



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN

**Análisis Geotécnico para la selección de cimentación de una Planta
de Nitrogeno localizada en Huimanguillo, Tabasco.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

SÁNCHEZ MONTES SILVESTRE

ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ

DICIEMBRE DE 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*Dedicada a mis padres especialmente, María Guadalupe y Roberto que con su ejemplo, me hicieron hombre de bien, dedicado, honesto y responsable.
Gracias a ellos por darme la vida y a Dios por tenerlos aun conmigo.*

A mis hermanos y hermanas que adoro tanto, gracias por ser parte de mi vida.

Con respeto y gratitud a todos mis profesores, que gracias a su enseñanza me formé profesionalmente.

A mis amigos Andrés Reséndis, Carlos Roberto Dulido e Ignacio Monroy por su gran apoyo,

Con lealtad y respeto doy toda mi gratitud a la Facultad de Estudios Superiores Acatlán que con gran sentimiento la llevo dentro de mi corazón.

*Reconozco el valioso apoyo de mis tíos Juana y Manuel Montes, por haberme ayudado a lograr mi sueño de terminar la carrera.
Mil gracias les debo y los respeto profundamente.*

Ing, Celso Barrera Chávez, gracias por haberme dado las bases, para el logro de este trabajo.

INDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA EN ESTUDIO	3
I.1 Medio físico natural	6
I.1.1 Climatología	6
I.1.2 Hidrología	7
I.1.3 Topografía	8
I.1.4 Usos de suelo y vegetación	8
I.2 Condiciones Geotécnicas	8
I.2.1 Zonificación Geotécnica	8
I.2.2 Geología Regional	10
CAPITULO II METODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO.	13
II.1. Métodos geofísicos	14
II.1.1 Método de resistividad eléctrica	14
II.1.1 Método sísmico	17
II.2 Sondeos	21
II.2.1 Pozo a cielo abierto	21
II.2.2 Sondeos con pala posteadora	22
II.2.3 Prueba de penetración estándar	23
II.2.4 Sondeos con barrenas de vástago hueco	25
II.2.5 Sondeos con cono eléctrico	27
II.3 Muestreo del suelo	28
II.3.1 Tipos de muestras	29
II.3.2 Muestreadores	29
CAPITULO III PRUEBAS DE LABORATORIO	34
III.1 Pruebas de laboratorio	34
III.1.1 Propiedades índice	34
III.1.2 Propiedades mecánicas	48
III.2 Clasificación de los suelos	56
CAPITULO IV CIMENTACIONES	61
IV.1 Cimentaciones superficiales	61
IV.1.1 Zapatas aisladas	62
IV.1.2 Zapatas corridas	63
IV.1.3 Losas	63
IV.2 Cimentaciones profundas	64
IV.2.1 Pilotes de punta	65
IV.2.2 Pilotes de fricción	66
IV.2.3 Pilotes de punta-fricción	67
IV.2.4 Pilas	68
IV.2.5 Cilindros	69
IV.2.6 Cajones	69
IV.3 Capacidad de carga	70
IV.3.1 Teoría de Terzaghi	72
IV.3.2 Teoría de Skempton	75
IV.3.3 Teoría de Meyerhof	78
IV.3.4 Fricción negativa	81
IV.3.5 Factor de seguridad	82
IV.3.6 Hundimientos	82
IV.4 Artículos del Reglamento de Construcciones del Municipio del Centro, Estado de Tabasco empleados en la revisión de cimentaciones.	82

	Página
CAPITULO V ANÁLISIS GEOTÉCNICO	108
V.1 Datos de ubicación del predio de interés	108
ANEXO. Localización del predio de interés	108
V.2 Exploración del subsuelo	109
ANEXO. Localización de sondeos	109
ANEXO. Tabla de requisitos mínimos para la investigación geotécnica	109
V.3 Resultados de Pruebas de laboratorio	114
ANEXO. Gráficos de resultados de pruebas de laboratorio	114
ANEXO. Tabla resumen de propiedades índice y mecánicas del subsuelo	114
V.4 Características estratigráficas y físicas del subsuelo	141
ANEXO. Perfiles estratigráficos de Pozos a Cielo Abierto y Sondeos	141
V.5.2 Resumen de condiciones estratigráficas del área en estudio.	150
CAPITULO VI ANÁLISIS	153
VI.1 Descripción de la superestructura	153
ANEXO. Plano de planta del edificio	153
VI.2 Alternativas de cimentación del área en estudio	156
VI.3 Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación	157
VI.4 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.	159
VI.5 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.	163
VI.6 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio	164
VI.6.1 Expansiones	164
VI.6.2 Asentamientos	165
VI.6.3 Revisiones de seguridad y de servicio de las cimentaciones de las estructuras secundarias de la planta de Nitrógeno.	173
ante los estados límite de falla y de servicio.	173
CAPITULO VII CONCLUSIONES	203
Anexo fotográfico	206
Bibliografía	213

INTRODUCCIÓN

Esta tesis denominada Análisis Geotécnico para la selección de cimentación de una Planta de Nitrógeno localizada en Ocuapan, municipio de Huimanguillo, Tabasco tiene como objetivo establecer la propuesta de cimentación mas factible técnicamente para soportar la superestructura de la planta de Nitrógeno atendiendo las características y especificaciones del proyecto y a las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo, mediante las revisiones de estabilidad geotécnica y ante la falla del estado límite de servicio que marca el Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro del Estado de Tabasco.

El desarrollo de este trabajo se basa en la hipótesis de que se pueda elegir una cimentación económica, segura y factible técnicamente que cubra con las especificaciones del proyecto y que cumpla con los lineamientos del Reglamento de Construcciones vigente en el área de estudio. El proyecto establece asentamientos permisibles en las estructuras que conforman la Planta de Nitrógeno no mayores a 5 cm y basados en estudios preliminares de la estratigrafía del lugar, se puede recomendar una cimentación a base de zapatas corridas o losas de cimentación en aquellas estructuras de la planta de Nitrógeno clasificadas para este estudio como secundarias y en el caso del generador de Nitrógeno el único clasificado como estructura primaria se puede proponer una cimentación profunda que bien podría ser a base de pilotes o pilas que cubrirían perfectamente las especificaciones del proyecto.

El presente trabajo consta de seis capítulos, los cuales se describen a continuación:

En el capítulo I se proporcionan las características generales del área en estudio, se describe su medio físico natural (climatología, hidrología, topografía, usos de suelo y vegetación) y las condiciones geotécnicas (Zonificación Geotécnica y Geología Regional).

En el capítulo II, se hace la descripción de los métodos más empleados en la exploración y muestreo de la investigación geotécnica que nos proporcionara la información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio y las propiedades mecánicas del suelo (resistencia, compresibilidad y permeabilidad) con el fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de la estructura.

En el capítulo III, se explica de forma breve el procedimiento que se sigue en los ensayos de laboratorio que se efectúan para establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales. Así como también, se describen los sistemas de clasificación de suelos más utilizados en la mecánica de suelos.

En el capítulo IV, se describen los tipos de cimentaciones más comunes que actualmente se construyen, se describen las teorías de capacidad de carga y se hace

mención de los artículos principales del Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro, del Estado de Tabasco empleados en la revisión de cimentaciones.

En el capítulo V, se presentan los resultados obtenidos en los ensayos realizados en el laboratorio de mecánica de suelos para establecer las características, propiedades índice y mecánicas de los depósitos del subsuelo en el predio de interés.

Finalmente en el capítulo VI, se propone el tipo de cimentación más factible técnicamente, para la Planta de Nitrógeno. Además se efectúan los análisis geotécnicos de estabilidad en la cimentación propuesta, siguiendo los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro del Estado de Tabasco.

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA EN ESTUDIO

En el presente capítulo se expondrán las características generales del área donde se proyecta construir la planta generadora de Nitrógeno, se describe la ubicación del sitio, el medio físico natural que comprende la geología del lugar, tipo de clima, hidrología, condiciones topográficas, usos de suelo y vegetación. Además de las condiciones geotécnicas que abarcan zonificación geotécnica y geología regional, en los cuales se describen los tipos de suelos que componen el área de estudio.

Área de Estudio

La localidad de Ocuapan, municipio de Huimanguillo, estado de Tabasco sitio donde se desea construir la Planta de Nitrógeno se encuentra ubicada en el extremo oeste del estado, a 13 km aproximadamente de la cabecera municipal de Huimanguillo, entre la latitud norte 17°50' y longitud este 93°23' a una altura media de 20 metros sobre el nivel del mar (msnm). Huimanguillo cabecera del municipio del mismo nombre, se encuentra ubicada en la región Grijalva, y en el extremo sur del municipio se adentra en la subprovincia de las sierras del norte de Chiapas, en la figura siguiente se muestra la localización geográfica del sitio donde se construira la Planta de Nitrógeno (Figura I.1.)

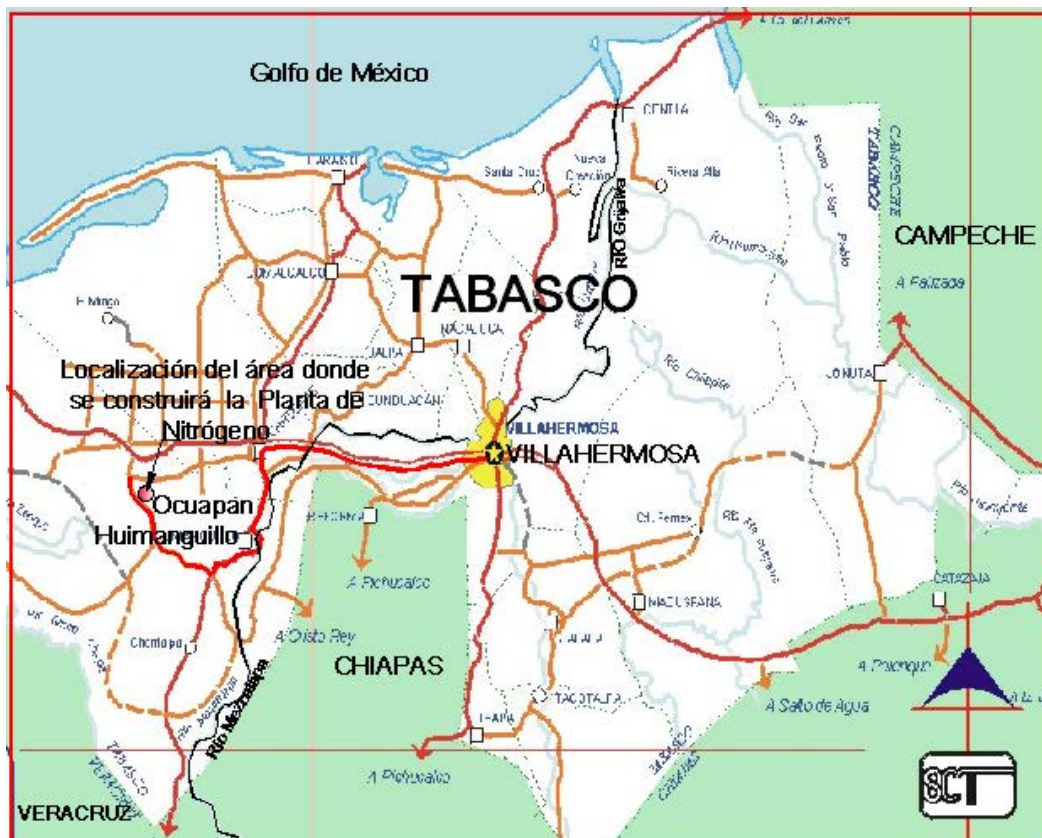


Figura I.1. Localización geográfica del área de estudio (FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes).

Acontinuación se muestra el plano topográfico del sitio (figura I.2.), la localidad de Ocuapan se ubica en una zona topográficamente plana, para llegar al lugar se toma la carretera federal hacia el suroeste tomando como punto de partida la capital del estado Villahermosa haciendose un tiempo de recorrido vehicular de 45 minutos apróximadamente. Como referencia al llegar a la cabecera municipal de Huimanguillo se sigue la carretera hasta el cruce de Ostlán tomandose en este lugar la dirección noroeste, el cual comprende el tramo carretero Ocuapan-Mecatepec en el km. 2.5 es donde se proyecta construir la planta generadora de Nitrógeno propiedad de **CRYOINFRA, S. A. de C. V.**

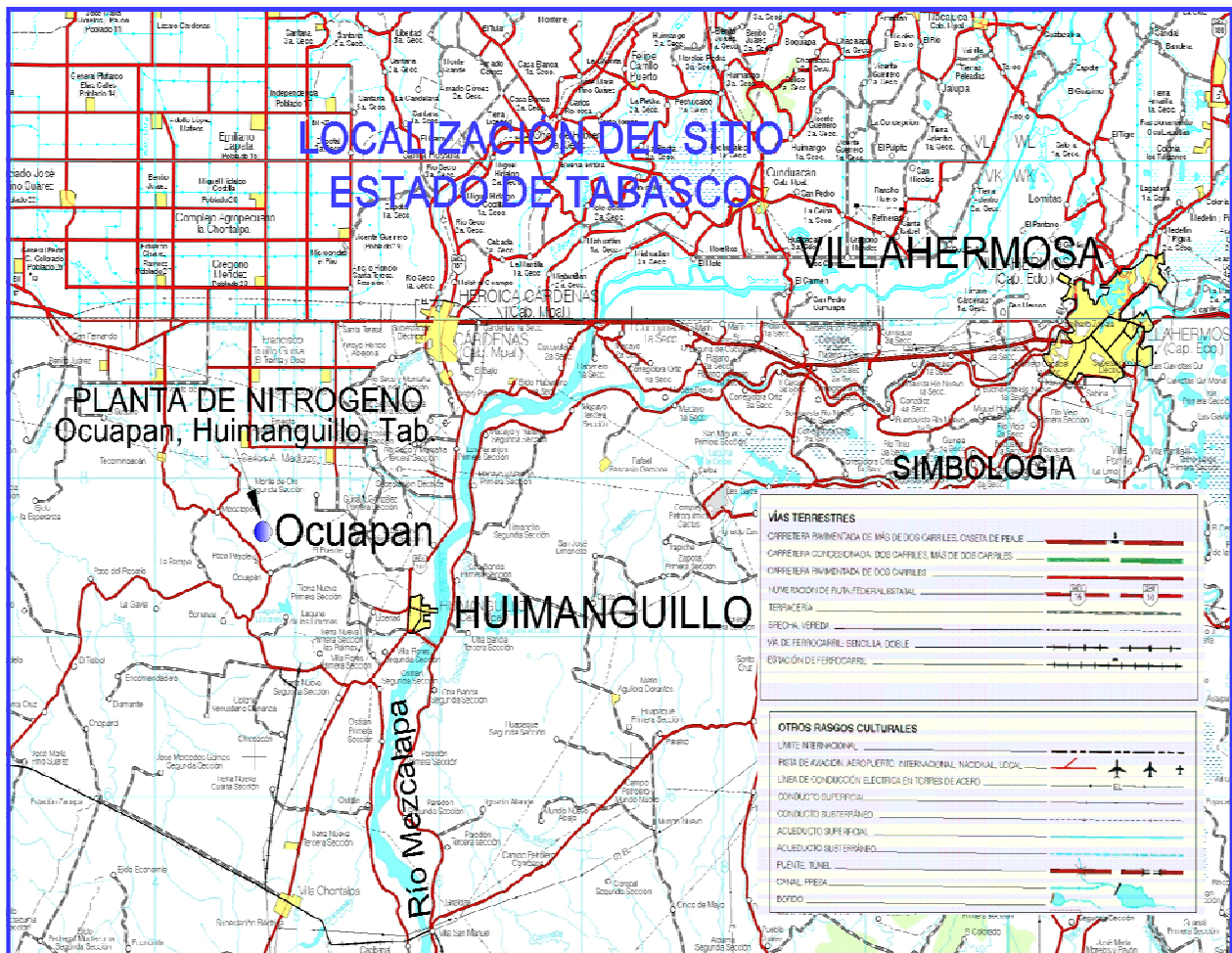


Figura I.2. Sitio donde se proyecta construir la planta generadora de Nitrógeno (Fuente: Carta topográfica VILLAHERMOSA TABASCO ESCALA 1: 250 000 INEGI).

