizo con grumos blancos. El contenido de agua en	SM	18	10.20	10.8 0	0	0	69	31	37.02	37.00	28.60	8.40	4.69	33.9 5	24									
			19	10.80	11.4 0					51.87						30									

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Profundidad EN m 0.00	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
esta unidad se ubica entre de 12.36 % y 85.60 %. El contenido de finos es de 33%. Se logró extraer una muestra inalterada mediante tubo Denison. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 9 a 50 golpes en la prueba de penetración estándar.			20	11.40	12.00					12.36						T. DENIS ON
			21	12.00	12.60					27.84						50
			22	12.60	13.20					48.96						9
			23	13.20	13.80					67.79						10
			24	13.80	14.40	0	0	74	36	62.90	37.79	27.32	10.47	6.30	17.18	11
			25	14.40	15.00					54.37						10
			26	15.00	15.60					85.60						17
			27	15.60	16.20					43.77						50
			28	16.20	16.80					38.80						11
			29	16.80	17.40					57.35						12
Quinto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro a café oscuro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 22.68 % y 68.55 %. El contenido de finos es de 44 %. Se encuentra en estado muy compacto, con número N que varía de 11 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.		SM	30	17.40	18.00	0	0	56	44	68.55	41.16	28.44	12.72	4.21	19.37	48
			31	18.00	18.60					58.90						50
			32	18.60	19.20					22.68						50
			33	19.20	19.80					24.42						50
			34	19.80	20.40					29.88						50
			35	20.40	20.47					25.97						50
20.47																

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500
LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 8 N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN	Sondeo No.: SPT-9						Fecha de inicio: 01 /octubre / 2018			
Ubicación: MORELIA MICH.	Localización: Ver anexo No. 1						Fecha de Terminación: 04 / octubre / 2018			
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.	Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.						Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez			
W = 63.50 Kg.	Barra Perf.: N.W						VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.			
H = 4840 / W = 76 cm	N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO									
DESCRIPCIÓN DE CAMPO	Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$	
				15cm.	30cm.	15' cm.				
ARCILLA CAFÉ OBSCURO	1	000	0.60	1	5	10	28			
	2	0.60	1.20	7	15	8	12			
ARCILLA CAFÉ CLARO	3	1.20	1.80	6	10	4	30			
	4	1.80	2.40	6	12	8	30			
	5	2.40	3.00	TUBO SHELBY			18			
	6	3.00	3.60	3	6	11	44			
	7	3.60	4.20	6	13	8	46			
	8	4.20	4.80	8	12	10	42			
	9	4.80	5.40	5	20	10	58			
	10	5.40	6.00	8	16	9	39			
	11	6.00	6.60	5	13	8	41			
	12	6.60	7.20	5	8	7	59			
	13	7.20	7.80	TUBO SHELBY			41			
	14	7.80	8.40	8	18	10	52			
	15	8.40	9.00	9	14	14	55			
	16	9.00	9.60	10	25	35	51			
	LIMO ARENOSO CAFÉ ROJIZO CON GRUMOS BLANCOS	17	9.60	10.20	12	30	33	56		
		18	10.20	10.61	50	50/26	--	28		
--		10.61	10.80	AVANCE			--			
ARCILLA CAFÉ CLARO CON GRUMOS ROJIZOS OSCUROS	19	10.80	11.40	25	42	28	60			
	20	11.40	12.00	12	22	14	32			
	21	12.00	12.60	18	30	18	60			
	22	12.60	13.20	6	22	16	54			
	23	13.20	13.80	16	44	20	51			
	24	13.80	14.40	30	45	12	40			

REGISTRO DE CAMPO NO.9

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN		Sondeo No.: SPT-9					Fecha de inicio: 01 /octubre / 2018			
Ubicación: MORELIA MICH.		Localización: Ver anexo No. 1					Fecha de Terminación: 04 / octubre / 2018			
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.		Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.					Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez			
W = 63.50 Kg.		Barra Perf.: N.W					VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.			
H = 4840 / W = 76 cm		N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO								
DESCRIPCIÓN DE CAMPO		Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en			Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
LIMO POCA ARCILLA CAFÉ CLARO	25	14.40	15.00	11	25	15	56			
	26	15.00	15.35	16	50/20	--	29			
	--	15.35	15.60	AVANCE			--			
	27	15.60	15.93	32	50/18	--	14			
	--	15.93	16.20	AVANCE						
	28	16.20	16.50	35	50/15	--	12			
	--	16.20	16.80	AVANCE			--			
	29	16.80	17.23	28	50/28	--	30			
	--	17.23	17.40	AVANCE			--			
	30	17.40	17.80	27	50/25	--	20			
LIMO POCO ARENOSO CON GRUMOS	--	17.80	18.00	AVANCE			--			
	31	18.00	18.43	20	50/28	--	19			
	--	18.43	18.60	AVANCE			--			
	32	18.60	18.85	38	50/10	--	18			
	--	18.85	19.20	AVANCE			--			
	33	19.20	19.41	37	50/6	--	12			
	--	19.41	19.80	AVANCE			--			
LIMO COMPACTADO CAFÉ OSCURO CON GRUMOS	34	19.80	20.04	33	50/9	--	15			
	--	20.04	20.40	AVANCE			--			
	35	20.40	20.52	50/12	--	--	10			
	--	20.52	21.00	AVANCE			--			
	36	21.00	21.09	50/9	--	--	6			

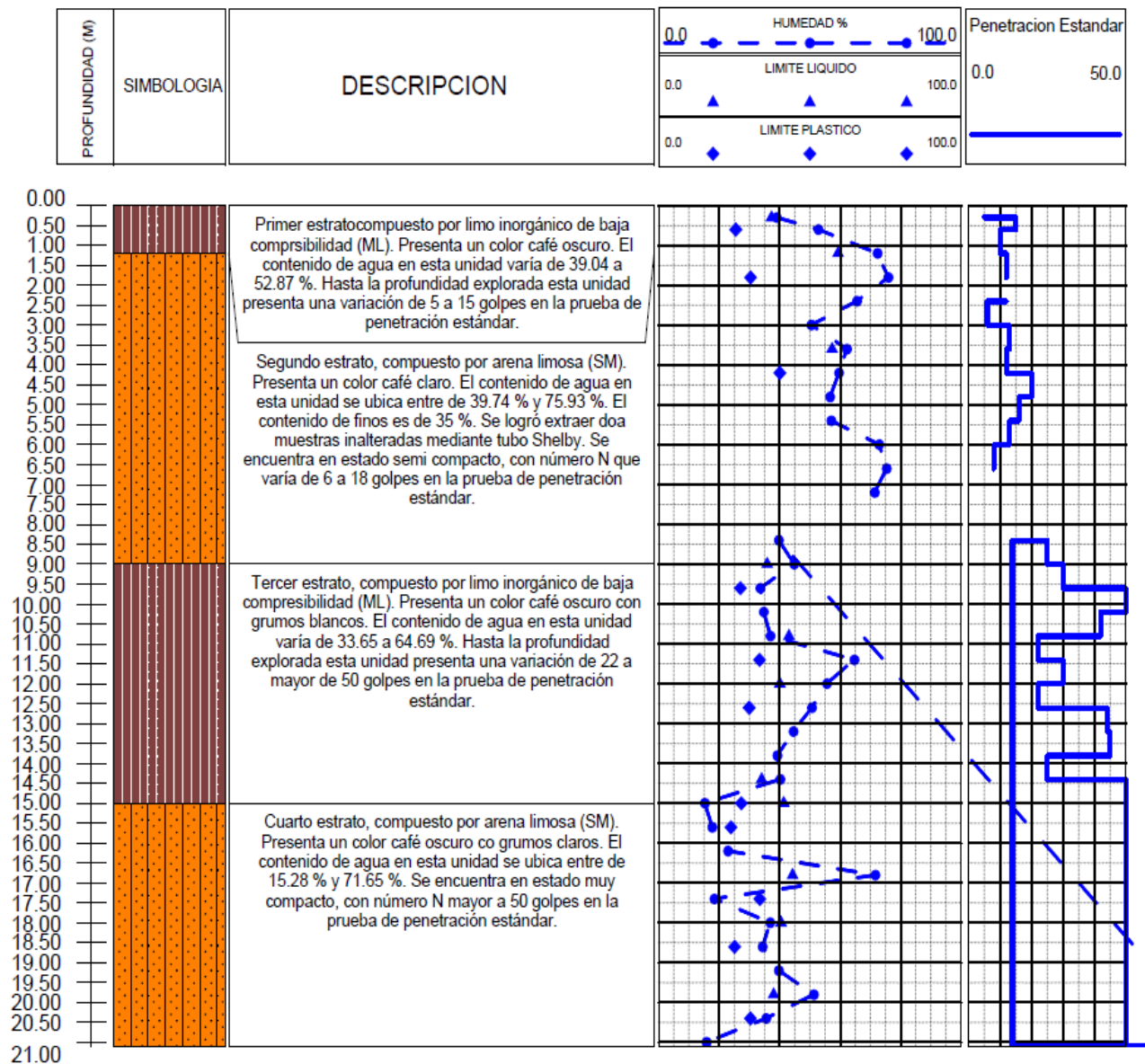
TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 9

Profundidad EN m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
1.20	Primer estrato compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro. El contenido de agua en esta unidad varía de 39.04 a 52.87 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 5 a 15 golpes en la prueba de penetración estándar.	ML	1	000	0.60					39.04						5
			2	0.60	1.20	0	0	42	58	52.87	37.34	25.54	11.80	4.52	25.11	15
9.00	Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 39.74 % y 75.93 %. El contenido de finos es de 35 %. Se logró extraer dos muestras inalteradas mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 6 a 18 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	3	1.20	1.80					72.36						10
			4	1.80	2.40					75.93						12
			5	2.40	3.00	0	0	73	27	65.61	59.35	30.44	28.91	10.18	30.33	TUBO SHELBY
			6	3.00	3.60					50.54						6
			7	3.60	4.20	0	0	66	34	62.28						13
			8	4.20	4.80					59.61						12
			9	4.80	5.40					56.71						20
			10	5.40	6.00					57.13						16
			11	6.00	6.60					72.97						13
			12	6.60	7.20	0	0	61	39	75.37	57.36	40.10	17.26	8.42	43.09	8
			13	7.20	7.80					71.42						TUBO SHELBY
			14	7.80	8.40					76.15						18
			15	8.40	9.00					39.74						14
15.00	Tercer estrato, compuesto por limo inorgánico de baja compresibilidad (ML). Presenta un color café oscuro con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad varía de 33.65 a 64.69 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 22 a mayor de	ML	16	9.00	9.60					44.81						25
			17	9.60	10.20	0	0	48	52	33.65	35.87	26.98	8.89	4.05	32.93	30
			18	10.20	10.80					34.78						50
			19	10.80	11.40					36.98						42
			20	11.40	12.00	0	0	37	63	64.69	43.10	33.33	9.77	5.30	35.83	22

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Profundidad EN m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
0.00	50 golpes en la prueba de penetración estándar.		21	12.0 0	12.6 0	0	0	30	70	55.68	40.04	29.94	10.10	3.71	39.28	30
			22	12.6 0	13.2 0					50.73						22
			23	13.2 0	13.8 0					44.57						44
			24	13.8 0	14.4 0					39.28						45
			25	14.4 0	15.0 0	0	0	29	71	40.23	34.06	27.35	6.71	4.57	30.16	25
21.09	Cuarto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro con grumos claros. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 15.28 % y 71.65 %. Se encuentra en estado muy compacto, con número N mayor a 50 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	26	15.0 0	15.6 0	0	0	48	52	15.28	41.32	23.94	17.38	3.51	39.04	50
			27	15.6 0	16.2 0					17.76						50
			28	16.2 0	16.8 0					22.94						50
			29	16.8 0	17.4 0	0	0	55	45	71.65	44.24	33.44	10.80	2.81	45.23	50
			30	17.4 0	18.0 0					18.44						50
			31	18.0 0	18.6 0	0	0	60	60	36.88	40.47	25.11	15.36	2.87	30.10	50
			32	18.6 0	19.2 0					34.40						50
			33	19.2 0	19.8 0					39.76						50
			34	19.8 0	20.4 0	0	0	66	34	51.36	38.02	30.30	7.32	2.60	33.77	50
			35	20.4 0	21.0 0					35.57						50
			36	21.0 0	21.0 9					15.87						50

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL



OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 9

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

REGISTRO DE CAMPO NO.10

Obra: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500 AUTOPISTA TOLUCA- NAUCALPAN		Sondeo No.: SPT-10					Fecha de inicio: 01 /octubre / 2018		
Ubicación: MORELIA MICH.		Localización: Ver anexo No. 1					Fecha de Terminación: 04 / octubre / 2018		
Banco de Nivel empleado: NIVEL EXISTENTE DEL TERRENO NATURAL.		Procedimiento: SONDEO MIXTO Y PENETRACION ESTANDAR.					Supervisor de campo: Ing. Rogelio Godínez		
W = 63.50 Kg.		Barra Perf.: N.W					VoBo: Ing. Luis Alberto Ramírez R.		
H = 4840 / W = 76 cm		N.A.F.: -. NO SE ENCONTRO							
DESCRIPCIÓN DE CAMPO		Muestra No.	De	A	Penetración Estándar Número de Golpes en		Long. Recuperada en cm.	Especímenes igual o superior a 10 cm	B.N.Q. = . = Muestreo en roca con barril NQ. A:B:T = Avance con broca tricónica. H = Altura de caída del pisón N.A.F. = Nivel de aguas freáticas DONDE: SM = Sondeo Mixto. P.P.P. = Penetración por peso propio. T.Shelby = Muestreo “inalterado” con tubo Shelby. B.N.Q. = Muestreo en roca con barril N.Q. A.B.T. = Avance con broca tricónica. W = Peso del pisón. H =Altura de caída del pisón. N.A.F. =Nivel de aguas freáticas $RQD(\%) = \frac{\sum Frag \geq 10cm}{Esp.delEstrato} =$
ARCILLA NEGRA		1	000	0.60	2	2	1	29	
		2	0.60	1.20	5	12	9	25	
		3	1.20	1.80	3	12	13	29	
		4	1.80	2.40	9	13	5	34	
		5	2.40	3.00	2	4	2	53	
		6	3.00	3.60	3	5	4	50	
		7	3.60	4.20	TUBO SHELBY			36	
		8	4.20	4.50	5	7	10	24	
		9	4.50	5.40	2	10	7	30	
		10	5.40	6.00	10	15	6	22	
		11	6.00	6.60	2	2	2	28	
		12	6.60	7.40	2	6	3	21	
		13	7.40	7.80	8	13	7	48	
		14	7.80	8.40	5	10	6	41	
		15	8.40	9.00	6	11	6	48	
		16	9.00	9.60	TUBO SHELBY			46	
		17	9.60	10.10	7	18	10	40	
		18	10.10	10.80	6	10	13	42	
		19	10.80	11.40	13	26	11	35	
		20	11.40	12.00	6	18	7	43	
		21	12.00	12.60	10	24	15	41	
		22	12.60	13.20	10	38	20	45	
		23	13.20	13.80	25	42	18	50	
		24	13.80	14.40	12	23	12	54	
		25	14.40	15.00	12	18	11	50	

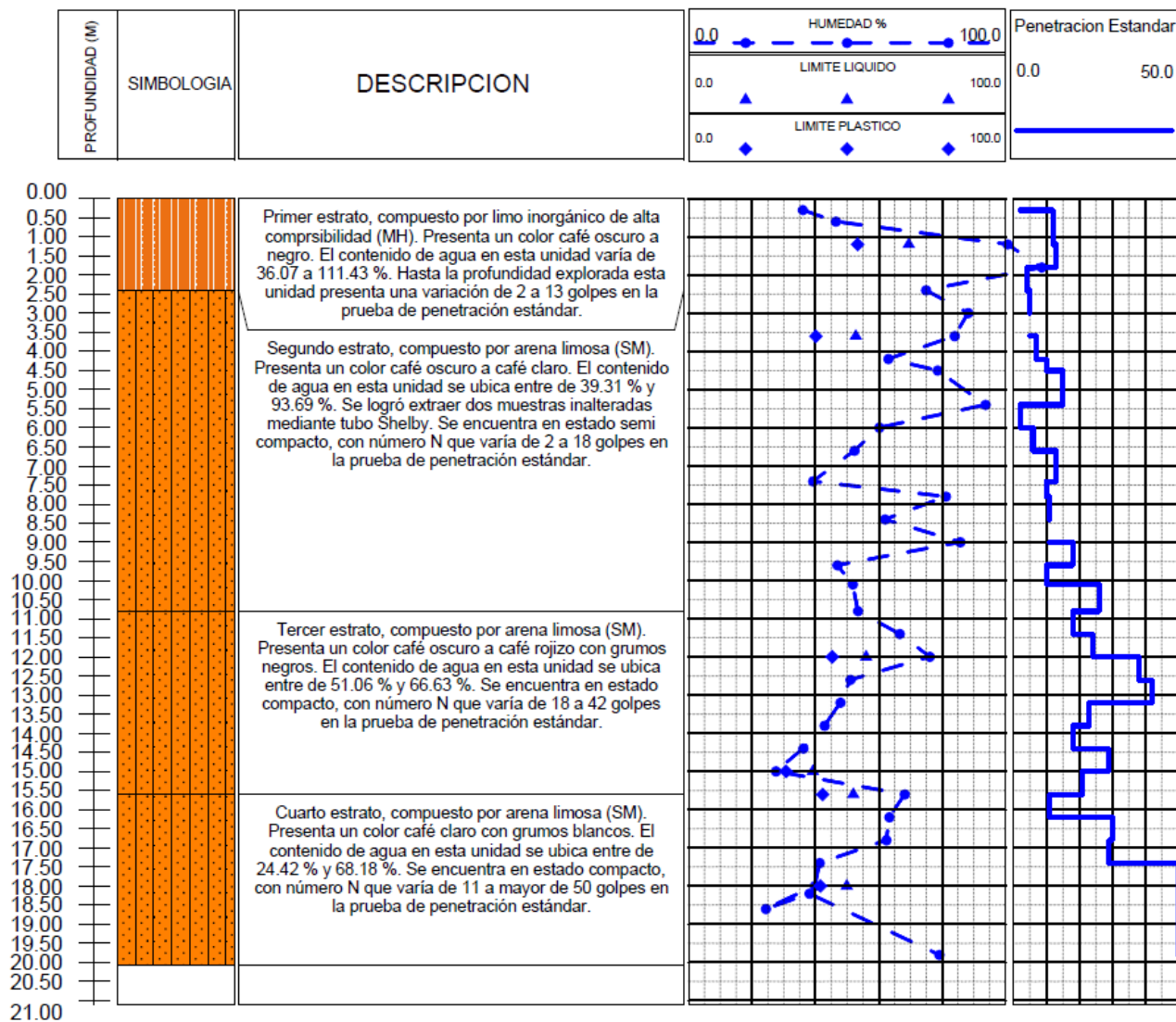
REGISTRO DE CAMPO NO.10

[illegible]

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO No. 10

Profundidad EN m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
2.40	Primer estrato, compuesto por limo inorgánico de alta compresibilidad (MH). Presenta un color café oscuro a negro. El contenido de agua en esta unidad varía de 36.07 a 111.43 %. Hasta la profundidad explorada esta unidad presenta una variación de 2 a 13 golpes en la prueba de penetración estándar.	MH	1	000	0.60	0	0	30	70	36.07	69.50	53.33	16.17	4.46	59.68	2
			2	0.60	1.20					46.51						12
			3	1.20	1.80					100.69						12
			4	1.80	2.40					111.43						13
10.80	Segundo estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro a café claro. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 39.31 % y 93.69 %. Se logró extraer dos muestras inalteradas mediante tubo Shelby. Se encuentra en estado semi compacto, con número N que varía de 2 a 18 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	5	2.40	3.00	0	0	63	37	74.93	52.73	40.13	12.30	9.14	43.46	4
			6	3.00	3.60					88.27						5
			7	3.60	4.20					83.96						TUBO SHELBY
			8	4.20	4.50					63.06						7
			9	4.50	5.40					78.60						10
			10	5.40	6.00					93.69						15
			11	6.00	6.60					60.16						2
			12	6.60	7.40					52.33						6
			13	7.40	7.80					39.31						13
			14	7.80	8.40					81.15						10
			15	8.40	9.00					62.02						11
			16	9.00	9.60					85.69						TUBO SHELBY
			17	9.60	10.10					46.97						18
			18	10.10	10.80					51.81						10

Profundidad EN m	DESCRIPCION	SUCS	Muestra No.	De	A	% QUE PASA				% W.	% L.L	% L.P.	% I.P.	% C.L.	% C.V.	N
						%FR	% G	% S	% F							
15.60	Tercer estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café oscuro a café rojizo con grumos negros. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 51.06 % y 66.63 %. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 18 a 42 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	19	10.80	11.40	0	0	55	45	53.47	56.03	45.30	10.73	7.01	35.06	26
			20	11.40	12.00					66.63						18
			21	12.00	12.60	0	0	53	47	76.15						24
			22	12.60	13.20					51.06						38
			23	13.20	13.80					47.93						42
			24	13.80	14.40	0	0	62	38	42.93	39.24	30.70	8.54	6.47	21.21	23
			25	14.40	15.00	0	0	59	41	36.18	51.97	42.33	9.64	6.02	27.41	18
			26	15.00	15.60					27.53						29
20.07	Cuarto estrato, compuesto por arena limosa (SM). Presenta un color café claro con grumos blancos. El contenido de agua en esta unidad se ubica entre de 24.42 % y 68.18 %. Se encuentra en estado compacto, con número N que varía de 11 a mayor de 50 golpes en la prueba de penetración estándar.	SM	27	15.60	16.20	0	0	65	35	68.18	49.93	41.59	8.25	3.82	27.56	21
			28	16.20	16.80					63.39						11
			29	16.80	17.40	0	0	54	46	62.39						30
			30	17.40	18.00					41.32						29
			31	18.00	18.60					39.84						50
			32	18.60	19.20					24.42						50
			33	19.20	19.80					38.16						50
			34	19.80	20.07					79.13						50

PERFIL ESTRATIGRAFICO, HUMEDAD NATURAL

OBRA: VIADUCTO CAPILLA KM 15+500

LOCALIZACION: AUTOPISTA TOLUCA-NAUCALPAN ESTADO DE MEXICO

TIPO DE SONDEO: SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 10

N.A.F.: NO SE ENCONTRO

	ARCILLA		LIMO		CAPA VEGETAL
	ARENA		GRAVA		FRAGMENTOS DE ROCA

3.14.-PROPIEDADES MECÁNICAS

Para la obtención de las propiedades mecánicas de los estratos, compuestos por materiales arcillosos se realizaron ensayos triaxiales y de consolidación a muestras inalteradas y en núcleos de roca, mediante la compresión simple y clasificación Geomecánica RMR.

3.15.-NIVEL FREÁTICO

Durante la inspección de los sondeos mixtos realizados, no se logró detectar el nivel de aguas freáticas (N.A.F.), como se presenta en la tabla No 10.

Profundidad del nivel de aguas freáticas	
Sondeo de penetración estándar (SPT)	Profundidad (m)
SPT 1	NO SE DETECTO
SPT 2	NO SE DETECTO
SPT 3	NO SE DETECTO
SPT 4	NO SE DETECTO
SPT 5	NO SE DETECTO
SPT 6	NO SE DETECTO
SPT 7	NO SE DETECTO
SPT 8	NO SE DETECTO
SPT 9	NO SE DETECTO
SPT 10	NO SE DETECTO

Tabla 10 Profundidad del nivel de aguas freáticas

3.16.-CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES A EXCAVAR

Para tomar en cuenta la ampliación dinámica de la respuesta sísmica por efectos del suelo en el que se desplante la estructura, se consideran los suelos típicos que se indican a continuación, cuya clasificación se basa en los resultados de la exploración geotécnica realizada.

TIPO	HERRAMIENTA
I	Suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza no menor a 60 metros.
II	Suelos cuyo estrato superior está formado por arcillas sumergidas, con o sin lentes de arena, o por otros suelos friccionantes, en un espesor igual o mayor a 9 m, subyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor a 60 metros.
III	Suelos cuyo estrato superior está formado por limos o arcillas blandas, en un espesor igual o mayor a 12 metros, subyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor a 60 metros.

Tabla 11. Tipo de material

3.17.- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS ROCAS ENCONTRADAS (terciario medio básico Tmv).

El Terciario Medio Básico (Tmv), que está identificado por una serie volcánica de rocas principalmente andesíticas, que se presentan como depósitos piroclásticos, derrames de lava y lahares. En esta serie están agrupadas las formaciones Tepotzotlán,

Zempoala y Las Cruces, que se encuentran expuestas principalmente al noreste de la ciudad de Toluca, en una franja con dimensiones aproximadas de 30 km de ancho y por 100km de longitud, así como en menor proporción hacia la porción sureste de la misma ciudad.

Formación Tepoztlán.- Su litología está conformada por rocas vulcanoclásticas que se presentan como lahar, con espesor de 0.50 a 10.0 m. los fragmentos de estos cuerpos fueron depositados en un medio lucuoso y son de composición andesítica, angulosos y ocasionalmente subredondeados, dentro de una matriz de un grano fino.

Formación andesita Zempoala.-Consiste en derrames de lava andesítica, dacítica y riódacítica, textura porfídica y grano relativamente grueso. La coloración de la roca varía de gris a gris pardo y con frecuencia presenta horizontes de brecha volcánica y lahar.

Formación Las Cruces fue definida como un conjunto de rocas volcánicas que forman las sierras de las Cruces y Monte alto, constituido por depósitos piroclásticos cristalinos y vítreos, tales como cenizas, pómez con o sin fragmentos, y bloques accidentales en la mayoría de los casos de composición heterogénea.

3.18.- ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

Con base a los resultados obtenidos de laboratorio y la caracterización de los parámetros geotécnicos, se puede considerar que toda estructura debe apoyarse necesariamente en el terreno, que puede considerarse un material más de los que lo conforman. Sin embargo, en comparación con el resto de los materiales estructurales, como el concreto o el acero, el suelo es menos resistente. Por consiguientes, no puede resistir los mismos esfuerzos y es necesario proporcionar a la estructura de cimentaciones que distribuyan y transmitan al terreno los esfuerzos que sean compatibles con su resistencia y con su deformación.

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en las columnas, se transmitan al terreno produciendo en éste

un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables.

Para definir cuál es el tipo de cimentación más adecuada es necesario conocer el origen y formación de los depósitos de los suelos en el sitio en estudio. Donde topográficamente sea un terreno de lomeríos con pendientes, como es nuestro caso, el Dr. Leonardo Zeevaert 1973. (Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Company, 1973), recomienda una cimentación mediante zapatas aisladas o pilas de cimentación. Para ello es necesario realizar el análisis de capacidad de carga con el fin de definir la cimentación más adecuada. Lo cual, estará en función de la consistencia natural del suelo. A ello se aunará la experiencia propia en el área de geotecnia (mecánica de suelos) y cimentaciones (Figura 8 y 9).

Una de las soluciones de cimentación y tipo de estructuras viable para la zona mencionada, es utilizar pilas de cimentación. Otra alternativa es construir zapatas que consisten en una ampliación de la base de los elementos estructurales y pueden ser del tipo aislado, o una combinación de ambos tipos. Estos elementos constructivos deben desplantarse hasta una profundidad en la que el suelo se vea poco afectado por cambios volumétricos estacionales y esté exento de procesos erosivos, principalmente si el suelo es arenoso o granular. A la profundidad de desplante, el suelo debe además encontrarse libre de poros y cavidades ocasionadas por plantas o animales.

Los valores de N_q , N_c y N_γ , para diferentes ϕ , se encontraron mediante la teoría de Terzaghi para cimentaciones profundas y superficiales (falta referencia).

MARCO TEÓRICO.

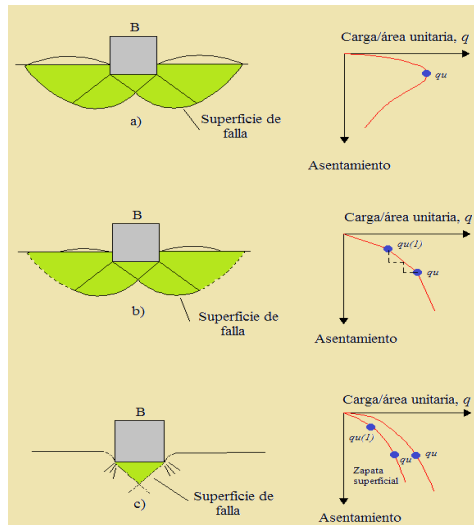
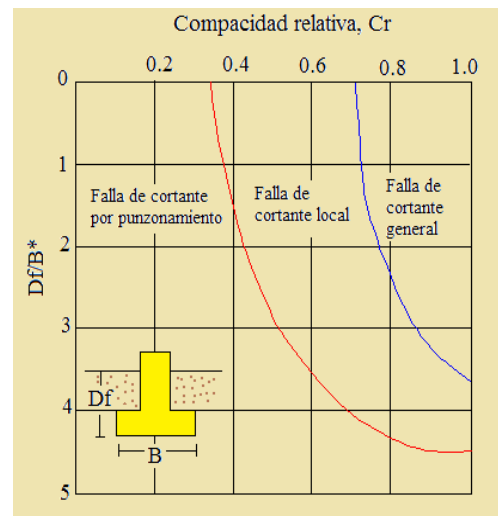


Figura 8.- Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelo (Vesic, 1973): (a) falla de cortante general; (b) falla de cortante local; (c) falla de cortante por punzonamiento (Braja, 2001).

Figura 9.- Modos de falla en cimentaciones sobre arena según Vesic, 1973 (Braja, 2001).



Ecuación general de Terzaghi:

$$q_u = cN_c S_c + Df \gamma_m N_q + 0.5 \gamma_m N_\gamma S_\gamma B$$

Ecuación para falla local de acuerdo a la consistencia natural del suelo:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.}$$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga última.

q_{adm} = Capacidad de carga admisible.

F.S. = Factor de seguridad (FS=3.0).

c = cohesión.

D_f = Profundidad de desplante.

γ_m = Pesos específico de la masa del suelo ó peso volumétrico.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga.

B = Ancho de la cimentación.

S_c, S_γ = Factores de forma.

	Contínuas	Aisladas
$S_c=$	1.00	1.30
$S_\gamma=$	1.00	0.80

EJEMPLO DE CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA.**Cimentaciones superficiales****PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO PARA EL SPT1:**

****** Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

Sond eo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relació n de Poisso n	Módulo de compre sibilidad (mv)	Módulo de elastici dad E	Coeficiente de empuje			N promedi o del estrato (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/c m2	Mpa			
SPT- 1	N/A	1	0.00	4.20	4.20	1.71 0	0.40	0.02	**579.2 0	1.5	0.3 3	3.0 0	16	--	--	0.12	30	SM
		2	4.20	9.00	4.80	1.78 2	0.40	0.002	**718.3 9	2.0	0.2 8	3.5 4	29	--	--	0.14	34	SM
		3	9.00	15.40	6.40	2.20 0	0.40	0.001	24,699. 87	2.0	0.2 7	3.6 9	BARRIL	642.2	62.9 7	2.0	35	A

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
16	56,800	579.20
29	70,450	718.39

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, en los que se obtuvieron los parámetros de resistencia, según la tabla anterior y considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla (utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi) se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

Ecuación general de Terzaghi

$$q_u = cN_c S_c + Df\gamma_m N_q + 0.5\gamma_m N_\gamma S_\gamma B \quad (\text{Ec. 1}).$$

Ecuación para falla local de acuerdo a la consistencia natural del suelo:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_c + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma \quad (\text{Ec. 2}).$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{2}{3}(\tan \phi) \right] \quad (\text{Ec. 3}).$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{F.S.} \quad (\text{Ec. 4}).$$

Dónde:

q_u	= Capacidad de carga última.
q_{adm}	= Capacidad de carga admisible.
F.S.	= Factor de seguridad F.S.=3.0 en suelos y en rocas F.S.=5.0.
c	= cohesión.
Df	= Profundidad de desplante.
γ_m	= Pesos específico de la masa del suelo ó peso volumétrico.
N_c, N_q, N_γ	= Factores de capacidad de carga.

$$N_q = \frac{(e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan \phi})^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

S_c, S_γ = Factores de forma.