En la figura I.3. Se muestra el mapa de la división política de Tabasco y se indica el lugar que ocupa el municipio de Huimanguillo. La cabecera municipal de Huimanguillo limita al norte con el municipio de Cárdenas, al este con el Estado de Chiapas, hacia el extremo sur con los estados de Chiapas y Veracruz y al suroeste y oeste con Veracruz. Cubre una extensión territorial de 3,587.98 km², que representan el 14.55% del total de la superficie estatal, ocupando el primer lugar en extensión territorial en la zona denominada Chontalpa.

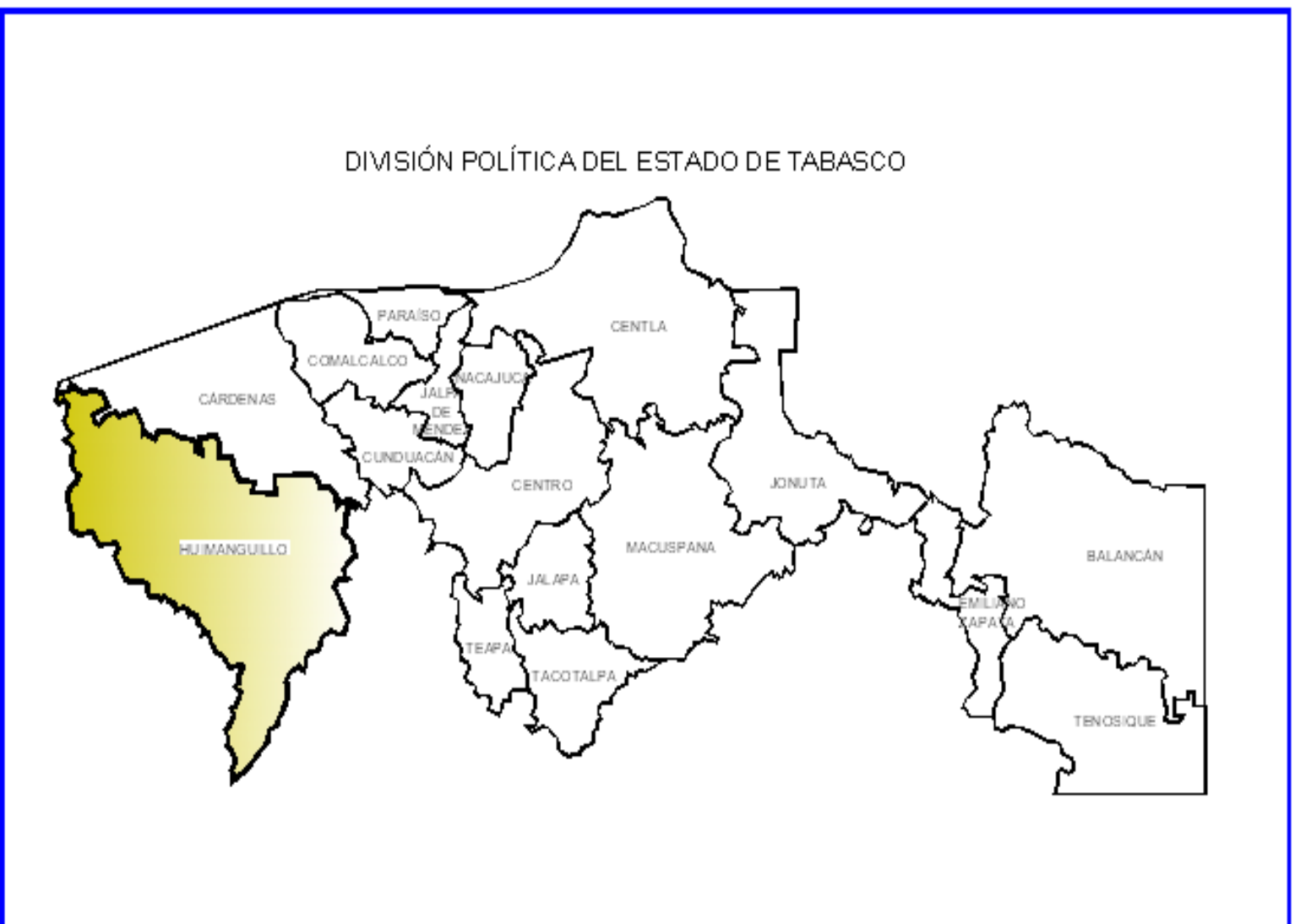


Figura 1.3. Mapa del Estado de Tabasco (FUENTE: Elaboración propia).

I.1 Medio físico natural

La morfología superficial de Huimanguillo y su entorno inmediato, se conformó a través de los siglos como producto de las divagaciones e inundaciones generadas por el río Mezcalapa.

La localidad de Ocuapan, municipio de Huimanguillo, Tabasco lugar donde se desea proyectar la construcción de la planta generadora de Nitrógeno litológicamente, se localiza sobre aluviones del cuaternario, los cuales son depósitos terrígenos sin consolidar. De granulometría que varía de arenas gruesas a gravas por su cercanía a las sierras del norte de Chiapas, conformando vastas planicies aluviales como se puede ver en el mapa geológico de la figura I.4. En lo que respecta al área de estudio a la fecha no se ha elaborado un mapa de zonificación geotécnica, pero en estudios de exploración que se han hecho en la zona por PEMEX clasifican al suelo del tipo III ó de lago.

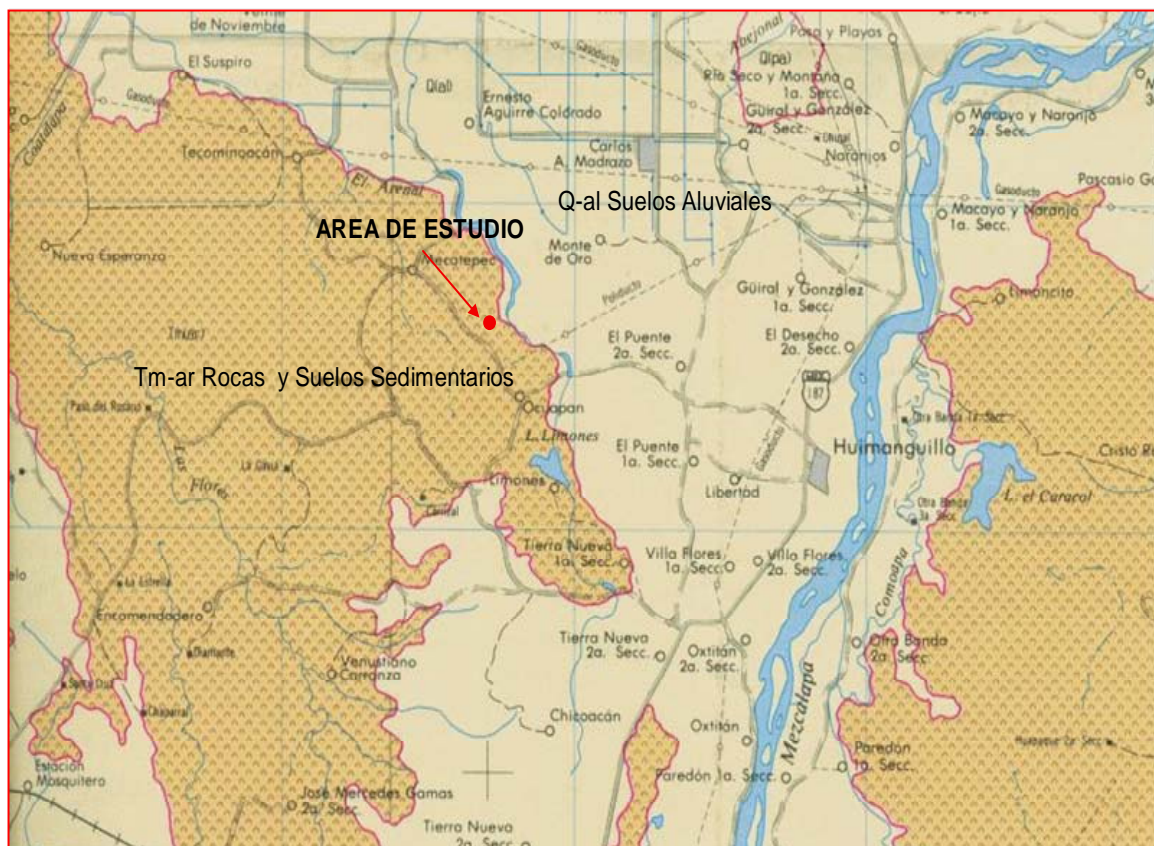


Figura I.4 Localización geológica del área en estudio (FUENTE: INEGI).

I.1.1 Climatología

El clima en Ocuapan y en el resto del municipio de Huimanguillo es de tipo cálido-húmedo, con lluvias todo el año Am (f), con un porcentaje de lluvia invernal menor de

18%. La temperatura media anual es de 26.0°C, siendo el período más cálido de abril a septiembre con temperaturas que promedian de 28.1°C. Durante los meses más fríos, de octubre a marzo, la temperatura promedio es de 23.9°C. La oscilación térmica es baja (10.7°C), debido al elevado porcentaje de humedad relativa que priva en el medio ambiente.

Todos los registros climatológicos que a qui se mencionan son los reportados por el Servicio Meteorológico Nacional referida al municipio de Huimanguillo y localidades que lo conforman, considerando que prevalecen las mismas condiciones climáticas en toda su extensión territorial.

La temperatura máxima extrema en 24 horas registrada es muy elevada; 41.5° C en mayo y, la mínima extrema registrada fue de 9.0° C en febrero.

La precipitación pluvial que se registra en el municipio de Huimanguillo es muy abundante, ya que supera los 2000 milímetros (mm) promedio anuales. Ello se debe a que cada año, durante la temporada de lluvias, el territorio tabasqueño está sujeto al paso de masas de aire tropical.

Este municipio también tiene que enfrentar trayectorias de depresiones tropicales, tormentas tropicales y huracanes, originados tanto en el Mar Caribe, Golfo de México y el Océano Pacífico, que aportan considerables cantidades de lluvia sobre Tabasco y estados colindantes.

Los meses más lluviosos son de junio a octubre, en los que la precipitación promedio mensual es de 303.9 mm. Durante el estiaje, de noviembre a mayo, se registran precipitaciones promedio mensual de 112.2 mm. La precipitación total anual promedio para la ciudad es de 2304.9 mm. La precipitación máxima mensual para Huimanguillo, ha sido de 765.0 mm en septiembre y el registro más elevado de lluvias en un período de 24 horas fue de 205.0 mm en el mismo mes.

En Huimanguillo, se registran anualmente de 60 a 89 días con lluvias apreciables durante la temporada de lluvias, y de 30 a 59 días durante el estiaje.

La precipitación en la cabecera municipal de Huimanguillo, se caracteriza por la susceptibilidad a incrementarse drásticamente en la cantidad de lluvia diaria como en la mensual, a causa del paso de depresiones, tormentas tropicales y huracanes, cuya temporada se inicia en el mes de mayo y termina en noviembre. Son numerosos los ciclones que han afectado, tanto directa como indirectamente al estado, ocasionando inundaciones en la localidad y áreas circunvecinas.

Los vientos dominantes durante el año, provienen fundamentalmente del noreste, soplando a un 60% de esta dirección; de distintos puntos cardinales provienen vientos en un 40% del año.

I.1.2 Hidrología

La población de Ocuapan, municipio de Huimanguillo, Tabasco se ubica sobre la planicie de inundación del margen izquierda del río Mezcalapa que en este punto, fluye de sur a norte. Dista su orilla aproximadamente a 11 km del centro del poblado. El

cauce de un escurrimiento intermitente pasa por el sector poniente de Ocuapan, dirigiéndose de sur a norte y drenando en el río Mezcalapa.

I.1.3 Topografía

La ciudad de Huimanguillo y gran parte de sus alrededores incluyendo el área de estudio donde se construirá la planta de Nitrógeno, se asienta sobre una amplia planicie y se edifica a una altura de 20 msnm. La mayor parte del municipio no presenta accidentes topográficos significativos y por consiguiente, es muy vulnerable a fenómenos climatológicos con altos riesgo de inundaciones. En la zona urbana y más específicamente al este, se ubica una zona cuyo nivel es inferior a los 19 msnm y es susceptible a problemas de inundación muy severos. Solo en la zona sur del estado en sus límites con Chiapas se adentra en la zona de la Sierra norte de Chiapas.

I.1.4 Usos del suelo y vegetación

Al norte, sur y oeste de Huimanguillo, los suelos son de tipo Gleysol vértico, de textura fina, profundos y con drenaje interno moderado. Están constituidos con un 8% de arcilla, 16% de limo y 76% de arena. Su pH es de 4.5 y por lo tanto son muy ácidos, susceptibles al anegamiento y a inundaciones temporales cuando las lluvias son excesivas.

El uso de suelo que ocupa la localidad de Ocuapan sitio donde se desplantará la planta de Nitrógeno, es de cultivos permanentes, agricultura de temporal y praderas cultivadas. Las superficies para este tipo de agricultura, se encuentran en llanuras y presentan algunos problemas de inundación o anegamiento de los terrenos de 3 a 6 meses al año, situación que afecta a la labranza.

Históricamente, los alrededores de la ciudad de Huimanguillo, eran zonas de inundación originadas por el crecimiento temporal del río Mezcalapa, con abundante vegetación perennifolia (matorrales) y vegetación baja.

Sin embargo con el crecimiento de la mancha urbana esta vegetación ha sido sustituida por suelos de cultivo, de tal manera que en la actualidad el 90 % de la vegetación existente son tierras de cultivo en su gran mayoría de piña y al este y sur de la localidad, existen praderas cultivadas para la ganadería extensiva de ganado bovino para engorda. Los terrenos agrícolas del resto del municipio de Huimanguillo, son potencialmente aptos para el desarrollo de la agricultura mecanizada continua, pudiéndose realizar cuando menos dos ciclos agrícolas al año.

I.2 Condiciones Geotécnicas

I.2.1 Zonificación Geotécnica (Riesgos y vulnerabilidad)

Huimanguillo se encuentra en la región de **sismicidad media del país** por tanto la localidad de Ocuapan que forma parte del municipio se ubica en la zona sísmica "B" (ver figura I.5.) para un suelo que consideramos tipo III de acuerdo a su ubicación

geográfica. Los movimientos sísmicos que afectan a la localidad tienen su origen principalmente en los Estados de Oaxaca y Chiapas, así como los de la República de Guatemala. A pesar de que los focos sísmicos son lejanos pueden ser muy intensos, la distancia mitiga la magnitud de estos, y en Huimanguillo no han rebasado los 5 grados en la escala de Richter.⁽¹⁾

El mapa de la figura siguiente permite conocer en términos generales, el nivel de peligro que tiene un área determinada. Para ello el territorio nacional se encuentra clasificado en 4 regiones, de la A a la D, las cuales representan un nivel creciente de peligro.