	Continuas	Aisladas
S_c =	1.00	1.30
S_γ =	1.00	0.80

B = Ancho de la cimentación.

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO PARA EL SPT 1:

Sondeo	N.A.F.	Estrato	De	A	Espesor	γ_m	N	c	ϕ
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(golpes)	(kg/cm ²)	(°)
SM-I	N/A	1	0.00	4.20	4.20	1.610	16	0.12	30
		2	4.20	9.00	4.80	1.682	29	0.14	34
		3	9.00	15.00	1.00	1.720	50	2	35
						1.677		0.878	33.3

Sustituyendo en la ecuación anterior se tiene lo siguiente y por la rigidez del suelo por tener una consistencia natural del suelo muy firme, se considera que es de falla general:

Datos:

$$c = 0.878 \text{ kg/cm}^2 = 8.78 \text{ t/m}^2.$$

$$\phi = 33.3^\circ$$

$$\phi' = \tan^{-1} (2/3 \tan(33.3)) = 23.6^\circ \approx 24^\circ.$$

$$N_q = \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = 33.37$$

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi (N_q - 1) = \cot 33.3 (33.37 - 1) = 49.31$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi = (\tan 33.3)/2 ((33) / (\cos^2(33.3) - 1)) = 15.17$$

$$F.S. = 3.0.$$

$$D_f = 3.00 \text{ m.}$$

$$\gamma_m = 1.677 \text{ t/m}^3.$$

$$K_{p\gamma} = 33$$

$$N'_c = 23.36$$

$$N'_q = 11.40$$

$$N'_\gamma = 8.58$$

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_c + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

- Iniciamos por determinar las **zapatas continuas** y sustituyendo en la Ec. 2, se tiene:

$$q_u = \frac{2}{3} [(8.78 \text{ t/m}^2)(23.36)(1.0) / 3] + [(3.00)(1.677)(11.40)] / 3 + (1/2)(1.677 \text{ ton/m}^3)(B)(8.58) / 3$$

$$q_u = [45.58] + 19.12 + (2.40B)$$

$$q_u = 64.7 + 2.40B$$

- Ahora continuamos determinando mediante **zapatas aisladas** y sustituyendo en la Ec. 2, se tiene:

$$q_u = (1.3) \frac{2}{3} c N_c + \gamma D_f N_c + (0.4) \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = 1.3 * \frac{2}{3} [(8.78 \text{ t/m}^2)(23.36)(1.0) / 3] + [(3.00)(1.677)(11.40)] / 3 + (1/2)(1.677 \text{ ton/m}^3)(B)(8.58) / 3$$

$$q_u = 59.25 + 19.1178 + 1.92B$$

$$q_u = 78.38 + 1.92B$$

	Zapatas Continuas	Zapatas Aisladas
Df	$q_{adm} \text{ (t/m}^2\text{)}$	$q_{adm} \text{ (t/m}^2\text{)}$
3.0	64.72 + 2.40 B	78.40 + 1.92 B
3.5	67.91 + 2.40 B	81.59 + 1.92 B
4.0	71.09 + 2.40 B	84.78 + 1.92 B
4.5	74.28 + 2.40 B	87.96 + 1.92 B
5.0	77.47 + 2.40 B	91.15 + 1.92 B

B = ANCHO DE CIMENTACION

Cimentaciones profundas.**Determinación de la capacidad de carga para pilas de cimentación. Teoría de Terzaghi**

$$Q_T = Q_B + Q_S \quad (\text{Ec. 5}).$$

$$Q_B = A_B(q_{Badm}) \quad (\text{Ec. 6}).$$

$$Q_S = q_{Sadm} \quad (\text{Ec. 7}).$$

$$q_B = q_u = cN_c S_c + Df\gamma_m N_q + 0.5\gamma_m N_\gamma S_\gamma B \quad (\text{Ec. 1}).$$

$$q_s = \sum_i \alpha_i c_i A s_i \quad (\text{Ec. 8}).$$

$$q_{Badm} \text{ ó } q_{Sadm} = \frac{(q_B) \text{ ó } (q_S)}{F.S.} \quad (\text{Ec. 4}).$$

$$NF = \left[\frac{\bar{w} k_\phi}{1 + \frac{\bar{w} k_\phi}{3a} L} \right] \int_1^L \sigma_{oi} dz \quad (\text{Ec. 9}).$$

$$W_c = \frac{\pi D^2}{4} L * \gamma_c \quad (\text{Ec. 10}).$$

Dónde:

q_z ó σ_{oi}	=Esfuerzo de fricción lateral ó esfuerzo de confinamiento.
α	=Coeficiente de adherencia (varia de 0.25 a 1.25).
S_c, S_γ	=Factor de forma.
c	=Cohesión.
P	=Perímetro de la pila.
D ó B	=Diámetro de la pila
L	=Profundidad de desplante o del fuste.
A_s	=Área del fuste.
Fr	=Factor de resistencia no mayor de 0.33
Q_B	=Capacidad de carga por punta en (t).
Q_S	=Capacidad de carga por adherencia o por fricción (positiva o negativa) en (t).
NF	=Fricción negativa.
k_ϕ	=Coeficiente de fricción entre el fuste de la pila y el suelo.
$\bar{w}$	=Perímetro de remoldeo de la pila.
a	=Área tributaria de remoldeo para una pila.
W_c	=Peso de la pila.

γ_c =Peso volumétrico del concreto hidráulico.

Sustituyendo en la ecuación anterior se tiene lo siguiente y por la rigidez del suelo por tener una consistencia natural del suelo dura, se considera una falla local:

PARA EL SPT 1:

Datos:

N =50 golpes (A).
 c = 2.0 kg/cm²=20.0 t/m².
 c' =2/3 c = 13.33 t/m² (falla general)
 ϕ =35°.
 ϕ'' =2/3 ϕ = 23.33°≈23° (falla general)

$$N_q = \frac{(e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi})^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_q = \frac{(e^{(0.75\pi - 22/2)\tan 22})^2}{2\cos^2(45 + 22/2)} = 41.44$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi = 57.75$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) = 42.43$$

$$\sigma_{xz} \text{ ó } \sigma'_o = \gamma'_m * D_f = 3.00 \text{ t/m}^2.$$

$$F.S. = 4.0 \text{ (En roca se considera 4.0).}$$

$$D_f = 10.00\text{m.}$$

$$B=D = 1.20\text{m.}$$

$$A_B = 1.13\text{m}^2.$$

$$\gamma_m = 2.200 \text{ t/m}^3.$$

$$\sigma'_z \text{ (t/m}^2\text{)}=7.04$$

- Iniciamos por determinar la capacidad de carga por punta y sustituyendo en la Ec. 1, se tiene:

$$q_B = q_u = cN_c S_c + D_f \gamma_m N_q + 0.5 \gamma_m N_\gamma S_\gamma B$$

$$q_B = q_u = (3.1416 * 1.20^2) / 4 * (20 * 57.75 * 1.3) + (7.04 * 41.44) + (0.5 (0.6 * (1.704 - 1) * 1.20 * 42.43)) / 3$$

$$q_B = q_u = 510.04 \text{ ton/pila}$$

POR PUNTA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)
0.80	904.94	226.23
0.90	1145.88	286.47
1.00	1415.38	353.84
1.10	1713.46	428.36
1.20	2040.17	510.04
1.40	2779.65	694.91

- Fricción negativa (NF).

Ahora determinaremos la fricción negativa y sustituyendo en la Ec. 9, se tiene:

$$NF = \left[\frac{\bar{w} k_{\phi}}{\left(1 + \frac{\bar{w} k_{\phi}}{3a} L \right)} \int_1^L \sigma_{oi} dz \right]$$

Dónde:

NF = Fricción negativa.

σ_{oi} = 4.12/m².

P = 3.77m.

D ó B = 1.20m

L = 10.0m.

A_s = P*L = 12.56m².

Q_s = Capacidad de carga por adherencia o por fricción (positiva o negativa) en (t).

k ϕ = 0.18.

$\bar{w}$ = 3.96m

a = 162.86m².

$\int_1^L \sigma_{oi} dz$ = 20.61 t/m

Sustituyendo en la Ec. 9, se tiene: NF = 13.94
2.00 t

POR FRICCIÓN NEGATIVA	
DIÁMETRO DE LA PILA (m)	NF (t)
0.80	9.27
0.90	10.44
1.00	11.60
1.10	12.77
1.20	13.94
1.40	16.27

- Capacidad de carga por cohesión (q_s)

Ahora determinaremos la capacidad de carga por adherencia y sustituyendo en la Ec. 8, se tiene:

$$q_s = \sum_i \alpha_i c_i A_{s_i}$$

$$A_{s_i} = \pi D z_i$$

$$q_{sadm} = q_s * Fr$$

Dónde:

$$\alpha = 0.7$$

$$c = \text{cohesión del estrato } i. \quad c_1 = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$D \text{ ó } B = 1.20 \text{ m.}$$

$$P = \pi D = 3.77 \text{ m.}$$

$$z_i = z_1 = 10.00 \text{ m.}$$

$$A_{s_i} = \text{área lateral del estrato } i$$

$$FS = 4.$$

$$Fr = \text{Factor de resistencia de } = 1/FS = 1/4 = 0.25$$

$$Q_s = \text{Capacidad de carga por adherencia o por fricción positiva en (t).}$$

Sustituyendo en la Ec. 8 y Ec. 4, se tiene:

Y sustituyendo en la Ec. 7, se tiene:

$$Q_s = q_{sadm} = 20.95 \text{ t}$$

POR ADHERENCIA	
DIÁMETRO DE LA PILA (m)	Q _s (t)
0.80	13.97
0.90	15.71
1.00	17.46
1.10	19.21
1.20	20.95
1.40	24.45

- Peso de la pila (w_c).

Ahora determinaremos el peso de la pila y sustituyendo en la Ec. 10, se tiene:

$$W_c = \frac{\pi D^2}{4} L * \gamma_c$$

Dónde:

W_c = Peso de la pila.

D ó B = 1.20m

L = 10.0m.

γ_c = 2.40t/m³.

Sustituyendo se tiene:

W_c = 27.14 ton.

PESO DE LA PILA	
DIÁMETRO DE LA PILA (m)	W _c (t)
0.80	12.06
0.90	15.27
1.00	18.85
1.10	22.81
1.20	27.14
1.40	36.95
0.80	12.06

Finalmente se sustituye en la Ec. 5, se tiene:

$$Q_T = Q_B + Q_S$$

$$Q_T = Q_B + Q_S - NF - W_c$$

$$Q_T = Q_B - NF - W_c + Q_s + Q_s (FF)$$

$$Q_T = 510.04 - 14.07 - 27.14 + 20.95 + 77.68$$

- FINALMENTE, CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR COMPRESIÓN Y TENSION Df=3.00 m

DIAMETRO DE LA PILA (m)	Wc (tn)	Q _T (última) (tn)	Q _T (adm) (tn)
0.80	12.06	990.81	270.20
0.90	15.27	1240.76	334.21
1.00	18.85	1518.89	404.98
1.10	22.81	1825.23	482.51
1.20	27.14	2159.82	566.83
1.40	36.95	2913.93	755.86

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCION POSITIVA		POR FRICCION NEGATIVA		POR COHESION		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	904.94	226.23	0.80	51.79	0.80	9.27	0.80	55.88	13.97
0.90	1145.88	286.47	0.90	58.26	0.90	10.44	0.90	62.86	15.71
1.00	1415.38	353.84	1.00	64.73	1.00	11.60	1.00	69.84	17.46
1.10	1713.46	428.36	1.10	71.21	1.10	12.77	1.10	76.83	19.21
1.20	2040.17	510.04	1.20	77.68	1.20	13.94	1.20	83.81	20.95
1.40	2779.65	694.91	1.40	90.63	1.40	16.27	1.40	97.78	24.45

Cabe mencionar que los parámetros de resistencia fueron obtenidos mediante pruebas inalteradas, del tubo de pared delgada Shelby, además de la prueba de compresión simple en los núcleos de rocas y se complementó con el índice de calidad de la roca (RQD).

CÁLCULO DE ASENTAMIENTO.**Cimentaciones superficiales.**

Para la determinación del asentamiento de la zapatas o losa de cimentación se utilizará la siguiente expresión:

$$\delta_t = \delta_e + \delta_p$$

(14)

Asentamientos elásticos o inmediatos en suelos o rocas:

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, los asentamientos elásticos o inmediatos, se determinan con la ecuación propuesta por Steinbrenner (1934), para áreas rectangulares uniformemente cargadas, siguiente:

$$\delta_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2$$

(15)

Referencia (Bowles, J. E., 1996) o tomo 2 del Dr. Juárez Badillo, capítulo III, página 74.

Dónde:

δ_e	= Deformación elástica en cm.
q_0	= Presión de contacto (tn/m ²).
B	= Ancho de la cimentación en m.
L	= largo de la cimentación en m
E_s	= módulo de elasticidad del suelo (tn/m ²).
μ	=Relación de Poisson del suelo, adimensional (0.30).
F_1 y F_2	=Factor de forma que depende de la geometría de la cimentación adimensional

- Datos para el primer estrato:

δ_e	= Asentamiento elástico en cm.
q_0	= 20 tn/m ² .
B	= 5.0 m.
L	= 5.0 m

Sustituyendo en la expresión anterior donde se tiene lo siguiente:

$$\delta_e = 0.0024 \text{ m}$$

Finalmente se tiene un asentamiento elástico para el primer estrato de:

$$\delta_e = 0.0243 \text{ cm}$$

Resumen:

Prof Z1 (m)	Prof Z (m)	γ_m (tn/m ³)	P (tn/m ²)	B (m)	L (m)	z (m)	M	N	E	μ	F 1	F 2	σ_+	σ_-	σ total
0															
0.0	0.0														
0.60	0.60	1.610	20.00	5.0	5.0	1.20	1.00	0.24	5792.00	0.40	0.014	0.047	0.000		0.000
1.20	1.20			0	0		0	0		0	0	3	43		4
3.60	3.60	1.682	20.00	5.0	5.0	6.00	1.00	1.20	7183.90	0.40	0.220	0.080	0.002	0.00034	0.002
6.00	6.00			0	0		0	0		0	0	6	89	82	5
8.00	8.00	2.200	20.00	5.0	5.0	10.0	1.00	2.00	246999.00	0.40	0.280	0.250	0.000	0.00008	0.000
10.0	10.0			0	0		0	0		0	0	0	12	40	0
10.5	10.5	2.200	20.00	5.0	5.0	11.0	1.00	2.20	246999.00	0.40	0.305	0.280	0.000	0.00012	0.000
11.0	11.0			0	0		0	0		0	0	0	14	36	0
13.0	13.0	2.200	20.00	5.0	5.0	15.0	1.00	3.00	246999.00	0.40	0.360	0.285	0.000	0.00013	0.000
15.0	15.0			0	0		0	0		0	0	0	15	55	02
													0.057	0.0249	
														σ total =	0.00 3

ESQUINA	CENTRO
0.30	0.61

Asentamiento por consolidación primaria en suelos de consistencia natural de firme a muy firme:

$$\delta_p = m_v \Delta \sigma'_z H \quad (16)$$

Dónde:

- δ_t = Asentamiento total en zapatas o losa de cimentación cm.
- δ_e = Asentamiento elástico en cm.
- δ_p = Asentamiento por consolidación primaria en cm.