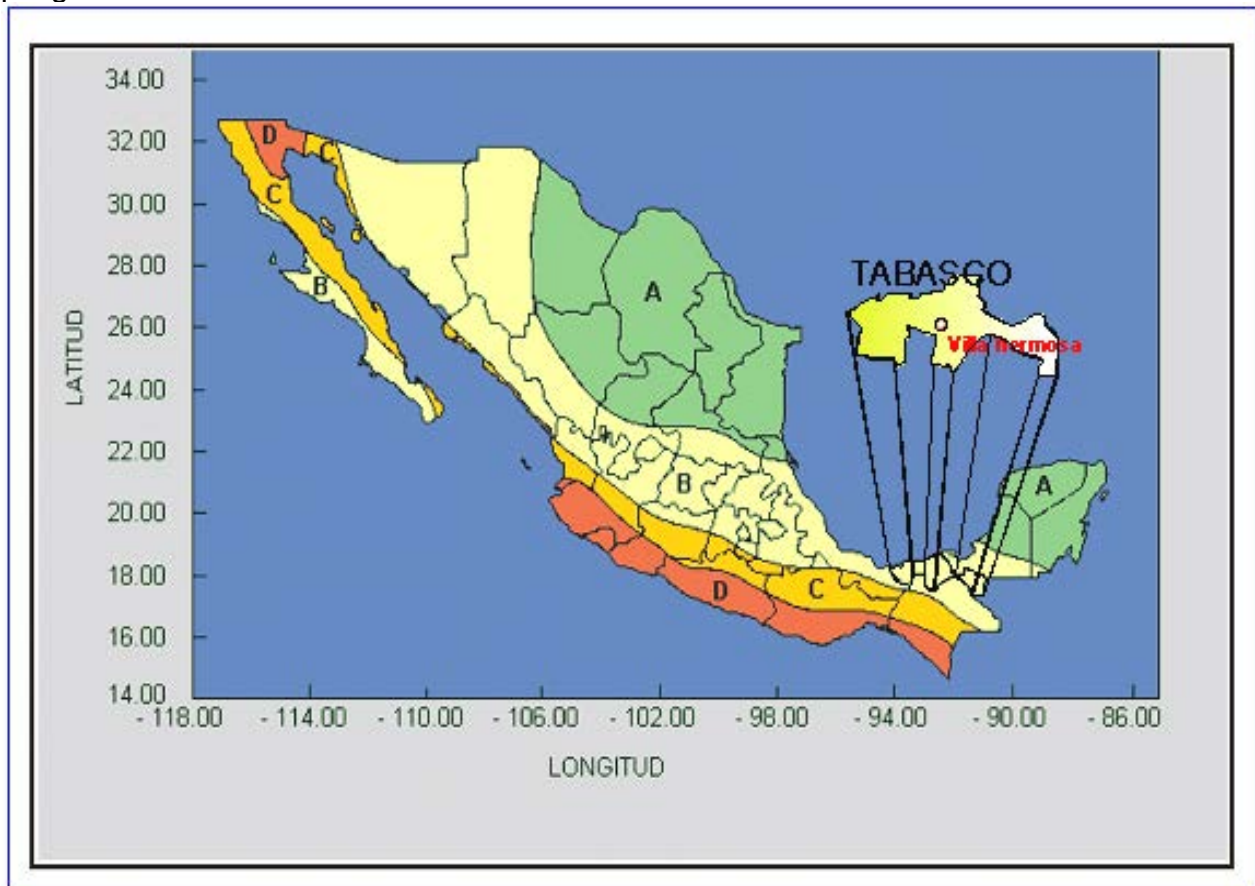


Figura I.5. Regionalización Sísmica de la República Mexicana⁽²⁾.

⁽²⁾ Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), Capítulo Diseño por Sismo, 1993.

En las estribaciones de las sierras del norte de Chiapas, a unos 40 Km al sur, sureste y suroeste del poblado, se inicia una serie de fallas y fracturas. Se desconoce si éstas son activas pero sea cual fuere la situación, potencialmente representan puntos en que se pueden generar movimientos telúricos que pueden afectar a la localidad. En las inmediaciones de la zona de estudio y en el propio lugar donde se construirá la planta

de Nitrógeno no se tienen registros de daños causados por actividad sísmica a las estructuras existentes en los últimos años.

El vulcanismo reciente del Chichonal en el Estado de Chiapas, provocó la emisión de una gruesa y densa columna de cenizas, gases y vapor de agua que se extendió sobre la mayor parte del Estado de Tabasco y, en Huimanguillo, causó la caída de 5 a 10 mm de cenizas, sin que fuera afectada significativamente a la localidad y el ámbito rural.

Por su ubicación geográfica Ocuapan, municipio de Huimanguillo es vulnerable a desastres de origen atmosférico. Climatológicamente, los huracanes son los que representan el mayor riesgo para la población, ya que estos fenómenos atmosféricos de gran envergadura regional, están asociados a vientos violentos y precipitaciones muy abundantes en períodos muy breves.

⁽¹⁾ Según datos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1978.

Geomorfología

La geomorfología esta representada en esta zona por una gran planicie costera, constituida por material granular, predominando el aluvión del reciente, así mismo se aprecian algunos lomeríos que alcanzan hasta 20.0 msnm.

En la zona sur del municipio de Huimanguillo geomorfológicamente, se observan lomeríos que se hacen más abruptos al comenzar a ascender hacia la zona de la Sierra Norte de Chiapas. En lo que respecta a nuestra área de estudio predomina el material granular, las capas del subsuelo estan formadas principalmente por depósitos de arcilla y arenas intercaladas producto de las inundaciones prolongadas y recurrentes que tuvieron lugar hace millones de años.

I.2.2 Geología Regional

Estratigrafía

Los principales materiales que afloran en el área de estudio de la localidad de Ocuapan son de tipo arcillo-arenoso, areniscas y lutitas formados principalmente por materiales granulares provenientes de la erosión de la sierra de Chiapas. La principal formación geológica que se localiza en el área ocupada por el municipio de Huimanguillo es la Formación Paraje Solo, dichos materiales granulares presentan características de buena permeabilidad y transmisividad.

La presencia de arcilla intercalada con los sedimentos arenosos que forman los acuíferos, sugiere condiciones de semiconfinamiento.

La Formación Cedral ocupa la parte superior de la Unidad de Sedimentos arenosos, presentado intercalaciones de lentes arcillosos, lechos de gravas y de lignido dentro de su espesor, que en general es reducido, del orden de 50 m.

La Formación Agueguexquite es la parte superior que consta de arena gris claro, de grano grueso a medio y escaso grano fino, con algunas intercalaciones de grava fina redondeada y delgadas capas de lutita gris a gris verdoso suave, las aumentan en potencia hacia la base de la formación, disminuyendo consecuentemente las arenas que se presentan en espesores poco potentes.

A continuación consiste de arenas de color gris claro, de grano fino a grueso, con intercalaciones de lutita hasta llegar a la mitad de la formación a la profundidad de 1300 metros. A partir de esta profundidad disminuyen los cuerpos de arena, para predominar la lutita en la base, rasgo característico de ella.

Geología estructural

Superficialmente la mayor parte de esta provincia que comprende nuestra área de estudio está cubierta por depósitos del Cuaternario que no han sufrido deformaciones (ver figura 1.6.), en el subsuelo de esta zona acuífera se han descubierto grandes estructuras subyacentes bajo los sedimentos del sistema Terciarios, de la serie del Mioceno, y litología Arenisca, éstas conforman las trampas estructurales para los hidrocarburos que explotan en la entidad.



Figura 1.4. Mapa geológico de Huimanguillo Tabasco (FUENTE: INEGI).

Edafología

El estado de Tabasco abarca una región que presenta cuatro grandes áreas edáficas, el municipio de Huimanguillo y por tanto nuestra área de estudio comprende la correspondiente al área Feozems la cual se describe en el inciso número 4:

- 1) Leptosoles (suelos negros ricos en materia orgánica, poco profundos (no más de 30 cm), arcillosos, con susceptibilidad a la erosión variable dependiendo de la pendiente, que descansan sobre rocas calizas).
- 2) Acrisoles (suelos amarillos de profundidad variable, con grandes acumulaciones de arcilla, pobres en nutrientes y susceptibles a la erosión).
- 3) Regosoles (suelos jóvenes, claros, de escasa profundidad, susceptibilidad variable a la erosión y pobres en nutrientes).
- 4) *Feozems (suelos oscuros, con una capa superficial rica en nutrientes de profundidad variable y susceptibilidad moderada a la erosión).*

Este tipo de suelos se encuentran en el municipio de Tecpatán, desde el poblado de Raudales Malpaso, hasta Huimanguillo, Tabasco, siguiendo la rivera del río Grijalva.

También se le encuentra en los alrededores de la cabecera municipal de Cintalapa. Este suelo se encuentra en combinación con Acrisoles (suelos amarillos de profundidad variable, con grandes acumulaciones de arcilla, pobres en nutrientes y susceptibles a la erosión) y Fluvisoles.

Existen otros tipos minoritarios de suelos, distribuidos localmente en varios puntos de la Región de Influencia, como Litosoles, Histosoles y Gleysoles.

CAPÍTULO II

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO

En este capítulo se describirán brevemente dos métodos geofísicos (resistividad eléctrica y sísmica), que son los métodos geofísicos más aplicables en geotécnica. Además se describirán los métodos de exploración geotécnica más usados en nuestro país, así como el tipo de muestreo que se puede obtener de cada método y el tipo de pruebas de laboratorio que se les pueden practicar para definir las propiedades físicas y mecánicas que intervienen en el análisis y diseño de una cimentación.

Mediante la exploración se deben obtener resultados confiables con un mínimo de costo y tiempo. La confiabilidad del estudio geotécnico depende de los trabajos de exploración, por lo tanto, éstos deben realizarse en forma cuidadosa, siguiendo métodos y normas establecidas. Por lo anterior, es necesario que especialistas en mecánica de suelos elaboren el programa de exploración apropiado, definiendo tipo, número y profundidad de los sondeos, tomando como base la información recopilada.

En geotécnica los métodos de exploración se dividen en: indirectos (geofísicos), semidirectos y directos (sondeos).

Métodos indirectos (geofísicos). Con estos métodos de exploración se realizan mediciones indirectamente de propiedades físicas de los suelos y rocas. Los principales métodos geofísicos son el Geosísmico, Geoeléctrico, Gravimétrico y Magnetométrico. Aunque para este estudio solo describiremos dos de ellos, el Geoeléctrico y Geosísmico los cuales son los principales métodos geofísicos empleados en la ingeniería civil.

Métodos semidirectos. Consisten en realizar pruebas en el campo para estimar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, a partir de correlaciones empíricas. En estos métodos de exploración se pueden recuperar muestras representativas alteradas, los métodos empleados son prueba de penetración estándar y el método del cono eléctrico.

Métodos directos. En estos métodos de exploración se obtienen muestras que sirven para conocer las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del suelo. Las muestras representativas obtenidas pueden ser, alteradas ó inalteradas que son necesarias en los caso de tipos de obras de infraestructura donde se requiere obtener parámetros mecánicos mediante pruebas especiales de laboratorio (triaxiales, consolidaciones, etc.) y de pruebas índice, pruebas comunes de laboratorio, los métodos usados son la excavación de pozos a cielo abierto y sondeos con equipo de exploración (SPT).

II.1 Métodos geofísicos.

Los métodos geofísicos se aplican sobre todo a cuestiones de Geología y Minería y en mucho menor escala a Mecánica de Suelos. Los métodos son rápidos, permitiendo tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto. En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede obtenerse de un programa de exploración convencional.

Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica, hacer una deducción de las posibles características estratigráficas, posición del nivel freático, posibles tipos y propiedades de suelos o rocas, presencia de fallas, fracturas y cavernas.

Para que los métodos geofísicos puedan responder en forma útil desde el punto de vista geotécnico debe haber contraste entre las propiedades físicas de las diferentes capas del subsuelo. Estos contrastes deben afectar las medidas físicas que se hacen. Por lo tanto, cuanto mayor sean los contrastes, las medidas responderán de una manera más clara y más precisos serán los resultados. Es de suma importancia mencionar que siempre será necesario calibrar los resultados obtenidos de estas investigaciones comparándolos con los de un sondeo convencional con obtención de muestras para darles mayor confiabilidad y no es recomendable su utilización sin el reconocimiento geológico previo.

A continuación se describen los dos principales métodos geofísicos empleados en la ingeniería civil.

II.1.1 Resistividad Eléctrica.

El método de resistividad eléctrica se basa en medir desde la superficie del terreno los cambios de resistividad de los diferentes estratos o unidades geológicas del subsuelo. Este método se basa en la interpretación del campo eléctrico creado por la circulación de una corriente eléctrica en el subsuelo (natural o artificial); estableciendo una relación entre los parámetros físicos que intervienen en la propagación de la corriente y las características físicas de los materiales empleando para ello aparatos receptores y transmisores. Se pueden utilizar para la localización de minerales y estructuras geológicas.

Procedimiento: Se colocan cuatro electrodos (barras metálicas terminadas en punta) en línea recta y a distancias iguales (Figura II.1a). Los dos electrodos exteriores llamados de corriente se conectan en serie a una fuente de poder (baterías recargables y a un amperímetro, entre los dos electrodos interiores, que se llaman electrodos de potencial, se conecta el voltímetro, para medir el voltaje.

Para determinar la resistividad del terreno, se mide en el amperímetro la corriente (**I**) que fluye de la batería y se corre por el terreno entre los electrodos de corriente. Al mismo tiempo se mide con el voltímetro la diferencia de potencial (**V**) entre los electrodos de potencial. La separación entre los electrodos se denomina (**a**). De los valores obtenidos de **I**, **V**, y **a**, se puede hallar el valor de la resistividad de la roca o suelo entre los electrodos de corriente, con la ecuación siguiente:

$$\rho = 2 \pi a \frac{V}{I}$$

$2 \pi a$: El término corresponde al volumen del terreno que se está midiendo.

$\frac{V}{I}$: Es la resistencia en ohms. La unidad de resistividad se puede medir en ohms-metro.

El método de resistividad se puede utilizar para medir:

- 1) la resistividad para distintas profundidades en un punto dado
- 2) la resistividad en distintos puntos a lo largo de un perfil, para una profundidad dada.

En el método 1, la distancia **a** entre los electrodos se va aumentando progresivamente para determinar los cambios de resistividad con la profundidad. Al aumentar la distancia **a** entre los electrodos, la corriente penetra a una mayor profundidad, en función de **a**.

Tomando como base las resistividades medidas en el campo, se dibujan las curvas de resistividad, tomando la resistividad en ohms-m como abscisa y la separación de los electrodos, **a**, como ordenada sobre el eje vertical o el eje de las profundidades (Figura II.1b).

En el método 2, los cuatro electrodos se mantienen a distancia constante moviéndolos, en conjunto, a lo largo de una línea recta y realizándose las medidas de resistividad en diferentes estaciones. En contraste con los cambios verticales de resistividad obtenidos con el método 1, en éste se indican los cambios laterales. Las medidas de campo se indican gráficamente como perfiles de resistividad.

Las estaciones se sitúan sobre el eje horizontal, y la resistividad, en ohms-metro, se toma sobre el eje vertical (Figura II.1c).