- $\Delta\sigma_z$ = Incremento de esfuerzo o descarga de la zapata o losa (kg/cm²).
 m_v = Coeficiente de compresibilidad, en cm²/kg.
 H = Profundidad ó espesor de zona de influencia debajo de la cimentación 3B
 N = Número de golpes medido en campo

Sustituyendo:

- δ_p = Asentamiento elástico en cm.
 Q = 20.00 tn=20,000 kg.
 X, y = 5.0m=500cm.
 r = 0.50 m=50 cm.
 A_p = 0.785m²=7,850 cm².
 q = 1.91 kg/cm².
 N = 50.
 m_v = 0.001 cm²/kg (ver siguiente tabla).

Coeficiente de compresibilidad m_v en cm²/kg (Leonardo Zeevaert, 1995. Diagnóstico de los parámetros mecánicos para el diseño de cimentaciones. DEPMI, UNAM).

Muy alta		Alta	Media		Baja	Muy baja
m_v (cm ² /kg)	>0.1	0.1 a 0.02	0.02 a 0.005		0.005 a 0.002	<0.002
Suelos cohesivo: Consistencia natural del suelo						
Muy blanda		Blanda	Media	Firme	Muy firme	Dura
N	<2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
Suelos granulares: Compacidad relativa						
Muy suelta		Suelta	Semi-compacta		compacta	Muy compacta
N	<4	4-10	10-30		30-50	>50

CALCULO DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL PUNTO B CENTRO										
				x (m)	5					
				y (m)	5					
Estrato	Prof Z1 (m)	Prof Z (m)	wn (tn/m²)	m=x/z	n= y/z	wo	$\Delta\sigma_z$ (ton/m²)	H (cm)	mv (cm²/kg)	ΔH (cm)
1	0.00	0.00	20.00							
	2.10	2.10	20.00	1.19	1.19	0.195	15.60	420.00	0.0200	13.105
	4.20	4.20	20.00							
2	6.60	6.60	20.00	0.38	0.38	0.055	4.42	480.00	0.0020	0.424
	9.00	9.00	20.00							
3	9.50	9.50	20.00	0.26	0.26	0.030	2.37	100.00	0.0010	0.024
	10.00	10.00	20.00							
	10.50	10.50	20.00	0.24	0.24	0.025	1.98	100.00	0.0010	0.020
	11.00	11.00	20.00							
	11.50	11.50	20.00	0.22	0.22	0.021	1.67	100.00	0.0010	0.017
	12.00	12.00	20.00							
	13.50	13.50	20.00	0.19	0.19	0.015	1.24	300.00	0.0010	0.037
	15.00	15.00	20.00						total	13.627

PARA EL ESTRATO No.1

H = 420 cm.

Z = H/2=420cm/2=210 cm.

m = x/z =2.5 m /2.10m=1.19

n = y/z =2.5 m /2.10m=1.19

wo = 0.195 (Factor de influencia para una área rectangular uniformemente cargada, ver tabla Juárez-Badillo, E., 2007, Mecánica de Suelos II, pág.49).

$\Delta\sigma'_z$ = 4 * wn*wo=4*20*0.195 = 15.6 ton/m².

Mv = 0.02

$\delta_p = m_v \Delta\sigma'_z H$ = (0.02*15.60*420) /10 =13.105

PARA EL ESTRATO No.2

H = 480 cm.

Z = (900-420)/2)+4200=660 cm.

m = x/z =2.5 m /6.60m=0.38

n = y/z =2.55 m /6.60m=0.38

wo = 0.055 (Factor de influencia para una área rectangular uniformemente cargada, ver tabla Juárez-Badillo, E., 2007, Mecánica de Suelos II, pág.49).

$\Delta\sigma'_z$ = 4*wn*wo=4*20*0.055 = 4.42ton/m².

Mv = 0.002

$\delta_p = m_v \Delta\sigma'_z H$ = (0.002*4.40*480) /10 =0.424

PARA EL ESTRATO No.3

$$H = 100 \text{ cm.}$$

$$Z = (1000-900)/2 + 900 = 950 \text{ cm.}$$

$$m = x/z = 2.50 \text{ m} / 9.50 \text{ m} = 0.26$$

$$n = y/z = 2.50 \text{ m} / 9.50 \text{ m} = 0.26$$

$$w_o = 0.030 \text{ (Factor de influencia para una área rectangular uniformemente cargada, ver tabla Juárez-Badillo, E., 2007, Mecánica de Suelos II, pág.49).}$$

$$\Delta\sigma'_z = 4 * w_n * w_o = 4 * 20 * 0.030 = 2.40 \text{ ton/m}^2.$$

$$M_v = 0.001$$

$$\delta_p = m_v \Delta\sigma'_z H \dots\dots\dots = (0.001 * 2.40 * 100) / 10 = 0.024$$

PARA EL ESTRATO No.4

$$H = 100 \text{ cm.}$$

$$Z = (1100-1000)/2 + 1000 = 10500 \text{ cm.}$$

$$m = x/z = 2.50 \text{ m} / 10.50 \text{ m} = 0.26$$

$$n = y/z = 2.50 \text{ m} / 10.50 \text{ m} = 0.26$$

$$w_o = 0.025 \text{ (Factor de influencia para una área rectangular uniformemente cargada, ver tabla Juárez-Badillo, E., 2007, Mecánica de Suelos II, pág.49).}$$

$$\Delta\sigma'_z = 4 * w_n * w_o = 4 * 20 * 0.025 = 1.98 \text{ ton/m}^2.$$

$$M_v = 0.001$$

$$\delta_p = m_v \Delta\sigma'_z H \dots\dots\dots = (0.001 * 1.98 * 100) / 10 = 0.0198$$

PARA EL ESTRATO No.5

$$H = 100 \text{ cm.}$$

$$Z = (12000-1100)/2 + 1100 = 11500 \text{ cm.}$$

$$m = x/z = 2.50 \text{ m} / 11.50 \text{ m} = 0.22$$

$$n = y/z = 2.50 \text{ m} / 11.50 \text{ m} = 0.22$$

$$w_o = 0.021 \text{ (Factor de influencia para una área rectangular uniformemente cargada, ver tabla Juárez-Badillo, E., 2007, Mecánica de Suelos II, pág.49).}$$

$$\Delta\sigma'_z = 4 * w_n * w_o = 4 * 20 * 0.021 = 1.67 \text{ ton/m}^2.$$

$$M_v = 0.001$$

$$\delta_p = m_v \Delta\sigma'_z H \dots\dots\dots = (0.001 * 1.67 * 100) / 10 = 0.017$$

PARA EL ESTRATO No.6

$$H = 300 \text{ cm.}$$

$$Z = (1500-1200)/2 + 1200 = 13500 \text{ cm.}$$

$$m = x/z = 2.50 \text{ m} / 13.50 \text{ m} = 0.19$$

$$n = y/z = 2.50 \text{ m} / 13.50 \text{ m} = 0.19$$

$$w_o = 0.015 \text{ (Factor de influencia para una área rectangular uniformemente cargada, ver tabla Juárez-Badillo, E., 2007, Mecánica de Suelos II, pág.49).}$$

$$\Delta\sigma'_z = 4 * w_n * w_o = 4 * 20 * 0.015 = 1.24 \text{ ton/m}^2.$$

$$M_v = 0.001$$

$$\delta_p = m_v \Delta\sigma'_z H \dots\dots\dots = (0.001 * 1.24 * 300) / 10 = 0.037$$

Por lo tanto el asentamiento total es:

$$\delta_t = \delta_e + \delta_p = 0.61 \text{ cm} + 13.627 \text{ cm} = 14.237 \text{ cm.}$$

Nota: Es conveniente mencionar que el asentamiento elástico es absorbida durante la etapa de construcción quedando únicamente el asentamiento por consolidación primaria que es de **13.627 cm**, por lo que puede considerarse poco significativos dentro de lo especificado por el reglamento de construcciones, ya que se esperan asentamientos elásticos solamente, por ser suelos duros ó muy compactos.

Cimentaciones profundas.

Para la determinación del asentamiento de la pila se utilizará la siguiente expresión:

$$\delta_t = \delta_e + \delta_p \quad (11)$$

Deformación de la pila y asentamientos elásticos o inmediatos en suelos preconsolidados, arenas compactas o rocas:

$$\delta_e = \frac{\Sigma Q L}{E_p * A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s * \sqrt{A_p}} (1 - \nu_s^2) \quad (12)$$

Referencia.- CFE 1981, obtenida del manual de cimentaciones profundas, página 100.

Deformación o asentamiento por consolidación primaria en suelos de consistencia natural muy blanda a muy firme o normalmente consolidados:

$$\delta_p = m_v \Delta \sigma'_z H \quad (13)$$

Dónde:

- δ_t = Asentamiento total de la pila en cm.
- δ_e = Asentamiento elástico en cm.
- δ_p = Asentamiento por consolidación primaria en cm.
- ΣQ = Combinación más desfavorable de cargas (por pila).
- L = Longitud de la pila en m ó cm.
- E_p = Modulo de deformación de la pila
- E_s = Modulo de deformabilidad del estrato de apoyo.

- A_p = Área de la pila en m^2 ó cm^2 .
 ν = Relación de Poisson
 m_v = Coeficiente de compresibilidad, en cm^2/kg .
 H = Profundidad ó espesor de zona de influencia debajo de la cimentación 3B o 3D.
 D ó d = diámetro de la pila en m ó cm.
 N = Número de golpes medido en campo.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto en kg/cm^2 ,
 $E_c = 14,000 * (f'_c)^{0.5}$.
 E_s = Módulo de elasticidad del suelo de desplante en tn/m^2 ,
 (Bowles, J.E., 1996. Foundation análisis and design) y
 (González de Vallejo, L. I. 2002, Ingeniería Geológica).

$$\delta_e = \frac{\Sigma QL}{E_p * A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s * \sqrt{A_p}} (1 - \nu_s^2)$$

Dónde:

- δ_e = Asentamiento elástico en cm.
 Q = 500t.
 D ó B = 1.20m
 L = 10.0m.
 f'_c = 250 kg/cm^2 .
 E_c = $14,000 * (f'_c)^{0.5} = 14,000 * (250 kg/cm^2)^{0.5} = 2,213,594 t/m^2$.
 A_p = $1.131 m^2$.
 N = 50 golpes.
 ν = 0.40
 E_s = 10,800 t/m^2 .

Sustituyendo se tiene:

$$\delta_e = 0.06693 \text{ m} \dots \dots \delta_e = 6.7 \text{ cm}$$

Y para el caso del asentamiento los asentamientos por **consolidación primaria**, no se presentan, ya que la pila se apoyará en el estrato rocoso.

COEFICIENTES DE EMPUJE TEORÍA DE RANKINE

Coeficiente de presión de tierra en reposo (K_o)

Con el valor de OCR se va a la siguiente tabla, de Brooker y Ireland (1965), para obtener el valor de K₀.

Consistencia natural	Qu (kg/cm ²)			OCR	N
Muy blanda	0.0-0.25	NC	Arcilla virgen	1.0	0-2
Blanda	0.25-0.50			1.0	2-4
Media	0.50-1.0			1.0	4-8
Firme	1.00-2.00	OC	Arcilla cementada o consolidada	1.0-10	8-15
Muy firme	2.00-4.00			10-16.0	15-30
dura	>4.00			16.0-32.0	>30

TABLA 12.- Consistencia natural y Relación de OCR, con base al número de goles (N)

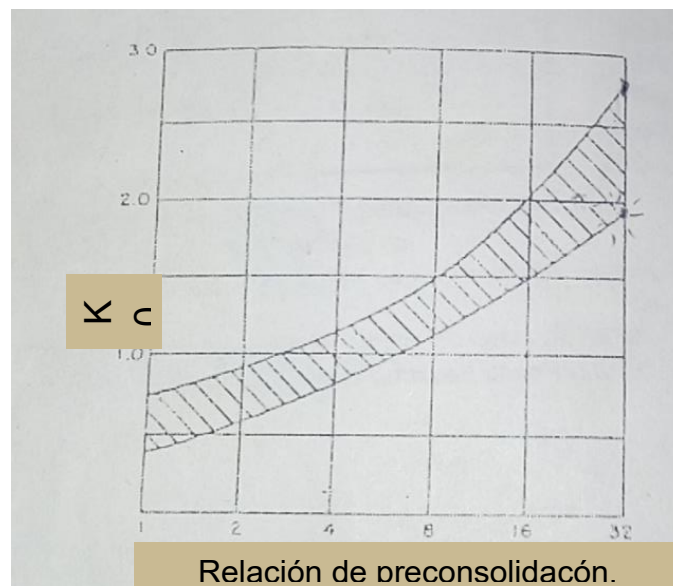


FIGURA 10.- Consistencia natural y Relación de OCR, con base al número de goles (N)

Coeficiente de presión activa de tierra (K_a)

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Coeficiente de presión pasiva de tierra (K_p)

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Empujes en elementos de retención de tierras

A continuación, se presenta el diagrama de empujes.

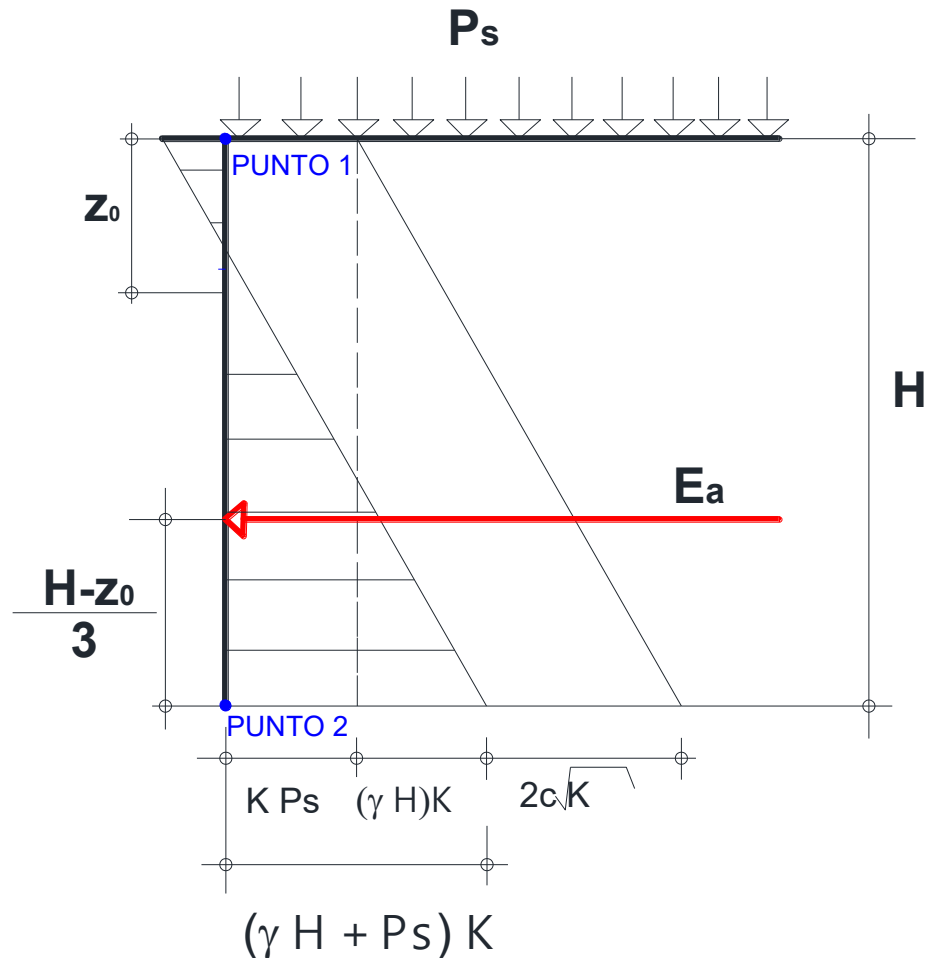


FIGURA 11.- Diagrama de presiones

Presión total = Presión efectiva del terreno + Presión del agua + Presión de la sobrecarga

En este caso la presión del agua es nula, ya que no se detectó N.A.F.