En las curvas de resistividades trazadas, se delimitan las fronteras entre los estratos con los valores de las resistividades medidas en campo (Figura II.1b). La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos, como los de la tabla II.1.

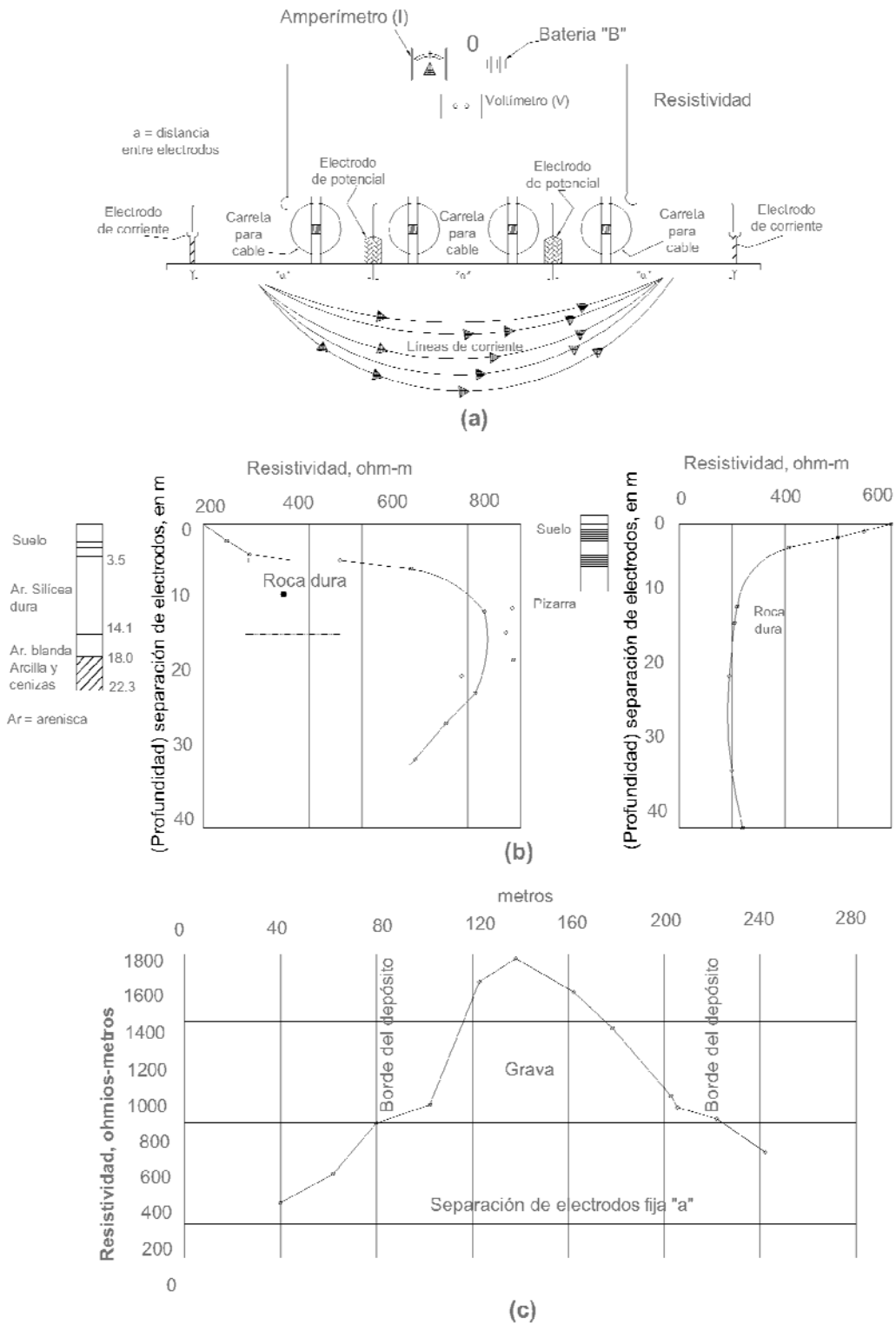


Figura II.1 Método eléctrico de resistividades ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.2 Exploración geofísica, año 2002.

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la del método sísmico (refracción sísmica), sin embargo es más confiable para determinar la posición del nivel freático y detectar estratos blandos.

Con esta técnica en la búsqueda de cavernas se incurre en pequeños errores, ya que en algunos casos se detectan zonas con diferentes contenidos de humedad que bien pueden interpretarse fácilmente como cavernas. En síntesis el método de resistividad eléctrica se puede usar por debajo del nivel freático permitiendo localizar cavernas o estratos blandos, que no se identificarían fácilmente con el método sísmico, por lo que ambos se complementan, en general el método resistivo es útil cuando los cortes geológicos acusan buenos contrastes de resistividad que permiten además la cuantificación de bancos de materiales, localización de cavernas y zonas de debilidad y además de ayuda en la búsqueda de agua subterránea (Manual de diseño de obras civiles, sección de Geotecnia, C. F. E Manual B.4.2.1).

Tabla II.1 Resistividad eléctrica de distintos tipos de suelos y rocas ⁽²⁾.

MATERIAL	RESISTIVIDAD(ohms-m)
Suelos finos	1 a 10×10^4
Arenas	2.2 a 4×10^2
Depósito glacial	5×10^2
Rocas sedimentarias o no consolidadas	10 a 10×10^6
Rocas ígneas o metamórficas	1000 a 10×10^8

Tabla de valores típicos de resistividades para los distintos tipos de suelos y rocas para la clasificación tentativa de los materiales por medio del método de resistividad eléctrica.

⁽²⁾ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.2 Exploración geofísica, año 2002.

II.1.2 Método sísmico.

La propiedad física fundamental en que se basa la prospección geofísica por métodos sísmicos, es la variación de la velocidad de transmisión de las ondas en diferentes formaciones geológicas.

Cuando se induce artificialmente una oscilación en un punto del suelo, el movimiento inicial se transmite al medio circundante en forma de vibraciones llamadas sísmicas.

El problema propuesto en la **figura II.2**, se puede formular así: Determinar el espesor **d** de un estrato en el cual las ondas sísmicas viajan a una velocidad V_1 . En este estrato V_1 , las ondas viajan a una velocidad considerablemente menor que el estrato inmediato inferior, en la que tienen una velocidad V_2 . El estrato superior, de pequeña velocidad,

puede ser recubrimiento de suelo o roca intemperizada. La solución del problema es básicamente medir V_1 y V_2 , una vez obtenidas las velocidades, se puede determinar fácilmente el espesor d por la fórmula siguiente (figura II.2a).

$$d = \frac{x}{2} \{(v_2 - v_1)(v_2 + v_1)\}^{0.5}$$

Proceso: Colocados en línea en el terreno cierto número de receptores llamados geófonos, separados entre sí una longitud medida. En el punto de explosión se vuela una carga de un explosivo o con un martillo equipado se golpea el terreno. Las ondas sísmicas producidas por la explosión al terreno llegan a los geófonos, que la recogen, amplifican y transmiten al aparato registrador u oscilógrafo (Figura II.2b).

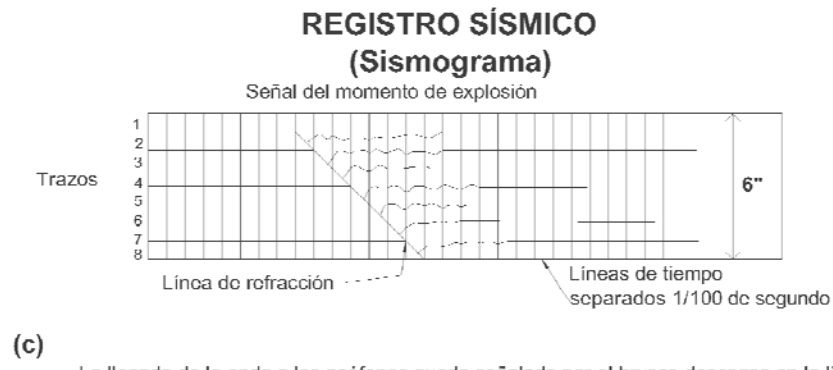
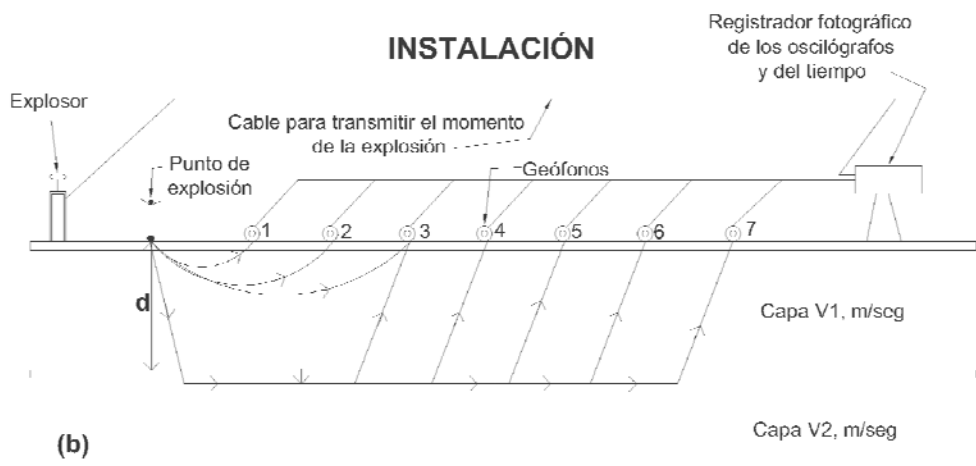
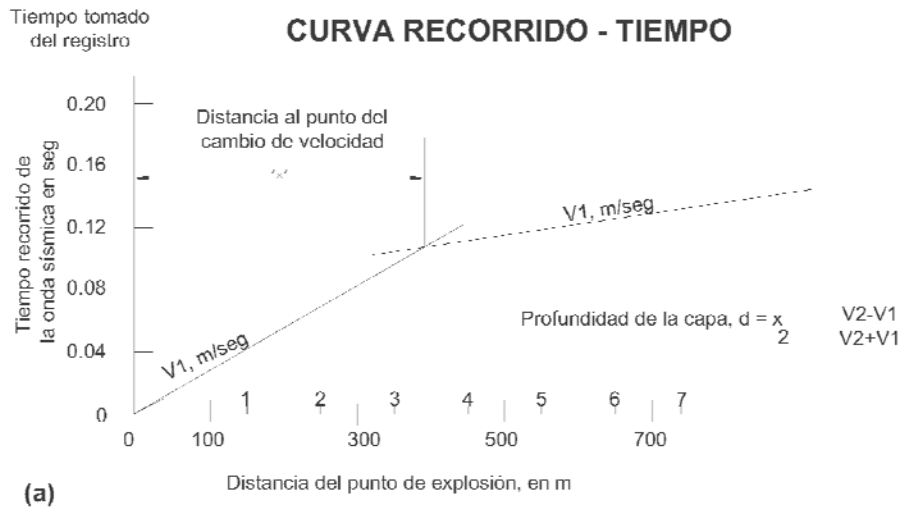
De esta forma, se obtiene el registro sísmico o sismógrafo, que consiste en varias líneas o trazos (Figura II.2c), una por cada geófono. El momento de la explosión se registra mediante una marca especial en uno de los trazos, y el instante de la llegada de la primera onda a cada geófono se puede determinar en cada sismograma. Algunas ondas (ondas directas) viajan proximas a la superficie del terreno a una velocidad V_1 ; otras cruzan el estrato superior oblicuamente y son refractadas, después de lo cual siguen el techo del estrato inferior a una velocidad V_2 . El camino más rápido para llegar para estas últimas ondas a los geófonos consiste en cruzar el estrato superior tanto hacia abajo como hacia arriba bajo cierto ángulo (ángulos críticos de incidencia rasantes), como se indica en la figura II.2b. Para obtener la curva de recorrido-tiempo (Fig. II.2a), se presentan horizontalmente las distancias entre los geófonos, como abscisas; sobre ella se toman verticalmente, como ordenadas, los tiempos comprendidos entre la explosión y la llegada de la primera de las ondas que “rompa” el trazo correspondiente. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrán dos líneas rectas que se cortan (Fig. II.2a). A todos los geófonos situados a la izquierda del punto de intersección llega antes la onda directa que la refractada, mientras que los demás reciben primero la onda refractada. Al punto de intersección llegan ambas simultáneamente.

La distancia “x” del punto de intersección puede calcularse fácilmente por la escala del dibujo. La distancia desde el punto de explosión a cualquiera de los geófonos que recibe primero la onda directa se divide por el tiempo que la onda directa tarda en alcanzar dicho geófono, para obtener la V_1 . La distancia entre dos cualesquiera de los geófonos a los que haya llegado antes la onda refractada se divide por el tiempo que se tarda entre dichos dos geófonos para obtener la V_2 .

Por lo general los geófonos se colocan, a distancias iguales entre sí; la distancia total cubierta por los geófonos debe ser de tres a doce veces la profundidad de exploración deseada. De las medidas de la velocidad de las ondas sísmicas, tal como se acaban de describir, es posible determinar la profundidad en varios puntos de una zona dada de ciertos tipos de horizontes geológicos, tales como la roca firme.

En este método se mide el tiempo que invierte una onda en recorrer el trayecto entre el punto de origen de las oscilaciones y el receptor, después de reflejarse en una superficie de contacto entre dos terrenos de naturaleza distinta.

Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una generando la onda en un extremo de la línea y la otra generando la onda en el contrario. El esquema siguiente muestra el dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico.



La llegada de la onda a los geófonos queda señalada por el brusco descenso en la línea de "trazo". El tiempo en que tarda en llegar la onda puede medirse hasta la milésima de segundo.

Figura II.2 Método Sísmico por refracción ⁽³⁾.

⁽³⁾ Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.2 Exploración geofísica, año 2002.

La interpretación de la prueba necesariamente se correlaciona con la información de los sondeos convencionales, porque también tiene la limitación de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se generan.

La principal aplicación de este método puede ser la determinación de la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa, también suele usarse para investigar cavidades, pero ha demostrado en algunos casos ser poco confiable; debido a que en áreas minadas presentan condiciones que afectan los resultados de los diversos métodos y los hacen de difícil interpretación, por lo tanto se recomienda correlacionarlo con los resultados de otro método geofísico como el de resistividad eléctrica y claro con el estudio complementario de la exploración convencional.

La identificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos. En la tabla II.2 se muestra una recopilación de valores.

Tabla II.2 Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diferentes tipos de suelos y rocas ⁽⁴⁾.

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg)
Suelo orgánico	170 a 500
Arcilla	1000 a 2800
Arcilla limosa	975 a 1100
Arcilla arenosa	1160 a 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 a 1830
Aluvión	550 a 1000
Aluvión(Terciario)	800 a 1500
Aluvión profundo	1000 a 2360
Depósito glaciario	490 a 1700
Basalto	2000 a 4000
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430 a 1680

⁽⁴⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.2 Exploración geofísica, año 2002.

Recopilación de valores mediante la identificación de los suelos y rocas comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos. (Manual de diseño de obras civiles, sección de Geotecnia, C. F. E Manual B.4.2.1)

II.2 Sondeos

Para conocer las características de los depósitos del subsuelo se realizan los sondeos, que pueden ser de varios tipos. Las profundidades de los sondeos dependerán del tipo de estructura que se pretenda construir y de la información geotécnica que se tenga de la zona. Posteriormente, en el laboratorio de mecánica de suelos las muestras obtenidas de la investigación del subsuelo son sometidas a diferentes ensayos para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

Se define como un sondeo a la perforación realizada para la obtención de muestras del suelo a diversas profundidades y en los sitios de interés para después realizarles los ensayos de laboratorio correspondientes.