Presión total = Presión efectiva del terreno + Presión de la sobrecarga

❖ **Calculo de la presión de la sobrecarga.**

$$\sigma_q = K_a * q$$

q = Carga uniformemente repartida

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2)$$

❖ **Calculo de la presión del suelo:**❖ En el punto 1

$$\sigma_q = K_a * \gamma * H - 2c K_a^{1/2}$$

❖ En el punto 2

$$\sigma_q = K_a * \gamma * H - 2c K_a^{1/2}$$

Módulos de reacción

$$K_{svertical} = \frac{\text{presion de contacto}}{\text{asentamiento elastico}} =$$

$$K_s \text{ vertical} = \frac{2.0 \text{ ton/m}^2}{0.61 \text{ m}} = 3.288 \text{ kg/cm}^3 \quad \textbf{cimentaciones superficiales}$$

$$K_s \text{ vertical} = \frac{442.097 \text{ ton/m}^2}{0.06693 \text{ m}} = 6.606 \text{ kg/cm}^3 \quad \textbf{cimentaciones profundas}$$

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA**CAPACIDAD DE CARGA SPT 1.**

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N promedio del estrato (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT-1	N/A	1	0.00	4.20	4.20	1.710	0.40	0.02	**579.20	1.5	0.33	3.00	16	--	--	0.12	30	SM
		2	4.20	9.00	4.80	1.782	0.40	0.002	**718.39	2.0	0.28	3.54	29	--	--	0.14	34	SM
		3	9.00	15.40	6.40	2.200	0.40	0.001	24,699.87	2.0	0.27	3.69	BARRIL	642.2	62.97	2.0	35	A

Se determinó mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 & ** \quad E \\
 & = 40,000 \\
 & + (1050 * N) \dots (Kpa)..
 \end{aligned}$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm ²
16	56,800	579.20
29	70,450	718.39

MODULO DE REACCION						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (kg/cm ³)	Ksh horizontal (kg/cm ³)
10.00	1	40	35.368	0.526	6.722	3.361
	2	100	88.419	1.325	6.673	3.337
	3	500	442.097	6.693	6.605	3.303
12.00	1	40	35.368	0.526	6.722	3.361
	2	100	88.419	1.325	6.673	3.337
	3	500	442.097	6.733	6.566	3.283

MODULO DE REACCION				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	15.60	0.0060	36121.94	18060.97
2	4.42	0.0023	1775.05	887.52
3	1.55	0.0004	37792.91	18896.46

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas			Zapatas Aisladas		
Df	q _{adm} (t/m ²)			q _{adm} (t/m ²)		
3.0	64.72	+	2.40 B	78.40	+	1.92 B
3.5	67.91	+	2.40 B	81.59	+	1.92 B
4.0	71.09	+	2.40 B	84.78	+	1.92 B
4.5	74.28	+	2.40 B	87.96	+	1.92 B
5.0	77.47	+	2.40 B	91.15	+	1.92 B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone un ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas	Ancho B (m)	q _{adm} (t/m ²)
Df	q _{adm} (t/m ²)		
3.0	78.40 + 1.92 B	5.00	88.00
3.5	81.59 + 1.92 B	5.00	91.19
4.0	84.78 + 1.92 B	5.00	94.38
4.5	87.96 + 1.92 B	5.00	97.56
5.0	91.15 + 1.92 B	5.00	100.75

Pilas coladas en sitio**Capacidad de carga para una pila de longitud L=10.00m. (Df=10.00m)**

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	12.06	990.81	270.20
0.90	15.27	1240.76	334.21
1.00	18.85	1518.89	404.98
1.10	22.81	1825.23	482.51
1.20	27.14	2159.82	566.83
1.40	36.95	2913.93	755.86

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCION POSITIVA		POR FRICCION NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _S (últ) (tn)	Q _S (adm) (tn)
0.80	904.94	226.23	0.80	51.79	0.80	9.27	0.80	55.88	13.97
0.90	1145.88	286.47	0.90	58.26	0.90	10.44	0.90	62.86	15.71
1.00	1415.38	353.84	1.00	64.73	1.00	11.60	1.00	69.84	17.46
1.10	1713.46	428.36	1.10	71.21	1.10	12.77	1.10	76.83	19.21
1.20	2040.17	510.04	1.20	77.68	1.20	13.94	1.20	83.81	20.95
1.40	2779.65	694.91	1.40	90.63	1.40	16.27	1.40	97.78	24.45

Capacidad de carga para una pila de longitud L=12.00m. (Df=12.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	14.48	1135.81	324.61
0.90	18.32	1410.69	396.85
1.00	22.62	1715.26	476.17
1.10	27.37	2049.58	562.59
1.20	32.57	2413.70	656.11
1.40	44.33	3231.51	864.54

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	955.35	238.84	0.80	84.56	0.80	15.18	0.80	126.25	31.56
0.90	1209.76	302.44	0.90	95.13	0.90	17.09	0.90	142.03	35.51
1.00	1494.31	373.58	1.00	105.71	1.00	19.00	1.00	157.81	39.45
1.10	1809.07	452.27	1.10	116.28	1.10	20.91	1.10	173.59	43.40
1.20	2154.08	538.52	1.20	126.85	1.20	22.82	1.20	189.37	47.34
1.40	2935.02	733.75	1.40	147.99	1.40	26.64	1.40	220.93	55.23

CAPACIDAD DE CARGA SPT 2

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N promedio del estrato (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
										Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT-2	N/A	1	0.00	5.40	5.40	1.247	0.3	0.02	*42.83	1.0	0.66	1.52	8	--	--	0.22	12	ML
		2	5.40	12.60	7.20	1.682	0.4	0.002	**846.47	2.0	0.28	3.54	41	--	--	0.14	34	SM
		3	12.60	16.00	3.40	2.121	0.4	0.001	17,510.70	2.0	0.41	2.46	BARRIL	455.3	44.65	2.2	25	A

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Jossep Bowles Pág. 266.

$$E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)_{137}$$

**

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm ²
41	83,050	846.47

MODULO DE REACCION						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (kg/cm ³)	Ksh horizontal (kg/cm ³)
13.00	1	13	44.495	0.172	6.697	3.349
	2	120	106.103	1.621	6.547	3.273
	3	400	353.678	5.402	6.547	3.273
14.00	1	13	44.495	0.172	6.697	3.349
	2	120	106.103	1.621	6.547	3.273
	3	400	353.678	5.418	6.528	3.264

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	19.81	0.0164	1208.06	604.03
2	6.54	0.0024	2737.48	1368.74
3	1.55	0.0001	28075.41	14037.70

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas			Zapatas Aisladas		
Df	q _{adm} (t/m ²)			q _{adm} (t/m ²)		
3.0	25.72	+	1.03 B	30.55	+	0.83 B
3.5	27.33	+	1.03 B	32.15	+	0.83 B
4.0	28.94	+	1.03 B	33.76	+	0.83 B
4.5	30.54	+	1.03 B	35.37	+	0.83 B
5.0	32.15	+	1.03 B	36.98	+	0.83 B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone una ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas	Ancho B (m)	q _{adm} (t/m ²)
Df	q _{adm} (t/m ²)		
3.0	30.55 + 0.83 B	5.0	34.70
3.5	32.15 + 0.83 B	5.0	36.30
4.0	33.76 + 0.83 B	5.0	37.91
4.5	35.37 + 0.83 B	5.0	39.52
5.0	36.98 + 0.83 B	5.0	41.13

Pilas coladas en sitio

Capacidad de carga para una pila de longitud L=13.00m. (Df=13.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _r (última)	Q _r (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	15.68	759.06	201.78
0.90	19.85	946.31	248.43
1.00	24.50	1154.16	299.85
1.10	29.65	1382.64	356.07
1.20	35.29	1631.76	417.08
1.40	48.03	2192.00	553.50

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCION POSITIVA		POR FRICCION NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	670.69	167.67	0.80	38.15	0.80	6.20	0.80	72.34	18.09
0.90	849.13	212.28	0.90	42.91	0.90	6.97	0.90	81.38	20.35
1.00	1048.65	262.16	1.00	47.68	1.00	7.75	1.00	90.43	22.61
1.10	1269.29	317.32	1.10	52.45	1.10	8.53	1.10	99.47	24.87
1.20	1511.06	377.76	1.20	57.22	1.20	9.31	1.20	108.51	27.13
1.40	2058.07	514.52	1.40	66.76	1.40	10.87	1.40	126.60	31.65

Capacidad de carga para una pila de longitud L=14.00m. (Df=14.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	16.89	809.75	218.65
0.90	21.38	1004.58	267.58
1.00	26.39	1220.29	321.33
1.10	31.93	1456.91	379.92
1.20	38.00	1714.45	443.34
1.40	51.72	2292.42	584.72

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	680.61	170.15	0.80	46.39	0.80	7.60	0.80	107.53	26.88
0.90	861.70	215.42	0.90	52.19	0.90	8.55	0.90	120.97	30.24
1.00	1064.20	266.05	1.00	57.99	1.00	9.51	1.00	134.41	33.60
1.10	1288.13	322.03	1.10	63.79	1.10	10.47	1.10	147.85	36.96
1.20	1533.52	383.38	1.20	69.59	1.20	11.42	1.20	161.29	40.32
1.40	2088.76	522.19	1.40	81.19	1.40	13.34	1.40	188.17	47.04

CAPACIDAD DE CARGA SPT 3.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N promedio del estrato (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp	(golpes)	Kg/cm ²	Mpa			
SPT-3	N/A	1	0.00	4.20	4.20	1.227	0.3	0.02	24.47	1.0	0.70	1.42	6	--	--	0.24	10	MH
		2	4.20	9.00	4.80	1.289	0.3	0.02	48.95	1.5	0.66	1.52	10	--	--	0.28	12	ML
		3	9.00	11.40	2.40	1.682	0.4	0.001	718.39	2.0	0.28	3.54	29	--	--	0.14	34	SM
		4	11.40	21.07	9.67	1.320	0.4	0.001	116.25	2.0	0.59	1.70	32	--	--	2.0	25	ML

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Jossep Bowles Pág. 266.

** $E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa) ..$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
6	2,400	24.47
10	4,800	48.95
29	70,450	718.39
32	11,400	116.25

MODULO DE REACCION						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m2)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (kg/cm3)	Ksh horizontal (kg/cm3)
12.00	1	10	8.842	0.132	6.722	3.361
	2	19	16.800	0.254	6.625	3.313
	3	100	88.419	1.344	6.578	3.289
	4	150	132.629	2.020	6.566	3.283
14.00	1	10	8.842	0.132	6.722	3.361
	2	19	16.800	0.254	6.625	3.313
	3	100	88.419	1.344	6.578	3.289
	4	150	132.629	2.032	6.528	3.264
15.00	1	10	8.842	0.132	6.722	3.361
	2	19	16.800	0.254	6.625	3.313
	3	100	88.419	1.344	6.578	3.289
	4	150	132.629	2.038	6.508	3.254

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m2)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m3)	Ksh horizontal (Ton/m3)
1	19.81	0.0175	1133.60	566.80
2	6.54	0.0338	193.57	96.78
3	2.09	0.0016	1271.33	635.66
4	1.29	0.0011	1225.84	612.92

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	$q_{adm} (t/m^2)$				$q_{adm} (t/m^2)$			
3.0	13.46	+	0.33	B	16.30	+	0.26	B
3.5	14.13	+	0.33	B	16.97	+	0.26	B
4.0	14.79	+	0.33	B	17.63	+	0.26	B
4.5	15.46	+	0.33	B	18.30	+	0.26	B
5.0	16.12	+	0.33	B	18.96	+	0.26	B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone un ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto, la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q adm (t/m²)
Df	q adm (t/m²)					
3.0	16.30	+	0.26	B	5.0	17.60
3.5	16.97	+	0.26	B	5.0	18.27
4.0	17.63	+	0.26	B	5.0	18.93
4.5	18.30	+	0.26	B	5.0	19.60
5.0	18.96	+	0.26	B	5.0	20.26

Pilas coladas en sitio

Capacidad de carga para una pila de longitud L=12.00m. (Df=12.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	Wc	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	14.48	421.87	139.23
0.90	18.32	522.62	171.28
1.00	22.62	634.07	206.60
1.10	27.37	756.21	245.17
1.20	32.57	889.04	287.01
1.40	44.33	1186.83	380.49

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _S (últ) (tn)	Q _S (adm) (tn)
0.80	355.55	118.52	0.80	14.33	0.80	1.88	0.80	68.40	22.80
0.90	450.06	150.02	0.90	16.12	0.90	2.11	0.90	76.95	25.65
1.00	555.71	185.24	1.00	17.91	1.00	2.35	1.00	85.50	28.50
1.10	672.50	224.17	1.10	19.71	1.10	2.58	1.10	94.05	31.35
1.20	800.44	266.81	1.20	21.50	1.20	2.82	1.20	102.60	34.20
1.40	1089.81	363.27	1.40	25.08	1.40	3.29	1.40	119.70	39.90

Capacidad de carga para una pila de longitud L=14.00m. (Df=14.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	16.89	499.37	167.10
0.90	21.38	610.05	202.48
1.00	26.39	731.47	241.10
1.10	31.93	863.63	282.94
1.20	38.00	1006.54	328.01
1.40	51.72	1324.63	427.86

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _S (últ) (tn)	Q _S (adm) (tn)
0.80	359.64	119.88	0.80	20.78	0.80	2.84	0.80	138.77	46.26
0.90	455.23	151.74	0.90	23.38	0.90	3.20	0.90	156.12	52.04
1.00	562.09	187.36	1.00	25.98	1.00	3.55	1.00	173.47	57.82
1.10	680.22	226.74	1.10	28.58	1.10	3.91	1.10	190.81	63.60
1.20	809.64	269.88	1.20	31.18	1.20	4.27	1.20	208.16	69.39
1.40	1102.31	367.44	1.40	36.37	1.40	4.98	1.40	242.85	80.95

Capacidad de carga para una pila de longitud L=15.00m. (Df=15.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	18.10	538.49	181.39
0.90	22.90	654.16	218.48
1.00	28.27	780.61	258.79
1.10	34.21	917.83	302.31
1.20	40.72	1065.82	349.04
1.40	55.42	1394.16	452.16

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCION POSITIVA		POR FRICCION NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _S (últ) (tn)	Q _S (adm) (tn)
0.80	361.68	120.56	0.80	24.44	0.80	3.39	0.80	173.96	57.99
0.90	457.82	152.61	0.90	27.49	0.90	3.82	0.90	195.70	65.23
1.00	565.28	188.43	1.00	30.55	1.00	4.24	1.00	217.45	72.48
1.10	684.09	228.03	1.10	33.60	1.10	4.67	1.10	239.19	79.73
1.20	814.23	271.41	1.20	36.66	1.20	5.10	1.20	260.94	86.98
1.40	1108.57	369.52	1.40	42.76	1.40	5.95	1.40	304.43	101.48

CAPACIDAD DE CARGA SPT 4.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson μ	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
										Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT4	N/A	1	0.00	1.80	1.80	1.247	0.35	0.02	*30.59	1.0	0.66	1.52	4	--	--	0.22	12	ML
		2	1.80	7.20	5.40	1.684	0.40	0.02	*525.66	1.5	0.34	2.92	11	--	--	0.11	29.3	SM
		3	7.20	13.20	6.00	1.682	0.40	0.002	**889.70	2.0	0.28	3.54	45	--	--	0.14	34	SM
		4	13.20	15.00	1.80	2.246	0.40	0.001	28,657.62	2.0	0.29	3.39	BARRIL	745.1	73.07	2.5	33	A

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Jossep Bowles Pág. 266.

$$** E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
4	3,000	30.59
11	51,550	525.66
45	87,250	889.70

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m2)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (kg/cm3)	Ksh horizontal (kg/cm3)
14.00	1	10.0	8.842	0.131	6.771	3.386
	2	60.0	53.052	0.796	6.661	3.331
	3	300.0	265.258	4.054	6.543	3.272
	4	500	442.097	6.773	6.528	3.264
16.00	1	10.0	8.842	0.131	6.771	3.386
	2	60.0	53.052	0.796	6.661	3.331
	3	300.0	265.258	4.054	6.543	3.272
	4	500	442.097	6.813	6.489	3.245