En la práctica los sondeos se llevan a cabo mediante diferentes técnicas de perforación cuya selección depende del tipo de suelo a conocer, del tipo de muestreo obtenido, del diámetro de la perforación empleado, de la profundidad de exploración y de la localización del sitio.

A continuación se describen las diferentes técnicas de perforación más empleadas en la ingeniería civil para la obtención de muestras de suelo.

II.2.1 Pozos a cielo abierto

Considerado como el mejor método de exploración, en los pozos a cielo abierto se pueden observar directamente las características del suelo a las diferentes profundidades.

Los pozos a cielo abierto por lo general en planta son rectangulares (de 1.20 X 1.50 m) y su profundidad puede llegar hasta 5.0 m como máximo, su profundidad se limita sobretodo por la presencia del nivel freático, al tipo de materiales y a la estabilidad de sus paredes. Comúnmente se excavan con herramienta manual a base de pico y pala en suelos poco resistentes y con cuña y marro en suelos resistentes, pero también se puede emplear maquinaria.

En este tipo de muestreo, de los pozos a cielo abierto se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelos que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndoles en frascos o bolsas con sus respectivas identificaciones.

El labrado de las muestras inalteradas (muestras cúbicas), se realiza con herramientas manuales. Para el labrado y protección de éstas se requieren espátulas, brochas, parrilla, manta de cielo, parafina y brea. Las muestras podrán ser extraídas de las paredes o del piso de la excavación; se limpia el área de donde se va a extraer, se marca la sección deseada y se labran los lados de los cubos de suelo (de aproximadamente 25x25 cm). Posteriormente, la muestra se cubre con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea, mediante el empleo de una brocha.

Finalmente, en la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación. En el registro de campo se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras. A las muestras inalteradas se les pueden practicar pruebas mecánicas de resistencia y de deformabilidad. Además se puede determinar la estratigrafía del subsuelo mediante la inspección de sus paredes mediante técnicas de clasificación visual y al tacto del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

II.2.2 Sondeos con pala posteadora

Es el método más sencillo para efectuar un sondeo. Su funcionamiento es simple: mediante la aplicación de un giro en el maneral se hace penetrar en el terreno la herramienta colocada en el extremo de una tubería de perforación a la que se añaden tramos conforme se profundiza el terreno. En la figura II.3 se muestra esta herramienta.

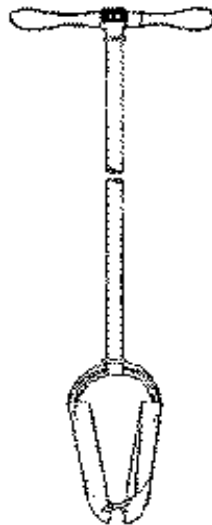


Fig. II.3 Pala posteadora ⁽⁵⁾.

⁽⁵⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

En el caso de que el sondeo no sea estable se puede recurrir al uso de ademe, aunque no puede ser muy conveniente por las molestias debidas a la extracción de la herramienta mientras se hínca el ademe.

Las palas posteadoras son herramientas que extraen muestras de suelo completamente alteradas, que son representativas de los materiales del subsuelo así como de su contenido medio de agua y a su clasificación, por lo menos en suelos plásticos.

II.2.3 Prueba de Penetración Estándar

La prueba de penetración estándar es el tipo de exploración más utilizado en México. Esta consiste en hincar dentro del terreno un muestreador como se puede ver en la figura II.4, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 kg de peso que cae desde una altura de 76 cm.

La prueba se realiza a cada 60 cm y la resistencia del terreno se interpreta mediante el número de golpes necesarios para avanzar 30 cm intermedios. Las muestras obtenidas son del tipo alterado y nos permite conocer sus propiedades índice. Con este método pueden llegar a explorarse profundidades hasta de 100 m.

En este tipo de práctica hay ocasiones en que se requiere estabilizar las paredes de la perforación para lo cual se puede utilizar ademe o lodo bentonítico.

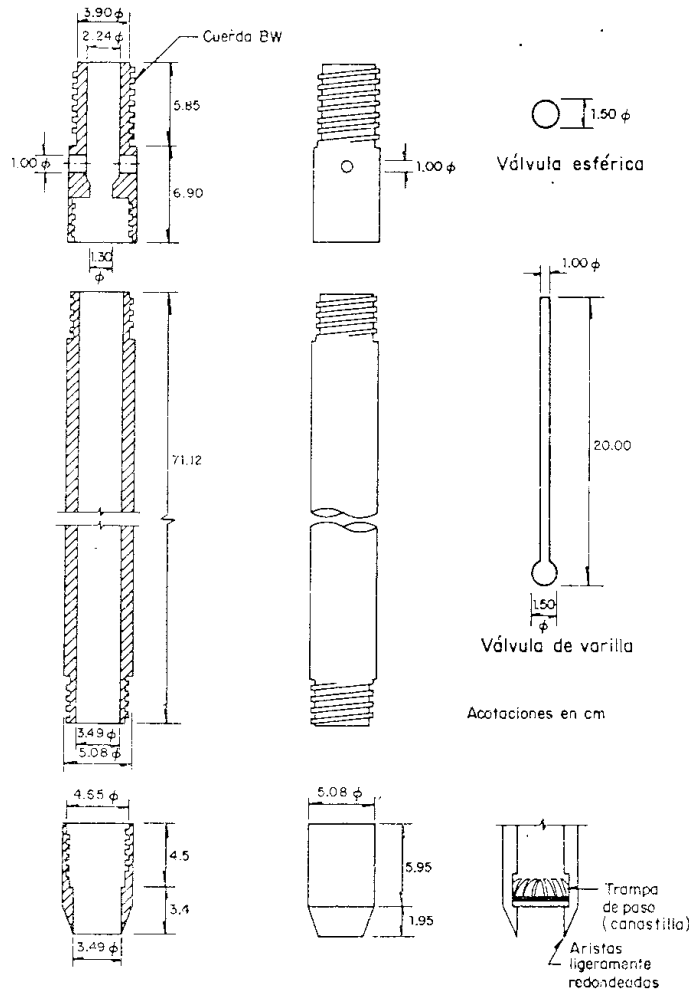
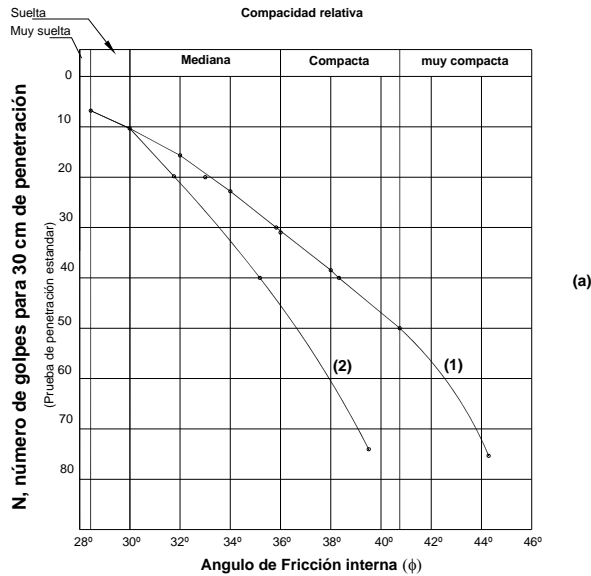


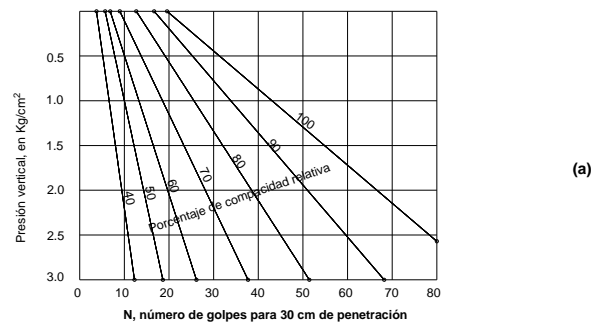
Figura II.4 Penetrómetro Estándar ⁽⁶⁾.

⁽⁶⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

En suelos friccionantes la prueba permite conocer la compacidad del manto y su ángulo de fricción interna (ϕ), que es la característica fundamental de su comportamiento mecánico; la prueba muestra también que a un número de golpes corresponden diferentes compacidades relativas, según la presión vertical que actúa sobre la arena. La figura II.5a muestra la correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de la arena, en tanto la figura II.5b presenta gráficamente la relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.



- (a) Relación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.
- (b) Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.

Figura II.5 ⁽⁷⁾.

⁽⁷⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Exploración y muestreo de suelos, Apéndice 5, Tomo I, 2001.

Para pruebas en arcillas Terzaghi y Peck ⁽⁸⁾ dan la correlación que se presenta en la tabla II.3, la cual para en suelos cohesivos nos dá una idea aproximada de su resistencia en compresión simple como se indica.

TABLA II.3

CONSISTENCIA	Nº DE GOLPES (N)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE, q_u (kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
ca	2-4	0.25 – 0.50
Media	4-8	0.50 – 1.00
Firme	8-15	1.00 – 2.00
Muy firme	15-30	2.00 – 4.00
Dura	> 30	> 4.00

⁽⁸⁾Terzaghi, K. y Peck, R.B Soil Mechanics in Engineering Practice, Art. 45 Capítulo VII, John Wiley and Sons, 1948.

II.2.4 Sondeos con barrenas de vástago hueco

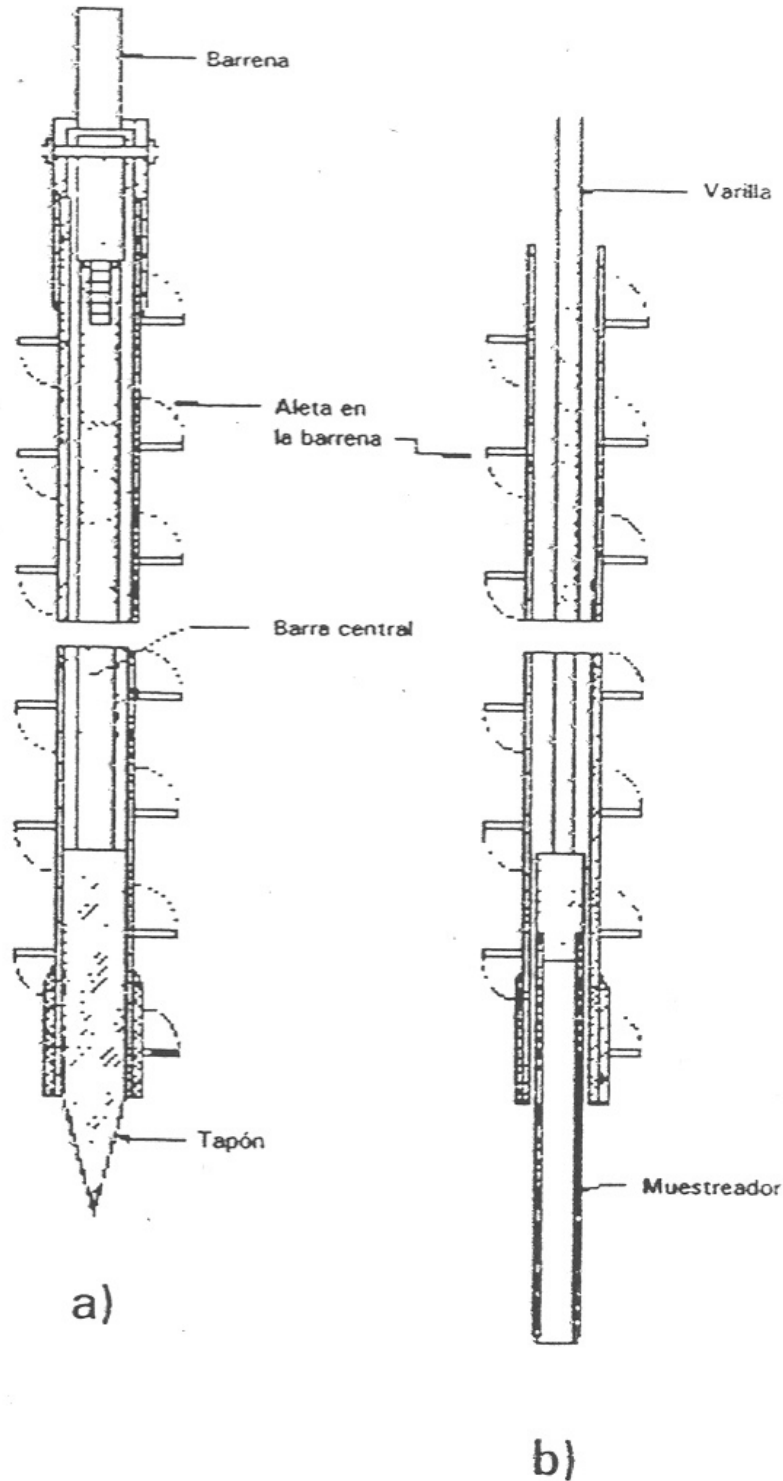
Este tipo de equipo de perforación se instala en camiones y se opera mecánicamente, por lo que con este procedimiento se pueden alcanzar profundidades hasta de 60 m con suma rapidez. Para realizar los sondeos se hínca una barrena provista de aspas helicoidales continuas con vástago hueco que permite la introducción de las herramientas muestreadoras como puede observarse en la figura II.6.

A la vez que la barrena avanza, sirve como ademe para la perforación misma. En el extremo inferior la barrena está provista de un tapón unido a una barra central, cuya función es impedir la entrada de material al vástago hasta alcanzar la profundidad de muestreo necesaria. Luego se extrae la barra central con el tapón y se introduce el muestreador.

En suelos cohesivos no es necesario el tapón ya que al introducirse la barrena, el suelo irá formando un tapón al entrar el material unos 10 ó 15 cm dentro de ésta.

En suelos friccionantes debajo del nivel de aguas freáticas las presiones en exceso de la hidrostática pueden provocar la introducción del suelo varios metros dentro del vástago al sacar el tapón por lo que el material que se haya bajo el vástago se altera a tal grado de que no serán tan confiables las indicaciones sobre su compacidad relativa, por lo que en tales condiciones, no deberá emplearse el tapón sino que se mantendrá el agua dentro del vástago a un nivel más alto que el correspondiente al freático.

El empleo de la barrena en materiales limosos sueltos o en materiales granulares pueden disminuir la relación de vacíos natural e incrementar la presión de confinamiento en la zona inmediata al extremo inferior de la barrena, por lo que los datos sobre propiedades mecánicas del material ensayado no serán confiables.



- a) Barrena ciega para avanzar
- b) Barrena después de haber quitado el tapón y de insertar el muestreador.

Figura II.6 Barrena de vástago hueco ⁽⁹⁾.

⁽⁹⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

II.2.5 Sondeos con cono eléctrico

El empleo de este método agiliza de manera extraordinaria la identificación de la estratigrafía de un sitio, ya que determina la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración por punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio, ya que se pueden establecer correlaciones empíricas entre propiedades mecánicas y dinámicas del suelo y la resistencia de punta.

Los sondeos con cono eléctrico son aplicables en suelos blandos como los de la zona de lago y transición del Valle de México. La exploración del suelo con este método tiene sus ventajas y desventajas como en cualquier otro lugar.

Se puede emplear con ventaja sobre otros métodos para determinar la secuencia estratigráfica del subsuelo.

Puede detectar la presencia de capas de suelo con espesores de unos pocos centímetros (10 cm).

Otra de las ventajas es que los resultados se obtienen conforme se ejecuta el sondeo, en un tiempo y costo menores.

Las principales desventajas son: es un método de exploración que no permite la obtención de muestras de suelo para observación y análisis directo, por tanto, es necesario hacer sondeos con recuperación de muestras para conocer con precisión los materiales del sitio; las propiedades del suelo como la resistencia no drenada, la compresibilidad y los módulos de deformabilidad se infieren de manera indirecta de la resistencia de punta mediante correlaciones; no se pueden obtener los pesos volumétricos de los suelos para determinar los perfiles de esfuerzos totales y efectivos iniciales del suelo (según ref. 10). En la figura II.7 se muestran esquemáticamente las características del penetrómetro empleado por este método.

⁽¹⁰⁾Santoyo, Enrique, Lin Xue, Riging y Ovando, Efraín, El cono en la Exploración Geotécnica. TGC Geotécnica, México 1990.

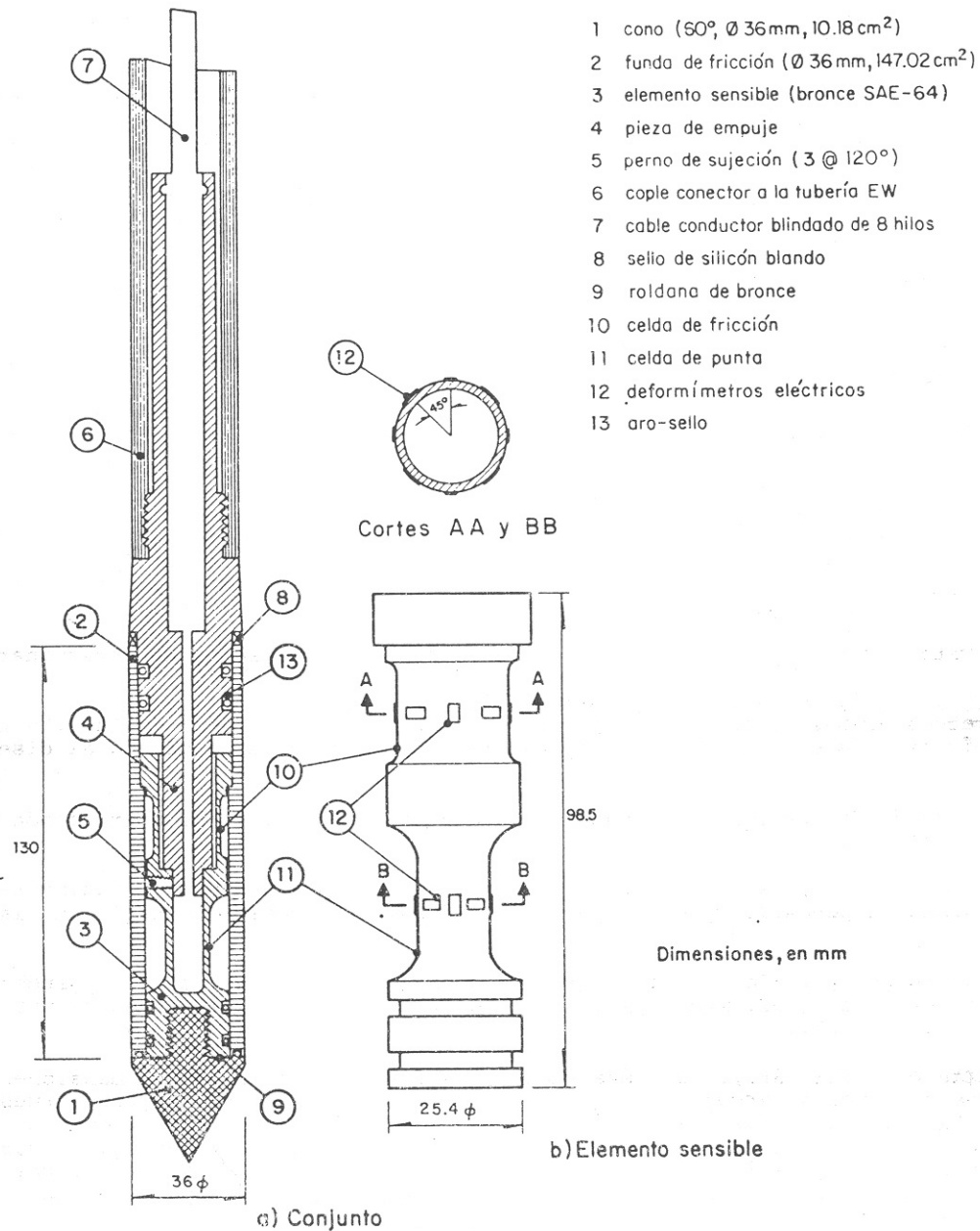


Figura II.7 Corte transversal del penetrómetro eléctrico⁽¹¹⁾.

⁽¹¹⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

II.3 Muestreo del suelo

Para obtener resultados confiables en laboratorio es preciso que se cubra de manera adecuada la etapa previa e imprescindible: la obtención de muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. El muestreo debe

cumplir los requerimientos impuestos por el programa de pruebas de laboratorio y, asu vez, el programa de pruebas debe establecerse de acuerdo a los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en la obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo.

II.3.1 Tipos de muestras

Los tipos de muestras que se obtienen de un sondeo de exploración dependen del objetivo para el que se hace dicha exploración, por que para la correcta identificación y clasificación de un suelo o roca son necesarias muestras representativas.

La obtención de muestras es una operación delicada e importante, delicada; por que no es fácil cortar y subir a la superficie una porción de terreno situado a gran profundidad en las mejores condiciones. Esto es importante porque con ellas se determinan en laboratorio sus propiedades índice y mecánicas. Es necesario que la muestra represente al suelo en estado natural, inmerso en el terreno; sin embargo, esto es complicado, ya que durante su extracción se altera de forma importante. Razón por la cual los métodos de exploración varían mucho. Dependiendo del tipo de exploración que se realice se obtendrán dos tipos de muestras principalmente: alteradas e inalteradas. Las primeras son aquellas que conservan sus propiedades índice, entre ellas se encuentran la humedad, plasticidad y granulometría; mientras que las segundas son aquellas que conservan la estructura que el suelo tiene en el sitio y por lo tanto todas sus propiedades (considerando que no cambian al extraerse), en estas pueden realizarse pruebas mecánicas como son, ensayos de permeabilidad, consolidación y la resistencia al esfuerzo cortante que servirán para el diseño de la cimentación.

Ensayes para obtener propiedades índice. Mediante estas pruebas se determina su contenido natural de agua, límites de consistencia, granulometría y clasificación del suelo mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Ensayes para determinar propiedades mecánicas. Son las pruebas de laboratorio con las cuales se determina la resistencia al esfuerzo cortante y de deformabilidad del suelo de sustentación (cohesión, ángulo de fricción interna y módulo de compresibilidad). Generalmente las siguientes pruebas: compresión triaxial, corte directo o compresión simple y para obtener los parámetros de deformación se realizan ensayos de consolidación unidimensional. Para el diseño de pavimentos también se realizan ensayos del valor relativo de soporte (VRS) para determinar los espesores de las estructuras de tierra que formarán parte del pavimento.

II.3.2 Muestreadores

Para la obtención de muestras de suelo recurrimos a los muestreadores, que son dispositivos formados por un tubo cilíndrico de extremos abiertos y que dependiendo del tipo de suelo que se vaya a muestrear podemos disponer de alguno de ellos en específico.

1) Muestreador Shelby

Es un tubo de pared delgada de acero de latón, es el muestreador más empleado para la obtención de muestras inalteradas en suelos muy blandos a firmes. Es un tubo liso terminado en forma afilada o dentada para poder penetrar y cortar el suelo fácilmente y unido en su parte superior a una cabeza muestreadora montada al final de la tubería de perforación con el que se hínca el muestreador desde la superficie, en la figura II.8 se muestra el muestreador Shelby de pared delgada. El tubo shelby presenta dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda, este último es más confiable aún en suelos duros la figura II.8 presenta este tipo de muestreador. La cabeza del tubo presenta perforaciones laterales y tiene una válvula esférica que se abre permitiendo aliviar la presión interior del tubo durante el muestreo. Después se cierra para proteger la muestra de las presiones que se generan durante la extracción. Antes de extraer el muestreador debe dejarse en reposo durante 30 segundos para que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia para que no se salga, después se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y es llevado a la superficie donde se clasifica la muestra y se protege contra pérdidas de humedad.

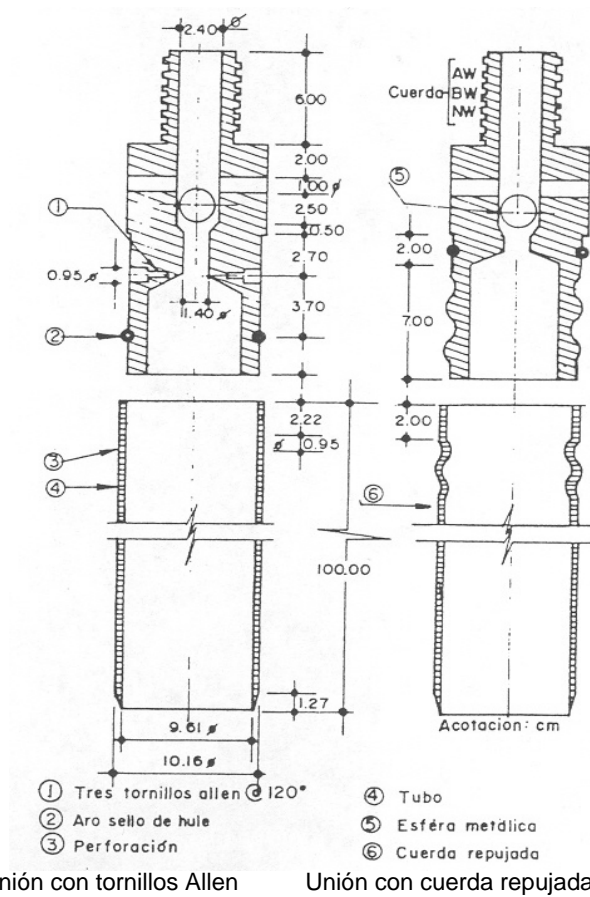


Figura II.8 Muestreador tipo Shelby de pared delgada, para obtener muestras inalteradas en arcilla⁽¹²⁾.

⁽¹²⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

2) Muestreador de pistón

Tubo de pared delgada provisto de un pistón que impide el flujo de los suelos blandos dentro del tubo eliminando de este modo gran parte de la alteración de la muestra, en figura II.9 se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos. Este tipo de muestreador también ayuda a aumentar la longitud de la muestra que puede recuperarse creando un ligero vacío que tiende a retener la muestra en caso que la parte superior de la columna de suelo comience a separarse del pistón. Al extraer el muestreador del pistón también impide que la presión del agua influya sobre la parte superior de la muestra.

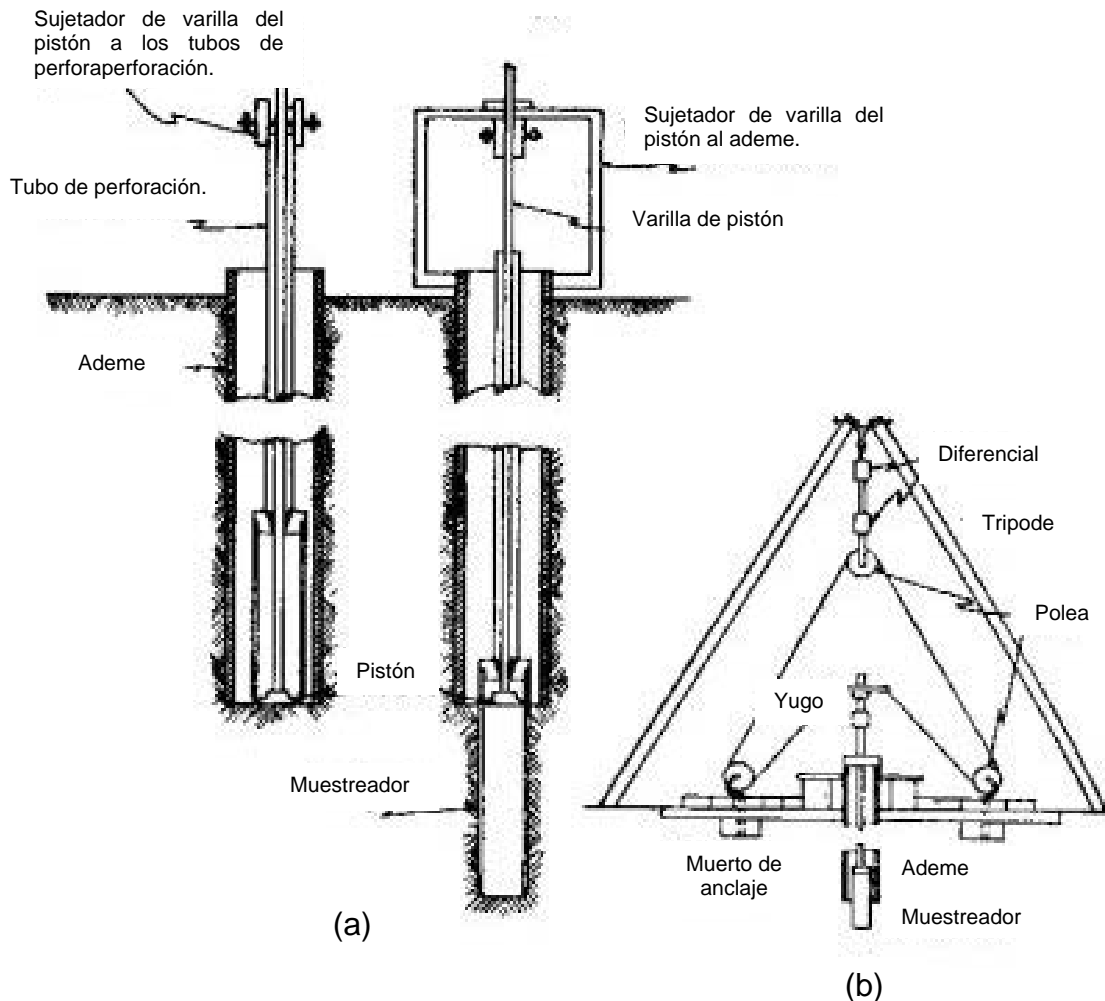


Figura II.9 Muestreadores de tubo de pared delgada a) De pistón b) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial ⁽¹³⁾.

⁽¹³⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Exploración y muestreo de suelos, Apéndice 4, Métodos de sondeos definitivos, Tomo I, 2001.

3) Muestreador Denison

Empleado en suelos de naturaleza más firme como arcillas duras, limos compactos, limos cementados con poca cantidad de gravas, etc. Consta de dos tubos concéntricos; uno interior hincado a presión y cuyo fin es obtener la muestra de suelo, el otro tubo exterior opera a rotación cortando el suelo alrededor de la tubería.