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m2)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m3)	Ksh horizontal (Ton/m3)
1	--	--	--	--
2	15.60	0.0026	5992.57	2996.28
3	3.83	0.0013	3045.90	1522.95
4	1.41	0.00003	49473.00	24736.50

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	$q_{adm} \text{ (t/m}^2\text{)}$				$q_{adm} \text{ (t/m}^2\text{)}$			
3.0	31.78	+	1.63	B	37.10	+	1.30	B
3.5	34.11	+	1.63	B	39.44	+	1.30	B
4.0	36.45	+	1.63	B	41.78	+	1.30	B
4.5	38.79	+	1.63	B	44.11	+	1.30	B
5.0	41.13	+	1.63	B	46.45	+	1.30	B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone una ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q adm (t/m²)
Df	q adm (t/m²)					
3.0	37.10	+	1.30	B	5.0	43.60
3.5	39.44	+	1.30	B	5.0	45.94
4.0	41.78	+	1.30	B	5.0	48.28
4.5	44.11	+	1.30	B	5.0	50.61
5.0	46.45	+	1.30	B	5.0	52.95

Pilas coladas en sitio**Capacidad de carga para una pila de longitud L=14.00m. (Df=14.00m)**

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	16.89	928.23	275.28
0.90	21.38	1156.24	335.86
1.00	26.39	1409.27	402.30
1.10	31.93	1687.36	474.61
1.20	38.00	1990.54	552.79
1.40	51.72	2672.30	726.82

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _S (últ) (tn)	Q _S (adm) (tn)
0.80	810.25	202.56	0.80	90.92	0.80	15.76	0.80	60.34	15.09
0.90	1025.95	256.49	0.90	102.29	0.90	17.74	0.90	67.89	16.97
1.00	1267.20	316.80	1.00	113.66	1.00	19.72	1.00	75.43	18.86
1.10	1534.03	383.51	1.10	125.02	1.10	21.70	1.10	82.97	20.74
1.20	1826.48	456.62	1.20	136.39	1.20	23.69	1.20	90.52	22.63
1.40	2488.37	622.09	1.40	159.12	1.40	27.66	1.40	105.60	26.40

Capacidad de carga para una pila de longitud L=16.00m. (Df=16.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	19.30	1068.42	332.25
0.90	24.43	1319.32	401.01
1.00	30.16	1596.46	475.88
1.10	36.49	1899.86	556.85
1.20	43.43	2229.56	643.96
1.40	59.11	2968.03	836.57

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	850.84	212.7 1	0.80	129.5 7	0.80	22.5 6	0.80	130.7 2	32.6 8
0.90	1077.3 6	269.3 4	0.90	145.7 6	0.90	25.3 9	0.90	147.0 5	36.7 6
1.00	1330.7 1	332.6 8	1.00	161.9 6	1.00	28.2 3	1.00	163.3 9	40.8 5
1.10	1610.9 3	402.7 3	1.10	178.1 5	1.10	31.0 7	1.10	179.7 3	44.9 3
1.20	1918.0 6	479.5 2	1.20	194.3 5	1.20	33.9 1	1.20	196.0 7	49.0 2
1.40	2613.1 9	653.3 0	1.40	226.7 4	1.40	39.5 9	1.40	228.7 5	57.1 9

CAPACIDAD DE CARGA SPT 5.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT-5	N/A	1	0.00	1.80	1.80	1.247	0.3	0.02	*67.31	1.5	0.66	1.52	16	--	--	0.22	12	ML
		2	1.80	4.80	3.00	1.654	0.4	0.002	**729.10	2.0	0.29	3.42	30	--	--	0.14	33.2	SM
		3	4.80	6.60	1.80	1.320	0.4	0.005	*100.95	2.0	0.59	1.70	27	--	--	1.0	15	MH
		4	6.60	15.00	8.40	2.103	0.4	0.001	15,193.11	2.0	0.36	2.77	BARRIL	395.00	38.74	2.0	28	A

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Josseph Bowles Pág. 266.

$$** E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm ²
16	6,600	67.31
30	71,500	729.10
27	9,900	100.95

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (kg/cm ³)	Ksh horizontal (kg/cm ³)
10.0	1	10	8.842	0.131	6.771	3.386
	2	60	53.052	0.791	6.710	3.355
	3	80	70.736	1.060	6.673	3.337
	4	400	353.678	5.354	6.606	3.303
12.00	1	10	8.842	0.131	6.771	3.386
	2	60	53.052	0.791	6.710	3.355
	3	80	70.736	1.060	6.673	3.337
	4	400	35.678	5.386	6.566	3.283

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	--	--	--	--
2	19.40	0.007	27712.82	13856.41
3	13.24	0.0056	2367.83	1183.92
4	2.46	0.0001	19272.20	9636.10

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	q _{adm} (t/m ²)				q _{adm} (t/m ²)			
3.0	69.45	+	1.74	B	85.78	+	1.39	B
3.5	71.95	+	1.74	B	88.28	+	1.39	B
4.0	74.45	+	1.74	B	90.78	+	1.39	B
4.5	76.95	+	1.74	B	93.28	+	1.39	B
5.0	79.46	+	1.74	B	95.79	+	1.39	B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone un ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto, la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q _{adm} (t/m ²)
Df	q _{adm} (t/m ²)					
3.0	85.78	+	1.39	B	5.0	92.73
3.5	88.28	+	1.39	B	5.0	95.23
4.0	90.78	+	1.39	B	5.0	97.73
4.5	93.28	+	1.39	B	5.0	100.23
5.0	95.79	+	1.39	B	5.0	102.74

Pilas coladas en sitio**Capacidad de carga para una pila de longitud L=10.00m. (Df=10.00m)**

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c (tn)	Q _T (última) (tn)	Q _T (adm) (tn)
0.80	12.06	660.01	179.80
0.90	15.27	807.74	217.30
1.00	18.85	970.01	258.15
1.10	22.81	1146.85	302.36
1.20	27.14	1338.25	349.93
1.40	36.95	1764.85	455.16

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	474.63	118.6 6	0.80	38.2 5	0.80	6.18	0.80	165.6 5	41.4 1
0.90	600.89	150.2 2	0.90	43.0 3	0.90	6.96	0.90	186.3 6	46.5 9
1.00	742.08	185.5 2	1.00	47.8 1	1.00	7.73	1.00	207.0 7	51.7 7
1.10	898.21	224.5 5	1.10	52.5 9	1.10	8.51	1.10	227.7 8	56.9 4
1.20	1069.2 9	267.3 2	1.20	57.3 7	1.20	9.29	1.20	248.4 8	62.1 2
1.40	1456.3 6	364.0 9	1.40	66.9 3	1.40	10.8 4	1.40	289.9 0	72.4 7

Capacidad de carga para una pila de longitud L=12.00m. (Df=12.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	14.48	767.97	220.07
0.90	18.32	931.66	262.96
1.00	22.62	1110.44	309.27
1.10	27.37	1304.34	359.03
1.20	32.57	1513.38	412.23
1.40	44.33	1976.91	528.98

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	494.50	123.6 3	0.80	62.55	0.80	10.2 1	0.80	236.0 3	59.01
0.90	626.07	156.5 2	0.90	70.37	0.90	11.4 9	0.90	265.5 3	66.38
1.00	773.19	193.3 0	1.00	78.19	1.00	12.7 7	1.00	295.0 3	73.76
1.10	935.88	233.9 7	1.10	86.01	1.10	14.0 6	1.10	324.5 4	81.13
1.20	1114.1 6	278.5 4	1.20	93.82	1.20	15.3 4	1.20	354.0 4	88.51
1.40	1517.5 3	379.3 8	1.40	109.4 6	1.40	17.9 1	1.40	413.0 5	103.2 6

CAPACIDAD DE CARGA SPT 6.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT 6	N/A	1	0.00	3.00	3.00	1.247	0.4	0.02	*64.24	1.5	0.66	1.52	15	--	--	0.22	12	ML
		2	3.00	5.40	2.40	1.321	0.4	0.005	*67.30	1.5	0.63	1.58	16	--	--	0.54	13	MH
		3	5.40	13.75	8.35	1.309	0.4	0.002	*76.49	1.5	0.58	1.72	19	--	--	0.62	15.3	ML
		4	13.75	23.00	9.25	2.029	0.4	0.001	16,495.37	2.0	0.41	2.46	BARRIL	428.9	42.06	2.00	25	A

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Jossep Bowles Pág. 266.

$$E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
15	6,300	64.24
16	6,600	67.30
19	7,500	76.49

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m2)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (kg/cm3)	Ksh horizontal (kg/cm3)
14.00	1	10.0	8.842	0.131	6.746	3.373
	2	35.0	30.947	0.462	6.697	3.349
	3	90.0	79.577	1.218	6.532	3.266
	4	300	265.258	4.064	6.528	3.264
16.00	1	10.0	8.842	0.131	6.746	3.373
	2	35.0	30.947	0.462	6.697	3.349
	3	90.0	79.577	1.218	6.532	3.266
	4	300	265.258	4.088	6.489	3.245

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	19.40	0.0009	2231.08	1115.54
2	8.47	0.0028	154.19	77.09
3	1.91	0.0117	27068.54	13534.27
4	--	--	--	--

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	q _{adm} (t/m ²)				q _{adm} (t/m ²)			
4.0	18.59	+	0.28	B	22.70	+	0.23	B
4.5	19.20	+	0.28	B	23.31	+	0.23	B
5.0	19.81	+	0.28	B	23.92	+	0.23	B
5.5	20.42	+	0.28	B	24.53	+	0.23	B
6.0	21.03	+	0.28	B	25.14	+	0.23	B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone un ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q _{adm} (t/m ²)
Df	q _{adm} (t/m ²)					
3.0	22.70	+	0.23	B	5.0	23.85
3.5	23.31	+	0.23	B	5.0	24.46
4.0	23.92	+	0.23	B	5.0	25.07
4.5	24.53	+	0.23	B	5.0	25.68
5.0	25.14	+	0.23	B	5.0	26.29

Pilas coladas en sitio**Capacidad de carga para una pila de longitud L=14.00m. (Df=14.00m)**

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	16.89	505.11	124.07
0.90	21.38	615.93	149.72
1.00	26.39	737.36	177.62
1.10	31.93	869.41	207.78
1.20	38.00	1012.09	240.20
1.40	51.72	1329.33	311.83

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	355.55	88.89	0.80	15.9 8	0.80	1.97	0.80	152.5 0	38.1 2
0.90	450.06	112.5 1	0.90	17.9 8	0.90	2.22	0.90	171.5 6	42.8 9
1.00	555.70	138.9 3	1.00	19.9 8	1.00	2.47	1.00	190.6 2	47.6 5
1.10	672.50	168.1 2	1.10	21.9 7	1.10	2.72	1.10	209.6 8	52.4 2
1.20	800.44	200.1 1	1.20	23.9 7	1.20	2.97	1.20	228.7 4	57.1 9
1.40	1089.8 0	272.4 5	1.40	27.9 7	1.40	3.46	1.40	266.8 7	66.7 2

Capacidad de carga para una pila de longitud L=16.00m. (Df=16.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	19.30	582.92	146.07
0.90	24.43	703.70	174.26
1.00	30.16	835.17	204.67
1.10	36.49	977.31	237.30
1.20	43.43	1130.13	272.15
1.40	59.11	1467.85	348.51

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	359.60	89.90	0.80	22.7 9	0.80	2.96	0.80	222.8 7	55.7 2
0.90	455.20	113.8 0	0.90	25.6 4	0.90	3.33	0.90	250.7 3	62.6 8
1.00	562.07	140.5 2	1.00	28.4 9	1.00	3.70	1.00	278.5 8	69.6 5
1.10	680.23	170.0 6	1.10	31.3 4	1.10	4.07	1.10	306.4 4	76.6 1
1.20	809.67	202.4 2	1.20	34.1 9	1.20	4.45	1.20	334.3 0	83.5 8
1.40	1102.4 4	275.6 1	1.40	39.8 9	1.40	5.19	1.40	390.0 2	97.5 0

CAPACIDAD DE CARGA SPT 7.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NA F.	Est.	De	A	Es p.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT-7	N/A	1	0.00	4.80	4.80	1.641	0.35	0.007	**547.08	1.5	0.63	1.58	13	--	--	0.27	13	SC
		2	4.80	9.60	4.80	1.701	0.35	0.005	**579.20	1.5	0.57	1.76	16	--	--	0.31	11.3	SC
		3	9.60	17.80	8.20	1.309	0.4	0.002	*137.66	2.0	0.58	1.72	39	--	--	0.62	15.3	ML
		4	17.80	19.80	2.00	2.257	0.4	0.001	21,181.07	2.0	0.37	2.77	BA RRI L	550.70	54.00	2.2	28	A

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Jossep Bowles Pág. 266.

$$E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm ²
13	53,650	547.08
16	56,800	579.20
39	13,500	137.66

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m ²)	Asentamiento elástico (cm)	Ksv vertical (kg/cm ³)	Ksh horizontal (kg/cm ³)
14.00	1	20	17.684	0.254	6.710	3.355
	2	80	70.736	1.096	6.452	3.226
	3	130.0	114.945	1.782	6.452	3.226

	4	400.0	35.678	5.482	6.452	3.226
16.00	1	20	17.684	0.254	6.710	3.355
	2	80	70.736	1.096	6.452	3.226
	3	130.0	114.945	1.782	6.452	3.226
	4	400	353.678	5.514	6.414	3.207

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	19.40	0.0009	20795.07	10397.53
2	8.47	0.0028	3067.75	1533.87
3	1.91	0.0117	162.91	81.45
4	--	--	--	--

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas			Zapatas Aisladas		
Df	q _{adm} (t/m ²)			q _{adm} (t/m ²)		
3.0	12.01	+	0.28 B	14.49	+	0.22 B
3.5	12.64	+	0.28 B	15.11	+	0.22 B
4.0	13.26	+	0.28 B	15.74	+	0.22 B
4.5	13.89	+	0.28 B	16.37	+	0.22 B
5.0	14.52	+	0.28 B	16.99	+	0.22 B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone un ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto, la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q adm (t/m²)
Df	q adm (t/m²)					
3.0	14.49	+	0.22	B	5.0	15.59
3.5	15.11	+	0.22	B	5.0	16.21

4.0	15.74	+	0.22	B	5.0	16.84
4.5	16.37	+	0.22	B	5.0	17.47
5.0	16.99	+	0.22	B	5.0	18.09

Pilas coladas en sitio

Capacidad de carga para una pila de longitud L=18.00m. (Df=18.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	Wc	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	21.71	748.97	214.04
0.90	27.48	919.45	257.70
1.00	33.93	1107.07	305.14
1.10	41.05	1311.85	356.36
1.20	48.86	1533.78	411.36
1.40	66.50	2029.21	532.72

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	567.07	141.77	0.80	65.27	0.80	7.65	0.80	146.16	36.54
0.90	717.90	179.47	0.90	73.43	0.90	8.61	0.90	164.43	41.11
1.00	886.54	221.63	1.00	81.59	1.00	9.57	1.00	182.70	45.68
1.10	1073.01	268.25	1.10	89.75	1.10	10.53	1.10	200.97	50.24
1.20	1277.32	319.33	1.20	97.91	1.20	11.49	1.20	219.24	54.81
1.40	1739.54	434.89	1.40	114.23	1.40	13.42	1.40	255.78	63.95

Capacidad de carga para una pila de longitud L=20.00m. (Df=20.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c (tn)	Q _T (última) (tn)	Q _T (adm) (tn)
0.80	24.13	873.21	263.27
0.90	30.54	1062.06	313.53
1.00	37.70	1268.69	367.66
1.10	45.62	1493.10	425.68
1.20	54.29	1735.32	487.58
1.40	73.89	2273.25	623.05