Este muestreo requiere un fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos. Los tubos concéntricos están adaptados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la tubería de perforación y que permite que el tubo interior se hincue a presión en el suelo sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; a la vez que el tubo exterior gira y corta el suelo periférico. La cabeza del muestreador está provista de una tuerca de ajuste para controlar la posición relativa entre ambos tubos, ésto con el fin de proteger a la muestra de la contaminación que pudiera ocasionar el fluido de perforación. Así el tubo interior penetra en el suelo una distancia "d" antes que la broca. Una vez hincado el muestreador se deja también un lapso de 30 segundos para la expansión de la muestra. Las brocas de corte son de acero con incrustaciones de carburo de tungsteno para proteger las zonas de mayor desgaste. Para su uso en suelos granulares conviene adaptarle una trampa en forma de canastilla, la figura II.10 muestra las principales características de este muestreador.

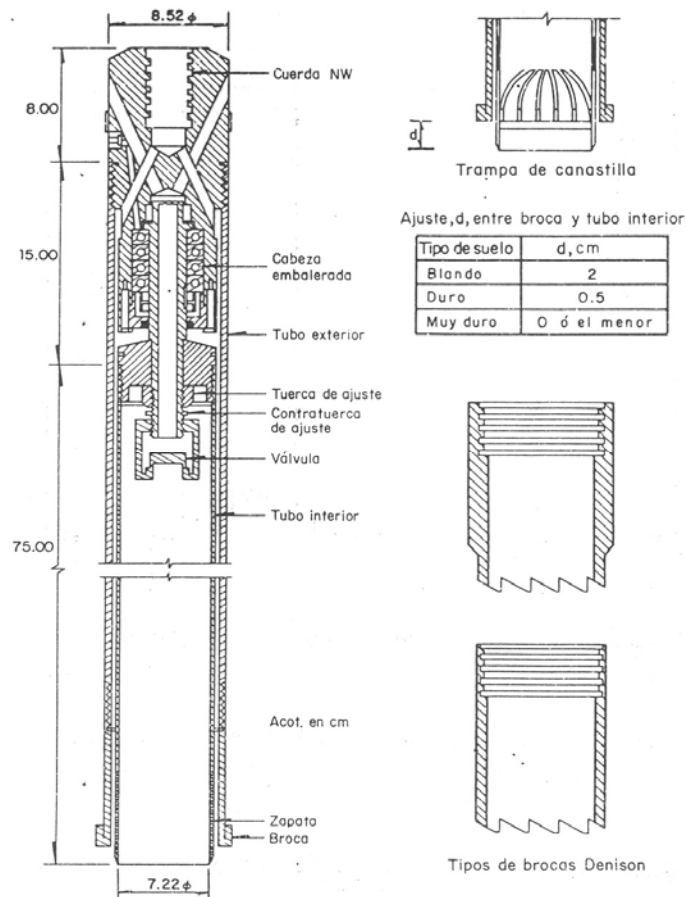


Figura II.10 Muestreador tipo Denison ⁽¹⁴⁾

⁽¹⁴⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

4) Muestreador Pitcher

Similar al Denison, su uso es adecuado en arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas y particularmente en suelos con capas delgadas de materiales de diferente dureza figura II.11.

Consta de dos tubos concéntricos unidos a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija y transmite la rotación al tubo exterior que es el que corta, mientras que la inferior soporta al tubo interior de 7.5 a 10 cm de diámetro en que se aloja la muestra. Esta parte inferior está separada de la fija por un resorte axial que permite regular la posición relativa del tubo interior con respecto al exterior.

El muestreador presenta una unión de tubo-cabeza con tornillo allen. La parte fija de la cabeza está provista de un balero axial que mantiene estático el tubo interior mientras gira el exterior y absorbe la reacción del resorte axial. Las brocas de corte que utilizan los muestreadores Denison y Pitcher son similares en su construcción.

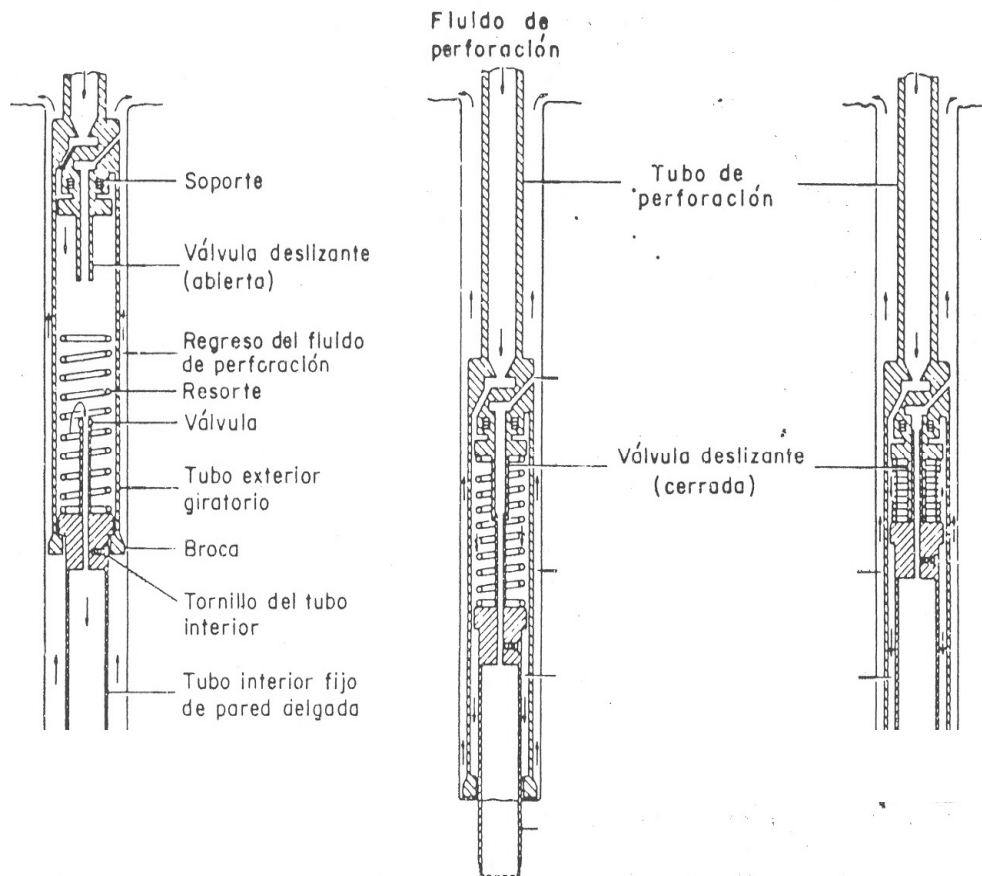


Figura II.11 Muestreador tipo Pitcher ⁽¹⁵⁾.

⁽¹⁵⁾Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Construcción Geotécnica, Capítulo 2 Estudios geotécnicos, 2.1.4.4 Procedimientos de muestreo, año 2002.

CAPÍTULO III

PRUEBAS DE LABORATORIO

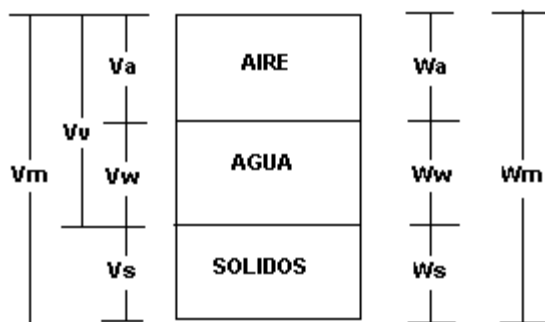
En este capítulo se describen aquellos aspectos de la ejecución de las pruebas de laboratorio que influyen significativamente en la aplicación de sus resultados en el diseño de cimentaciones. Con la ejecución de las pruebas de laboratorio de manera adecuada se podrán determinar las propiedades índice y mecánicas de los diferentes depósitos detectados en el predio. Además se describen los sistemas de clasificación de suelos más utilizados en la mecánica de suelos.

III.1 Pruebas en laboratorio

En el laboratorio de mecánica de suelos, las muestras de suelo obtenidas de los sondeos se someterán a diferentes ensayos para determinar las propiedades índice y mecánicas y así poder estimar su comportamiento en general. A continuación se presentan los trabajos que más se llevan a cabo en el laboratorio para la determinación de sus propiedades.

III.1.1 Propiedades Índice

Dentro de la mecánica de suelos, así como en otras áreas de la ingeniería civil, existen relaciones tan importantes que pueden convertirse en definiciones, a pesar de que estas se expresen en forma de fórmulas matemáticas. A continuación se presentan las relaciones volumétrico-gravimétricas fundamentales de los suelos, las cuales relacionan el peso de las fases de éstos con sus correspondientes volúmenes. La figura III.1 representa de manera esquemática las proporciones en volumen y en masa de las fases que constituyen a una muestra de suelo.



- V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa)
 V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)
 V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelos (volumen de vacíos)
 V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua)
 V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire)
 W_m = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa)
 W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos)
 W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua)
 W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado nulo en mecánica de suelos.

Figura III.1 Representación esquemática de las fases que constituyen una muestra de suelo.

Contenido de Agua (w)

Es la relación expresada en por ciento, entre el peso del agua que tiene el suelo y el peso de sus partículas sólidas. El Contenido de Agua del Suelo (w%) se ha definido como la proporción entre el peso de agua y el peso de suelo seco multiplicado por 100, o lo que es lo mismo:

$$w\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

- w = Contenido de agua (%) en porcentaje
- Ww = Peso de la fase líquida de la muestra
- Ws = Peso de la fase sólida de la muestra

El componente líquido de los suelos, denominado solución del suelo, es sobre todo agua con varias sustancias minerales en disolución, cantidades grandes de oxígeno y dióxido de carbono disueltos. Los principales gases contenidos en el suelo son el oxígeno, el nitrógeno y el dióxido de carbono.

La cantidad de agua retenida depende del tamaño y de la disposición de los poros en el terreno. En suelos gruesos y disgregados, el agua tiende a drenarse hacia abajo por la acción de la gravedad, dejando un pequeño remanente.

Obtención del contenido de agua en laboratorio:

1. Se pesa la muestra de suelo (W_m)
2. Se seca la muestra de suelo en un horno a 110°C de 18 a 24 hrs.
3. Se pesa la muestra seca (W_s)
4. Se calcula la diferencia entre los pesos húmedo y seco (W_m - W_s)
5. La diferencia dará el peso del agua que tenía el material (W_w)
6. Se divide el peso del agua entre el peso de los sólidos (W_w/W_s)
7. Del cociente se obtiene el contenido de agua (w) y se expresa en %

El contenido de agua de las muestras de suelo, nos da una idea general del comportamiento mecánico del suelo.

Densidad de Sólidos (S_s)

Es la relación entre el peso volumétrico de los sólidos, que constituyen las partículas de suelo y el peso volumétrico del agua destilada a 4°C a la presión atmosférica al nivel del mar.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

S_s = Densidad de sólidos(adimensional)

γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo

γ₀ = Peso específico del agua destilada a 4°C

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (peso de los sólidos)

V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra de suelo (volumen de sólidos)

Obtención del peso específico relativo de los sólidos en el laboratorio.

1. Se utiliza un matraz graduado y calibrado para las diferentes temperaturas.
2. Se toman 50 gramos aproximadamente de material que paso la malla #4
3. Se ponen alrededor de 300 ml de agua en el matraz calibrado y se vacía en él el material
4. Se aplica vacío al matraz para extraer el aire disuelto, se aumenta la temperatura para aligerar el proceso.
5. Se le añade agua hasta 2 cm debajo de la marca del aforo
6. Se agita el matraz y se obtiene la temperatura a tres diferentes puntos y se obtiene la temperatura media
7. Se agrega agua hasta la marca del aforo y se limpia el cuello y el exterior del matraz
8. Se pesa el matraz con agua y suelo obteniéndose W_{mws}
9. Se obtiene el peso del matraz con agua de la curva de calibración con la temperatura media determinada W_{mv}
10. Se obtiene el peso específico relativo de los sólidos:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mv} - W_{mws}}$$

En la tabla III.1 ⁽¹⁾ se muestran los valores de la densidad de sólidos de algunos suelos comunes.

Tabla III.1

SUELO	S_s
Arena	2.5 a 2.8
Grava	2.8 a 3.0
Limo	2.4 a 2.7
Arcillas	2.5 a 2.8
Arcillas volcánicas	2.0 a 2.4
Suelos orgánicos	1.7 a 1.9

⁽¹⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 4 Relaciones volumétricas, México 2004.

Calibración del matraz

El peso del agua que un matraz puede contener varía con la temperatura; esto se debe, por una parte a que los cambios de temperatura provocan variaciones en el volumen del recipiente; y por otra parte se modifica la densidad del agua. Es conveniente formar, para cada uno de los matraces, una gráfica de calibración o sea, una curva que tenga, por ordenadas, los pesos de matraz con agua hasta la marca de aforo y, como abscisas, las temperaturas correspondientes. Teniendo esta gráfica, se puede conocer rápidamente el dato requerido para el ensayo.

1. Se limpia el matraz con amoniaco o alguna solución que disuelva las grasas, se enjuaga y se deja escurrir colocando boca abajo. Después se lava con alcohol, se deja escurrir y luego se lava con éter.

2. Se llena el matraz con agua destilada hasta la marca de aforo y se pone a hervir de 5 a 10 minutos en baño maría, a fin eliminar el aire.
3. Se retira el matraz del baño maría y se toma la temperatura a 0.1 de grado introduciendo el termómetro hasta el centro del matraz. Si la temperatura es elevada, deben promediarse las lecturas del termómetro en tres puntos de la masa de agua.
4. Con la ayuda de una pipeta, se hace coincidir perfectamente la parte inferior del menisco con la marca; enseguida se limpia exteriormente el matraz y se pesa al 0.1 g en la balanza de torsión.
5. Se deja enfriar el matraz, hasta que la temperatura del agua baje unos 5°C; se afora, se toma la temperatura al 0.1°C y se vuelve a pesar. Esta operación se repite de 6 a 8 veces, dejando enfriar cada vez el matraz.
6. Con los datos de temperatura y los pesos del material más agua hasta la marca de aforo, se construye una grafica en papel milimétrico.

En la figura III.2 se muestra un esquema representativo de la curva de calibración de varios pignómetros o matraces.



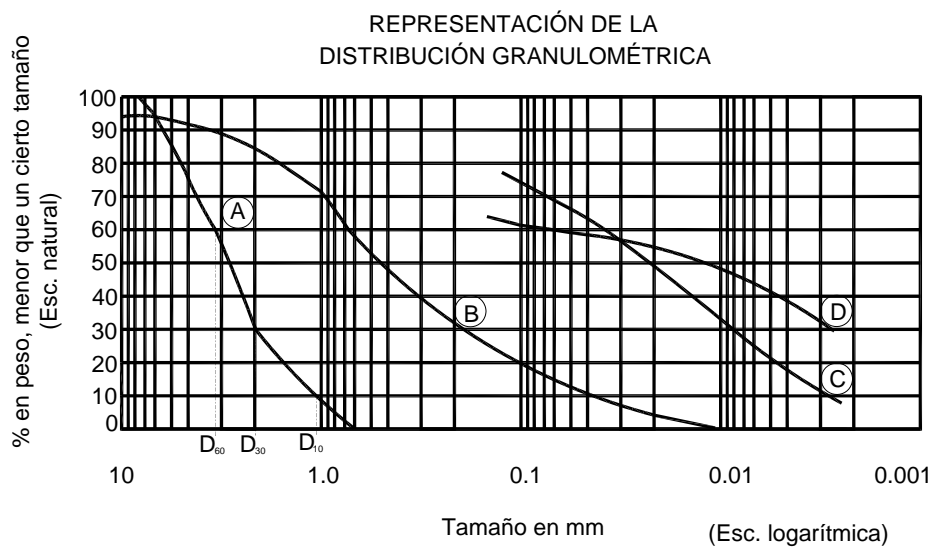
Figura III.2 Esquema de la curva de calibración del matraz.
 Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos del laboratorio de mecánica de suelos.