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	589.68	147.4 2	0.80	96.38	0.80	12.0 3	0.80	223.5 7	55.8 9
0.90	746.53	186.6 3	0.90	108.4 3	0.90	13.5 4	0.90	251.5 2	62.8 8
1.00	921.90	230.4 8	1.00	120.4 8	1.00	15.0 6	1.00	279.4 6	69.8 7
1.10	1115.8 2	278.9 6	1.10	132.5 2	1.10	16.5 7	1.10	307.4 1	76.8 5
1.20	1328.3 1	332.0 8	1.20	144.5 7	1.20	18.0 8	1.20	335.3 6	83.8 4
1.40	1809.0 1	452.2 5	1.40	168.6 7	1.40	21.1 1	1.40	391.2 5	97.8 1

CAPACIDAD DE CARGA SPT 8.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT - 8	N/A	1	0.00	3.00	3.00	1.641	0.3	0.007	**611.32	1.5	0.63	1.58	19	--	--	0.27	13	SM
		2	3.00	5.40	2.40	1.247	0.3	0.02	*67.30	1.5	0.57	1.76	16	--	--	0.22	12	ML
		3	5.40	10.20	4.80	1.309	0.3	0.002	*82.60	1.5	0.47	2.12	21	--	--	0.62	15.3	MH
		4	10.20	16.20	6.00	1.747	0.3	0.002	**622.03	1.5	0.49	2.04	20	--	--	0.12	36	SM
		5	16.20	20.47	4.27	1.747	0.4	0.001	**836.17	2.0	0.22	4.60	40	--	--	0.12	36	SM

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Josseph Bowles Pág. 266.

$$** E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
19	59,950	611.32
16	6,600	67.30
21	8,100	82.60
20	61,000	622.03
40	82,000	836.17

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m ²)	Asentamiento elástico (cm)	Ksv vertical (kg/cm ³)	Ksh horizontal (kg/cm ³)
14.00	1	18.0	15.915	0.457	3.482	1.741
	2	16.0	14.147	0.406	3.482	1.741
	3	70	61.894	1.797	3.443	1.722
	4	150	132.629	3.874	3.423	1.712
16.00	1	18.0	15.915	0.457	3.482	1.741
	2	16.0	14.147	0.406	3.482	1.741
	3	70	61.894	1.797	3.443	1.722
	4	150	132.629	3.886	3.413	1.706

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	18.73	0.0009	21243.88	10621.94
2	7.11	0.0170	418.38	209.19
3	2.09	0.0206	101.23	50.62
4	1.14	0.0001	21110.36	10555.18

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas		Zapatas Aisladas	
Df	q _{adm} (t/m ²)		q _{adm} (t/m ²)	
3.0	14.82	+ 0.56 B	17.45	+ 0.45 B
3.5	15.83	+ 0.56 B	18.46	+ 0.45 B
4.0	16.84	+ 0.56 B	19.47	+ 0.45 B
4.5	17.85	+ 0.56 B	20.48	+ 0.45 B
3.0	14.82	+ 0.56 B	17.45	+ 0.45 B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone una ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas	Ancho B (m)	q_{adm} (t/m ²)
Df	q_{adm} (t/m ²)		
3.0	17.45 + 0.45 B	5.0	19.70
3.5	18.46 + 0.45 B	5.0	20.71
4.0	19.47 + 0.45 B	5.0	21.72
4.5	20.48 + 0.45 B	5.0	22.73
5.0	17.45 + 0.45 B	5.0	23.74

Pilas coladas en sitio

Capacidad de carga para una pila de longitud L=14.00m. (Df=14.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W_c (tn)	Q_T (última) (tn)	Q_T (adm) (tn)
0.80	16.89	313.31	114.11
0.90	21.38	380.77	136.22
1.00	26.39	454.64	160.10
1.10	31.93	534.95	185.78
1.20	38.00	621.75	213.27
1.40	51.72	814.91	273.72

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q_B (últ) (tn)	Q_B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	$Q_{S(PF)}$ (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	$Q_{S(NF)}$ (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q_s (últ) (tn)	Q_s (adm) (tn)
0.80	214.88	71.63	0.80	37.00	0.80	5.41	0.80	83.92	27.97
0.90	272.42	90.81	0.90	41.62	0.90	6.09	0.90	94.41	31.47
1.00	336.91	112.30	1.00	46.25	1.00	6.77	1.00	104.90	34.97
1.10	408.37	136.12	1.10	50.87	1.10	7.45	1.10	115.39	38.46

1.20	486.8 3	162.2 8	1.20	55.5 0	1.20	8.13	1.20	125.8 8	41.9 6
1.40	664.9 2	221.6 4	1.40	64.7 5	1.40	9.49	1.40	146.8 6	48.9 5

Capacidad de carga para una pila de longitud $L=16.00\text{m}$. ($D_f=16.00\text{m}$)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W_c	Q_T (última)	Q_T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	19.30	367.27	141.52
0.90	24.43	446.16	168.37
1.00	30.16	532.51	197.31
1.10	36.49	626.36	228.35
1.20	43.43	727.75	261.49
1.40	59.11	953.27	334.16

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q_B (últ) (tn)	Q_B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	$Q_{S(PF)}$ (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	$Q_{S(NF)}$ (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q_s (últ) (tn)	Q_s (adm) (tn)
0.80	250.4 9	83.50	0.80	56.9 8	0.80	8.74	0.80	88.14	29.3 8
0.90	317.5 2	105.8 4	0.90	64.1 0	0.90	9.84	0.90	99.16	33.0 5
1.00	392.6 3	130.8 8	1.00	71.2 3	1.00	10.9 4	1.00	110.1 8	36.7 3
1.10	475.8 3	158.6 1	1.10	78.3 5	1.10	12.0 4	1.10	121.1 9	40.4 0
1.20	567.1 8	189.0 6	1.20	85.4 7	1.20	13.1 4	1.20	132.2 1	44.0 7
1.40	774.4 3	258.1 4	1.40	99.7 2	1.40	15.3 4	1.40	154.2 5	51.4 2

CAPACIDAD DE CARGA SPT 9.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT - 9	N/A	1	0.00	1.20	1.20	1.247	0.3	0.02	*48.95	1.5	0.66	1.52	10	--	--	0.22	12	ML
		2	1.20	9.00	7.80	1.691	0.3	0.004	**547.08	1.5	0.31	3.25	13	--	--	0.12	32	SM
		3	9.00	15.00	6.00	1.309	0.4	0.001	*122.37	2.0	0.58	1.72	34	--	--	0.62	15.3	ML
		4	15.00	21.09	6.09	1.754	0.4	0.001	**943.24	2.0	0.26	3.85	50	--	--	0.14	36	SM

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Josseph Bowles Pág. 266.

$$** E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
10	4,800	48.95
13	53,650	547.08
34	12,000	122.37
50	92,500	943.24

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m ²)	Asentamiento elástico (cm)	Ksv vertical (kg/cm ³)	Ksh horizontal (kg/cm ³)
16.00	1	8.0	7.074	0.203	3.492	1.746
	2	120.0	106.103	3.076	3.450	1.725
	3	120.0	106.103	3.104	3.418	1.709
	4	200	176.839	5.182	3.413	1.706
18.00	1	8.0	7.074	0.203	3.492	1.746
	2	120.0	106.103	3.076	3.450	1.725
	3	120.0	106.103	3.104	3.418	1.709
	4	200	176.839	5.198	3.402	1.701

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	--	--	--	--
2	12.13	0.0457	265.42	132.71
3	2.61	0.0019	1393.13	696.57
4	1.24	0.0048	260.25	130.12

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas			Zapatas Aisladas		
Df	q _{adm} (t/m ²)			q _{adm} (t/m ²)		
3.0	17.36	+	0.74 B	20.35	+	0.59 B
3.5	18.60	+	0.74 B	21.59	+	0.59 B
4.0	19.83	+	0.74 B	22.82	+	0.59 B
4.5	21.06	+	0.74 B	24.05	+	0.59 B
5.0	22.29	+	0.74 B	25.29	+	0.59 B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, se tiene propone un ancho de zapata de 5.00m y una profundidad de desplante de 3.00 m como mínimo, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q _{adm} (t/m²)
Df	q _{adm} (t/m²)					
3.0	20.35	+	0.59	B	5.0	23.30
3.5	21.59	+	0.59	B	5.0	24.54
4.0	22.82	+	0.59	B	5.0	25.77
4.5	24.05	+	0.59	B	5.0	27.00
5.0	25.29	+	0.59	B	5.0	28.24

Pilas coladas en sitio

Capacidad de carga para una pila de longitud L=16.00m. (Df=16.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	19.30	393.79	156.75
0.90	24.43	478.19	186.22
1.00	30.16	570.53	217.95
1.10	36.49	670.87	251.94
1.20	43.43	779.23	288.20
1.40	59.11	1020.18	367.58

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETRO DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	92.97	30.99	0.80	8.94	0.80	1.43	0.80	27.90	9.30
0.90	117.66	39.22	0.90	10.06	0.90	1.61	0.90	31.39	10.46
1.00	145.25	48.42	1.00	11.18	1.00	1.79	1.00	34.88	11.63
1.10	175.75	58.58	1.10	12.30	1.10	1.97	1.10	38.37	12.79
1.20	209.15	69.72	1.20	13.42	1.20	2.15	1.20	41.85	13.95
1.40	284.66	94.89	1.40	15.65	1.40	2.51	1.40	48.83	16.28

Capacidad de carga para una pila de longitud L=18.00m. (Df=18.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	21.71	455.81	191.08
0.90	27.48	552.66	226.17
1.00	33.93	658.53	263.81
1.10	41.05	773.45	304.02
1.20	48.86	897.45	346.80
1.40	66.50	1172.86	440.15

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	302.0 9	100.7 0	0.80	96.93	0.80	16.0 0	0.80	95.00	31.6 7
0.90	382.8 7	127.6 2	0.90	109.0 5	0.90	18.0 1	0.90	106.8 8	35.6 3
1.00	473.3 2	157.7 7	1.00	121.1 7	1.00	20.0 2	1.00	118.7 5	39.5 8
1.10	573.5 1	191.1 7	1.10	133.2 8	1.10	22.0 3	1.10	130.6 3	43.5 4
1.20	683.4 6	227.8 2	1.20	145.4 0	1.20	24.0 4	1.20	142.5 0	47.5 0
1.40	932.8 1	310.9 4	1.40	169.6 3	1.40	28.0 7	1.40	166.2 5	55.4 2

CAPACIDAD DE CARGA SPT 10.

Zapatas aisladas a una profundidad de desplante según la tabla.

Se determinó la capacidad de carga, de acuerdo a la tipificación de suelos, los niveles del terreno natural y las condiciones estratigráficas.

PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Sondeo	NAF.	Est.	De	A	Esp.	γ_m	Relación de Poisson	Módulo de compresibilidad (mv)	Módulo de elasticidad E	Coeficiente de empuje			N (golpes)	Resistencia a la compresión simple		c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Tipo de suelo
No.	(m)	No.	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	μ	cm ² /kg	(kg/cm ²)	Ko	Ka	Kp		Kg/cm ²	Mpa			
SPT-10	N/A	1	0.00	2.40	2.40	1.247	0.30	0.02	*48.95	1.5	0.66	1.52	10	--	--	0.22	12	MH
		2	2.40	10.80	8.40	1.547	0.30	0.005	**504.25	1.5	0.36	2.77	9	--	--	0.11	28	SM
		3	10.80	15.60	4.80	1.688	0.35	0.002	**696.98	2.0	0.31	3.27	27	--	--	0.14	32.1	SM
		4	15.60	20.07	4.47	1.754	0.40	0.001	**796.34	2.0	0.26	3.85	36	--	--	0.14	36	SM

Se determinó mediante el promedio aritmético de la siguiente expresión:

$$* E = 300 * (N + 6) \dots (Kpa).$$

Josseph Bowles Pág. 266.

$$** E = 40,000 + (1050 * N) \dots (Kpa)..$$

N	Módulo de elasticidad E	
	Kpa	kgf/cm2
10	4,800	48.95
9	49,450	504.25
27	68,350	696.98
36	77,800	793.34

MODULO DE REACCIÓN						
CIMENTACIONES PROFUNDAS						
Profundidad (cm)	Al final de estrato	Qa (total)	Presión de contacto (ton/m2)	Asentamiento elástico (cm)	Ksv vertical (kg/cm3)	Ksh horizontal (kg/cm3)
16.00	1	10.0	8.842	0.254	3.486	1.743
	2	70.0	61.894	1.799	3.440	1.720
	3	180.0	176.839	5.179	3.415	1.707
	4	200.0	176.839	5.182	3.413	1.706
18.00	1	10.0	8.842	0.254	3.486	1.743
	2	70.0	61.894	1.799	3.440	1.720
	3	180.0	176.839	5.179	3.415	1.707
	4	200	176.839	5.198	3.402	1.701

MODULO DE REACCIÓN				
CIMENTACIONES SUPERFICIALES				
ESTRATO	Presión de contacto (Ton/m ²)	Asentamiento elástico (m)	Ksv vertical (Ton/m ³)	Ksh horizontal (Ton/m ³)
1	--	--	--	--
2	9.26	0.0243	381.16	190.58
3	2.09	0.0060	350.96	175.48
4	1.19	0.0011	1048.81	524.41

Con los resultados del sondeo de penetración estándar, donde se tienen los parámetros de resistencia, según la tabla anterior, considerando una profundidad de desplante de acuerdo a la siguiente tabla, utilizando un factor de seguridad **FS=3.0**, y aplicando la teoría de Terzaghi, se obtienen las capacidades de carga admisibles siguientes:

	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	q _{adm} (t/m ²)				q _{adm} (t/m ²)			
3.0	13.98	+	0.99	B	15.39	+	0.80	B
3.5	15.53	+	0.99	B	16.94	+	0.80	B
4.0	17.08	+	0.99	B	18.49	+	0.80	B
4.5	18.63	+	0.99	B	20.04	+	0.80	B
5.0	20.18	+	0.99	B	21.59	+	0.80	B

B = ANCHO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con el proyecto, en esta zona (zona II), se desplantaran las cimentaciones de transporte de carbón mediante un sistema de bandas fijas cintas transportadoras mediante bastidores o zapatas de dimensiones aproximadas de 1 X 3 m, por lo tanto la capacidad de carga sería:

	Zapatas Aisladas				Ancho B (m)	q _{adm} (t/m ²)
Df	q _{adm} (t/m ²)					
3.0	15.39	+	0.80	B	1.00	19.39
3.5	16.94	+	0.80	B	1.00	20.94
4.0	18.49	+	0.80	B	1.00	22.49
4.5	20.04	+	0.80	B	1.00	24.04
5.0	21.59	+	0.80	B	1.00	25.59

Pilas coladas en sitio**Capacidad de carga para una pila de longitud L=16.00m. (Df=16.00m)**

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACION.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	19.30	362.62	151.51
0.90	24.43	444.83	180.90
1.00	30.16	535.37	212.66
1.10	36.49	634.30	246.81
1.20	43.43	741.64	283.37
1.40	59.11	981.73	363.74

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	278.1 7	92.72	0.80	79.04	0.80	13.3 0	0.80	38.4 9	12.8 3
0.90	352.5 9	117.5 3	0.90	88.92	0.90	14.9 7	0.90	43.3 0	14.4 3
1.00	435.9 5	145.3 2	1.00	98.80	1.00	16.6 4	1.00	48.1 2	16.0 4
1.10	528.3 0	176.1 0	1.10	108.6 8	1.10	18.3 2	1.10	52.9 3	17.6 4
1.20	629.6 6	209.8 9	1.20	118.5 6	1.20	19.9 9	1.20	57.7 4	19.2 5
1.40	859.6 1	286.5 4	1.40	138.3 2	1.40	23.3 4	1.40	67.3 6	22.4 5

Capacidad de carga para una pila de longitud L=18.00m. (Df=18.00m)

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA, FRICCIÓN NEGATIVA Y ADHERENCIA PARA LA PILA DE CIMENTACIÓN.

DIAMETRO DE LA PILA (m)	W _c	Q _T (última)	Q _T (adm)
	(tn)	(tn)	(tn)
0.80	21.71	421.59	183.44
0.90	27.48	515.82	218.13
1.00	33.93	619.44	255.49

1.10	41.05	732.48	295.53
1.20	48.86	854.98	338.28
1.40	66.50	1128.51	431.93

NOTA: Se recomienda no sobrepasar la capacidad de carga admisible descrita anteriormente.

Con base a la tabla anterior, se desglosa de la siguiente manera.

POR PUNTA			POR FRICCIÓN POSITIVA		POR FRICCIÓN NEGATIVA		POR ADHERENCIA		
DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _B (últ) (tn)	Q _B (adm) (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(PF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _{S(NF)} (tn)	DIAMETR O DE LA PILA (m)	Q _s (últ) (tn)	Q _s (adm) (tn)
0.80	313.9 1	104.6 4	0.80	104.1 7	0.80	17.5 2	0.80	43.3 0	14.4 3
0.90	397.8 3	132.6 1	0.90	117.1 9	0.90	19.7 2	0.90	48.7 2	16.2 4
1.00	491.8 0	163.9 3	1.00	130.2 1	1.00	21.9 2	1.00	54.1 3	18.0 4
1.10	595.8 8	198.6 3	1.10	143.2 3	1.10	24.1 3	1.10	59.5 4	19.8 5
1.20	710.0 9	236.7 0	1.20	156.2 6	1.20	26.3 3	1.20	64.9 6	21.6 5
1.40	969.0 8	323.0 3	1.40	182.3 0	1.40	30.7 4	1.40	75.7 8	25.2 6

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

De acuerdo a los resultados de laboratorio y a las propiedades de los materiales que constituyen el sub-suelo, a continuación, se determina el asentamiento máximo y asentamiento diferencial para zapatas y losa de cimentación, resultado lo siguiente:

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN							promedio
Sondeo	Elemento	Dimensiones	Descarga	Asentamiento máximo centro (ΔH)	Asentamiento en la esquina (ΔH)	Asentamiento diferencial δ_{max} (cm)	
		(m X m)	(tn/m ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
SPT 1	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	13.63	4.35	9.27	8.99
SPT 2	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	14.71	5.27	9.46	9.98
SPT 3	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	14.26	4.75	9.51	9.51
SPT 4	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	15.63	6.06	9.57	10.84
SPT 5	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	8.33	2.47	5.85	5.40
SPT 6	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	12.12	3.72	8.40	7.92
SPT 7	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	5.93	2.32	3.61	4.12
SPT 8	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	8.27	3.24	5.03	5.76
SPT 9	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	6.89	2.36	4.53	4.62
SPT 10	zapatas	5.0 X 5.0	20.0	10.96	3.64	7.32	7.30

CIMENTACIÓN PROFUNDA

De acuerdo a los resultados de laboratorio, la consistencia natural de los materiales encontrados en la zona, el cálculo de los asentamientos para pilas coladas “in situ”, se presenta a continuación.

Sondeo	Profundidad de desplante	Diámetro pila (m)	Asentamientos (cm)		
			elástico	consolidación	total
SPT 1	10.00	1.20	6.69	0.00	0.00
	12.00		6.57	0.00	0.00
SPT 2	13.00	1.20	5.40	0.00	0.00
	14.00		5.42	0.00	0.00
SPT 3	12.00	1.20	2.02	7.36	7.36
	14.00		2.03	6.42	6.42
	15.00		2.04	6.05	6.05
SPT 4	14.00	1.20	6.78	0.00	0.00
	16.00		6.81	0.00	0.00
SPT 5	10.00	1.20	5.35	0.00	0.00
	12.00		5.39	0.00	0.00
SPT 6	14.00	1.20	4.06	0.00	0.00
	16.00		4.08	0.00	0.00
SPT 7	18.00	1.20	5.48	0.00	0.00
	20.00		5.51	0.00	0.00
SPT 8	14.00	1.20	3.87	4.90	4.90
	16.00		3.88	4.49	4.49
SPT 9	16.00	1.20	5.18	4.13	4.13
	18.00		5.20	3.78	3.78
SPT 10	16.00	1.20	5.18	6.63	6.63
	18.00		5.20	6.63	6.63

PARÁMETROS SÍSMICOS DE ACUERDO AL MANUAL DE C.F.E. EDITADO EN 1993.

- Zona Sísmica B.
- Tipo de suelo II (suelo duro).
- Coeficiente Sísmico $C_s = 0.30$



Figura 12 Zona sísmica.

4.- DESCRIPCIÓN DE LA NORMATIVA APLICABLE +

Métodos de muestreo y pruebas de materiales	Normativa de proyecto
M-MMP-1-02-03	M-PRY-CAR-1-06-003-00
M-MMP-1-03-03	M-PRY-CAR-1-03-003-00
M-MMP-1-04-03	M-PRY-CAR-1-06-001-00
M-MMP-1-05-03	M-PRY-CAR-1-06-002-18
M-MMP-1-05-18	M-PRY-CAR-1-06-002-00
M-MMP-1-06-03	M-PRY-CAR-1-06-002-18
M-MMP-1-07-03	M-PRY-CAR-1-06-003-00
M-MMP-1-07-07	M-PRY-CAR-1-06-003-18
M-MMP-1-09-03	M-PRY-CAR-8-01-001-18
M-MMP-1-09-06	
M-MMP-1-11-08	
M-MMP-1-11-13	
M-MMP-1-11-16	

5.- CONCLUSIONES

Conclusiones generales

La zona del Proyecto se localiza al noreste de la ciudad de Toluca, en las orillas del poblado de Xochicuautila, el sitio se localiza en las coordenadas 19°21'54.03" de latitud norte y 99°26'48.70" de longitud oeste, a una altura de 2847 metros sobre el nivel medio del mar.

El terreno en estudio en general se encuentra ubicado en una zona que presenta una topografía muy accidentada. El terreno en estudio está compuesto principalmente arenas limosas y arcillosas y en algunos sitios se encontraron limos inorgánicos de alta compresibilidad color que varía de café oscuro a café claro, de consistencia natural muy firme. Estos terrígenos proceden de la alteración meteórica de las rocas volcánicas que predominan en el área y corresponden con la geología regional.

Para determinar las condiciones del subsuelo, los trabajos de campo consistieron en llevar a cabo 16 sondeos, utilizando la técnica de penetración estándar en suelos, en los estratos con fragmentos de roca, se utilizó el barril NQ, para obtener núcleos. Estos se efectuaron a una profundidad que varía de 15.0 hasta 23.0 m. En cada sitio se efectuó un levantamiento de las condiciones del subsuelo y se clasificó de acuerdo a los manuales de mecánica de suelos y rocas.

A lo largo del proyecto de los apoyos del viaducto, se tienen dos zonas, la cuales se definieron de acuerdo con la estratigrafía (litología) encontrada en cada sitio, no así, con la capacidad de carga:

ZONA I (SPT-1, 2, 4 al 7).- En esta zona, se encontraron superficialmente materiales compuestos por arenas limosas y limos de baja compresibilidad, subyaciendo se tiene roca de origen andesítico, hasta la profundidad de exploración, excepto en el SPT-3, donde no se encontró la roca, hasta la profundidad de 21.07 m.

ZONA II (SPT-3, 8 al 10). - En esta zona, se encontraron materiales compuestos por arenas limosas y limos de baja compresibilidad, hasta la profundidad de exploración.

En cada sitio, se efectuó un levantamiento de las condiciones del subsuelo y se clasificó de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Los sondeos se repartieron y ubicaron en cada sitio donde se proyecta cimentar un apoyo del viaducto, y de acuerdo a la importancia y esfuerzo transmitido se decidió la profundidad de exploración.

Los muestreos alterados e inalterados se llevaron a cabo conforme las normas establecidas en la especificación CFE C0000-43, de cada muestra alterada recuperada manualmente, se clasificaron en campo, posteriormente fueron debidamente protegidas para evitar la pérdida de humedad y se trasladaron al laboratorio para realizar las pruebas necesarias.

Debido a la dureza de los materiales que caracterizan al sitio, fue necesario remplazar la herramienta de la Penetración Estándar por el uso del Barril con diámetro NQ, obteniendo núcleos de roca, a los cuales se le realizaron pruebas de compresión simple ver Anexo No.4.

CIMENTACIONES.

Para resolver la cimentación en cada uno de las zonas y en base a las características de los suelos encontrados, así como a las estructuras por construir, se recomienda lo siguiente:

ZONA I (SPT-1, 2, 4 al 7). - En base a las características de los suelos y rocas encontrados, así como a las estructuras por construir, se recomiendan preferentemente una cimentación profunda a base de pilas coladas en sitio, desplantadas a la profundidad requerida y utilizando la capacidad de carga descrita en el inciso correspondiente.

Estas cimentaciones se empotrarán en las unidades estratigráficas de mayor competencia, como son arenas limosas en estado muy compacto o en los fragmentos de roca. Las pilas tendrán una longitud mínima requerida y quedarán siempre empotradas en la capa resistente de apoyo.

Si por cuestiones de proyecto, se requiere realizar una cimentación a base de zapatas, se podrá siempre y cuando se tome en consideración la capacidad de carga y profundidad de desplante recomendadas en este informe, desplantadas sobre un mejoramiento, con espesor de 0.25 m, con material de calidad de base hidráulica, compactado al 95 % de su M.V.Máx, para darle mayor rigidez a la cimentación, ya que cumplen con la capacidad de carga y asentamientos solicitado, las características de este material de presentan en el inciso 14.6

ZONA II (SPT-3, 8 al 10).- En base a las características de los suelos encontrados, así como a las estructuras por construir, se recomiendan preferentemente una cimentación a base de zapatas aisladas, desplantadas sobre un mejoramiento, con espesor de 0.25 m, con material de calidad de base hidráulica, compactado al 95 % de su M.V.Máx, para darle mayor rigidez a la cimentación, ya que cumplen con la capacidad de carga y asentamientos solicitado, las características de este material de presentan en el inciso 14.6

Por cuestiones de proyecto se requieren pilas coladas en el sitio, se podrán utilizar con la profundidad y diámetro necesario, para que cumpla con la capacidad de carga requerida por el proyecto.

Los asentamientos esperados para el nivel de esfuerzos de compresión aplicados por la superestructura y las características de resistencia de los suelos y rocas encontrados a nivel de desplante, cumplen con lo requerido por el proyecto, para las cimentaciones superficiales y profundas, además, si tomamos en cuenta que los asentamientos elásticos, se presentan durante la construcción de la cimentación.

EXCAVACIONES Y RELLENOS.

La correlación entre el tipo de material y la herramienta necesaria para la realización de la excavación es presentada en la siguiente tabla.

TIPO	HERRAMIENTA
I	Material excavable con pala
II	Material excavable con pico y pala
II-A	Material excavable con cuñas, marros, martillo neumático, ripper o herramienta similar
III	Material excavable con explosivos.

Tabla 11. Tipo de material

De acuerdo con los resultados del laboratorio, los materiales encontrados se clasifican como TIPO II.

Como se ha mencionado, el subsuelo del sitio en estudio, presenta una estratigrafía muy heterogénea, es decir; es muy cambiante de un sitio a otro, la estratigrafías de los sondeos de penetración estándar, se presentan en el Anexo No.3, así como un perfil general, también se enviara el perfil en AutoCAD.

En base a lo anterior, se recomienda llevar un estricto control de calidad en obra, y revisar constantemente las características del terreno natural y del material para la construcción de la plataforma, para lograr un buen comportamiento de la plataforma.

En caso de utilizar para la cimentación zapatas aisladas, se recomienda realizar un mejoramiento del terreno natural, con material producto de banco, con calidad de base hidráulica, realizarlo en forma local, es decir; únicamente bajo toda la cimentación.

Excavación y relleno de las cepas en cimentaciones superficiales:

Se podrá realizar con medios mecánicos.

Deberán tener las dimensiones necesarias para asegurar la libre operación de personal y maquinaria.

Se deberá efectuar en etapas dependiendo de sus dimensiones.

Las paredes podrán ser verticales si la excavación permanece abierta por poco tiempo (cuestión de días).

En el caso de que las excavaciones de la cepas para alojar las cimentaciones, estén abiertas por un periodo largo (semanas), se deberán abatir las paredes a taludes mínimo de 1:1 (H:V), en el caso del material compuesto por arenas.

Evitar que escurra agua hacia la excavación.

Preparar cárcamos de bombeo para evitar encharcamientos.

Con relación a las cimentaciones mediante zapatas aisladas, los materiales de relleno de las excavaciones una vez coladas las cimentaciones, podrán considerarse como peso muerto, las cuales deberán de rellenarse colocando el material en capas no mayores de 20 cm, agregando la humedad óptima y compactando con bailarina o rodillo vibratorio de

operación manual, al 95% del peso volumétrico seco máximo, de acuerdo a la prueba ASTM D 698.

Durante el proceso constructivo se deberá de verificar las curvas de compactación de los suelos, cuando se observe que cambian de sus características granulométricas y de plasticidad los materiales, para poder llevar a cabo un control de calidad acorde a las condiciones específicas de cada sitio.

Se deberá verificar la integridad física de las pilas mediante métodos indirectos, con objeto de tener elementos preliminares para constatar su calidad y/o decidir las acciones correctivas requeridas.

ZAPATAS DE CIMENTACIÓN

Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación para la estructura proyectada, se realizarán zanjas con cortes para alojar a las zapatas.

Las cimentaciones se desplantarán siempre sobre terreno natural en una superficie regular y libre de zonas con excesiva humedad.

Con la finalidad de no contaminar los concretos usados en las zapatas de cimentación y tener una superficie regular de desplante, se recomienda desplantar estos elementos sobre una plantilla de concreto pobre $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$, o bien sobre una membrana de polietileno.

Se recomienda eliminar el agua que pudiera acumularse por lluvia, construyendo un cárcamo de bombeo.

Bibliografía

- (s.f.). Recuperado el 01 de 03 de 19, de https://www.google.com/search?q=viaducto+en+ronda&rlz=1C1JZAP_esMX742MX742&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjo3JfMjefgAhXeIDQIHsFrAygQ_AUIDygC&biw=1350&bih=648#imgdii=dp-_KQjovBV8SM:&imgsrc=iLFFEHQm951PGM:
- fandom. (s.f.). Recuperado el 28 de febrero de 2019, de https://ferrocarriles.fandom.com/wiki/V%C3%ADa_f%C3%A9rrea
- Merino, J. P. (2017). *definicion de via aerea*. Recuperado el 28 de febrero de 2019, de <https://definicion.de/via-aerea/>
- opandalucia.es. (s.f.). Recuperado el 01 de 03 de 19, de https://www.opandalucia.es/fileadmin/media/docs/ribera/tomo_4/capitulo_8_viaductos.pdf
- RUIZ VÁZQUEZ, G. H. (2017). GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL . En G. H. RUIZ VÁZQUEZ, *GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL* (pág. 256). MÉXICO: LIMUSA.
- sismica de duelos* . (22 de diciembre de 2018). Obtenido de <https://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>
- VILLALAZ, i. C. (2000). PUENTES. En i. C. VILLALAZ, *VIAS DE COMUNICACIÓN;CAMINOS, FERROCARRILES, AEROPUERTOS, PUENTES Y PUERTOS*.
- VILLALAZ, I. C. (2004). *VIAS DE COMUNICACIÓN: CAMINOS, FERROCARRILES,AEROPUERTOS, PUENTES Y PUERTOS* . EDO. MÉXICO: LIMUSA.
- Bowles, J E (1984) **“Foundation Analysis and Design”**, McGraw-Hill.
- Juárez E y Rico A (1989) **“Mecánica de Suelos”**, Tomo II. Edit. Limusa, México.
- Peck R, Hanson y Thornburn (1987) **“Ingeniería de Cimentaciones”**, Edit. Limusa, México.

Poulos H G y Davis E H (1974) “**Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**”.
Series in Soil Engineering, John Wiley and Sons, Inc. New York.

Tamez E (2000). “**Ingeniería de Cimentaciones**”, TGC Geotecnia.

Terzaghi K (1943). “**Theoretical Soil Mechanics**” John Wiley and Sons, Inc. New York.

Zeevaert L (1983). “**Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**”, Van
Nostrand Reinhold, New York.