Granulometría

Los ensayos de granulometría tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño. La distribución de las partículas con tamaño superior a 0.075 mm se determina mediante tamizado, con una serie de mallas normalizadas. Para partículas menores que 0.075 mm, su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas.

La granulometría, es la división del suelo en diferentes fracciones, las cuales son seleccionadas de acuerdo al tamaño de sus partículas.

La información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva, obteniendo la curva granulométrica de dicho suelo, lo que permite comparar distintos suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaños de granos presentes (ver fig.III.3). Una muestra de suelo representativa puede tener partículas que varíen entre tamaños de 2.00 mm y 0.075 mm (las más pequeñas), siendo necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas, por ello se recurre a una representación logarítmica para los tamaños de partículas. Los procedimientos patrones utilizan el porcentaje de suelo que pasa, como la ordenada en escala natural de la curva granulométrica y en abcisas el diámetro de las partículas en escala logarítmica.



Curvas granulométricas de algunos suelos.

- A) Arena muy uniforme
- B) Suelo bien graduado
- C) y D) Arcillas del Valle de México.

Figura III.3 Curvas granulométricas de algunos suelos⁽²⁾.

⁽²⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 5 Granulometría en suelos, Tomo I, año 2001.

Para obtener un resultado significativo, la muestra debe ser "estadísticamente representativa" del suelo en estudio. Pero a pesar de ello los errores que se pueden cometer en el ensayo pueden ser debidos a los siguientes factores: la presencia de terrones en el suelo, la limitación práctica impuesta por la utilización de mallas de forma regular para medir partículas de suelo de forma irregular, limitaciones físicas para obtener muestras estadísticamente representativas, el número limitado de tamices utilizables en el análisis.

A partir de la curva granulométrica, se pueden obtener los siguientes diámetros característicos:

a) D_{10} o diámetro eficaz de la muestra, es el tamaño de las partículas que corresponde a un 10% en la curva granulométrica, es decir, el 10% de las partículas poseen un diámetro inferior a D_{10} , y representa el diámetro que deberían tener unas esferas ideales para tener el mismo efecto filtrante que el suelo considerado.

b) D_{30} , el 30% de las partículas de la curva granulométrica poseen un diámetro inferior a D_{30} .

c) D_{60} , el 60% de las partículas de la curva granulométrica poseen un diámetro inferior a D_{60} .

La uniformidad del suelo se puede definir estadísticamente de varias maneras. Un índice antiguo, pero útil es el coeficiente de uniformidad, C_u .

Una indicación de la variación del tamaño de los granos presentes en la muestra se obtiene mediante el coeficiente de uniformidad C_u , definido como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Los suelos que tienen $C_u < 4$ se dice que son uniformes; los suelos con $C_u > 6$, están bien graduados siempre que la curva granulométrica sea suave y bastante simétrica.

El coeficiente de curvatura C_c es una medida de la forma de la curva entre el D_{60} y el D_{10} , y se define de la siguiente forma:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$$

RANGOS DE CLASIFICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE SUELOS.

Cuanto mayor sea el valor de C_u , menos uniforme será la graduación del suelo. En general, un suelo no uniforme, (bien graduado) tiene mayor resistencia y estabilidad que un suelo uniforme (mal graduado) y menor será su coeficiente de uniformidad. De una manera general puede decirse que un valor de $C_u < 2$ corresponde a un suelo uniforme (por ejemplo arena de playa) y $C_u > 10$, a un suelo de granulometría muy extendida.

Valores de C_c muy diferentes de 1.0, indican que falta una serie de diámetros entre los tamaños correspondientes al D_{60} y el D_{10} . Los suelos con coeficientes de curvatura próximos a la unidad serán suelos mal graduados, si por el contrario el coeficiente de curvatura está alejado de la unidad se dice que el suelo está bien graduado y por lo tanto es no uniforme. En la tabla siguiente se obtiene la clasificación del suelo en función del tamaño de sus partículas.

TIPO BÁSICO DEL SUELO	TAMAÑO DE LOS GRANOS (mm) escala log											
	0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60	200	
ARCILLA	FINO	MEDIO	GRUESO	FINO	MEDIO	GRUESO	FINO	MEDIO	GRUESO	PIEDRA	BLOQUES DE PIEDRA	
	LIMO			ARENA			GRAVA					
	SUELO FINO			SUELO GRUESO			SUELO MUY GRUESO					

En la figura III.4 Clasificación de suelos en función del tamaño de las partículas ⁽³⁾.

⁽³⁾ "Mecánica de Suelos", Conference on In situ Measurement of Soil Properties, Vol.II, 1975 American Society of Civil Engineers. J. Schmertmann.

PRUEBAS GRANULOMÉTRICAS.

Las pruebas granulométricas, se emplean generalmente dos métodos para determinar el tamaño de los granos de los suelos.

Tipos de ensayos: tamizado, sedimentación y centrifugado.

a) Ensayo de tamizado.

Para separar los granos más gruesos se emplean tamices calibrados cuyas aberturas varían desde 10.16 cm (4") hasta 0.074 mm (tamiz No. 200).

El ensayo consiste en determinar la cantidad de suelo que pasa a través de un tamiz, con una malla dada, pero que es retenido en el siguiente, cuya malla tiene un diámetro ligeramente menor al anterior. Esta cantidad retenida se relaciona con el total de la muestra, en la figura III.5 se puede observar una máquina electrónica para el tamizado del material a ensayar.



Figura III.5 Máquina vibratoria electrónica para el ensayo granulométrico.

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz *Nº 200* (75μ) como un punto divisorio, es decir, las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz *Nº 200* (ver figura III.6 Tamiz).



Figura III.6 Malla o tamiz empleada para el ensayo granulométrico.

Cuando interese conocer la distribución de tamaños de las partículas inferiores a la abertura de dicho tamiz, habrá que recurrir a los ensayos de sedimentación o centrifugado.

b) Ensayo de sedimentación.

Las partículas más finas de 0.1 mm se pueden medir por sedimentación, cuando las partículas son de forma alargada plana, el cribado de la dimensión intermedia o ancho, como 1.4 veces el tamaño del tamiz; mientras que la sedimentación indica el diámetro de la esfera que se asentaría a la misma velocidad que la partícula.

Se prepara una suspensión de concentración conocida utilizando agua destilada y un agente defloculante para asegurarse que las partículas se sedimentan por separado.

Luego de agitar intensamente la suspensión en una probeta, comienza el proceso de sedimentación.

Las partículas de mayor tamaño, tienen una velocidad de sedimentación mayor. A distintos intervalos de tiempo se recogen muestras midiendo el porcentaje de las partículas sedimentadas. El ensayo está basado en la *Ley de Stokes* aplicada a partículas esféricas, por lo tanto al diámetro que se obtiene por sedimentación, se le denomina *diámetro equivalente de las partículas*:

$$v = \frac{z}{t} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) D^2}{18 \eta_w}$$

DONDE:

η_w = Viscosidad del agua a la temperatura que se realiza el ensayo.

v = Velocidad límite de caída de las partículas.

z = Profundidad considerada.

t = Tiempo que tarda una partícula en descender desde la superficie hasta la profundidad z .

D = Diámetro equivalente de la partícula.

γ_s = Peso específico del suelo.

γ_w = Peso específico del agua a la temperatura que se realiza el ensayo.

Las partículas más pequeñas de 0.0005 mm se pueden medir con el microscopio electrónico. Las partículas de mayor tamaño a 10 cm se miden directamente con calibrador o con tamices especiales.

Se considera que una buena granulometría es aquella que está constituida por partículas de todos los tamaños, de tal manera que los vacíos dejados por las de mayor tamaño sean ocupados por otras de menor tamaño y así sucesivamente.

Límites de consistencia

La plasticidad es la propiedad de un material por la cual, al someterlo a la acción de solicitaciones o cargas, es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Atterberg hizo ver que la plasticidad de un material como arcilla, por ejemplo, no es una propiedad permanente, sino circunstancial y que depende de su contenido de agua. Según su contenido de agua, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. Atterberg estableció las primeras convenciones para determinar esas fronteras a las que llamo "límites de consistencia".

Estas fronteras son las siguientes:

1. Límite líquido: frontera entre los estados líquido y plástico.
2. Límite plástico: frontera entre los estados plástico y semisólido o no plástico.
3. Límite de contracción: frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico de un suelo se les denominan límites de plasticidad. Para definir la plasticidad de un material, además de estos parámetros, Atterberg introdujo la utilización de un tercer término denominado índice plástico, Que es igual a la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad:

$$I_p = LL-LP$$

Procedimiento de prueba

Límite líquido que es el cambio del estado plástico al estado semilíquido.

- Se remolda material que pase la malla # 40, hasta obtener una pasta uniforme.
- Se preparan fracciones de aproximadamente 100 gramos cada una, con diferentes contenidos de agua alrededor del límite líquido, partiendo de su contenido natural de agua. Si el contenido de agua es tal que se tenga que agregar agua se deberá homogeneizar un tiempo aproximado de 24 horas.
- Una vez hecho lo anterior la prueba se aboca a lo siguiente para cada fracción de suelo preparado colocar en la copa de Casagrande (figura III.7) entre 50 y 75 gramos

de la muestra preparada. Mezclar cuidadosamente el suelo para asegurar uniformidad en el contenido de agua y evitar burbujas. Enrasar la superficie del suelo en la copa con una espátula.

- Labrar una ranura con la herramienta cuidando los siguientes detalles: Al cortar la ranura, la copa debe mantenerse con su soporte en la parte superior. La herramienta de ranuración se mantiene perpendicular a la superficie del fondo de la copa y se baja cortando el suelo a lo largo del meridiano central perpendicularmente al eje de rotación de la copa, la parte redondeada del escantillón deberá estar dirigida hacia el operador. Si se ha colocado en la copa la cantidad correcta de suelo, los hombros de la herramienta de ranuración deben remover el suelo en una longitud de aproximadamente 38 mm en la vecindad de la parte superior de la ranura.
- Limpiar las partes golpeantes del aparato.
- Dar vuelta a la manija (con una frecuencia de dos revoluciones por segundo) hasta que la ranura se cierre en una longitud de aproximadamente 1.3 cm. (1/2 "). Anotar el número de golpes para el cerrado de la ranura. Si el cierre de la ranura es irregular debido a burbujas de aire o granos de arena, descartar el resultado obtenido y repetir la prueba.
- Mezclando cuidadosamente el mismo material del punto anterior, hacer dos determinaciones más, registrando el número de golpes para cada determinación.
- Después de la última determinación, quitar con la espátula aproximadamente 5 gramos de material de la zona de cierre de la ranura para determinar su contenido de agua.
- Repetir los 6 pasos anteriores para las otras porciones del material preparado, para obtener cuando menos dos puntos en la curva de fluidez entre 5 y 25 golpes y cuando menos dos entre 25 y 50 golpes.
- Se dibuja en una gráfica que tiene en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas el número de golpes en escala logarítmica de los resultados obtenidos.
- Se unen los puntos y se obtiene lo que se denomina curva de fluidez (recta).
- La ordenada correspondiente a 25 golpes será el límite líquido del suelo analizado (ver figura III.8).

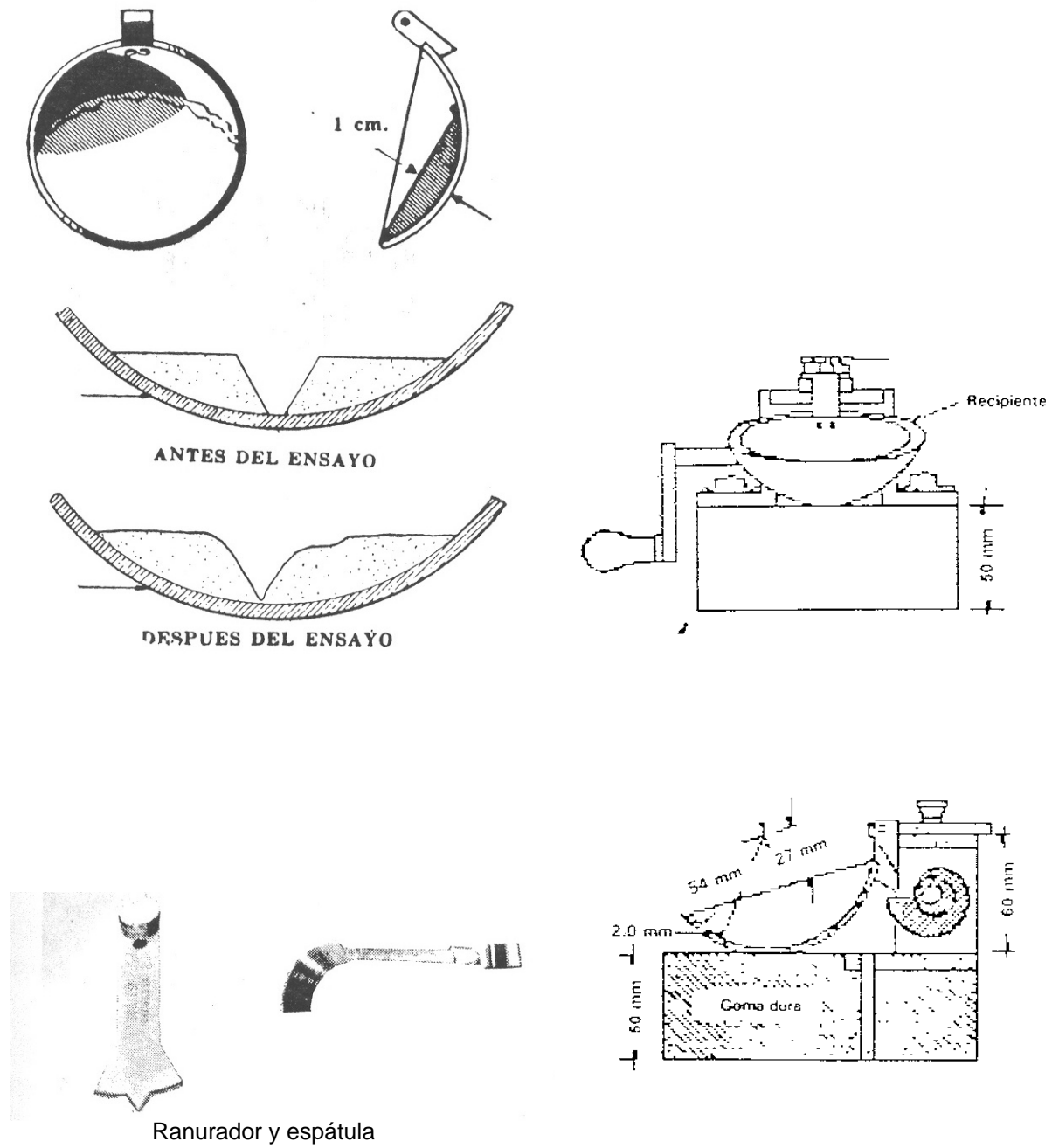


Figura III.7 Cápsula de Casagrande ⁽⁴⁾.

⁽⁴⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 5 Plasticidad de los Suelos, México 2004.

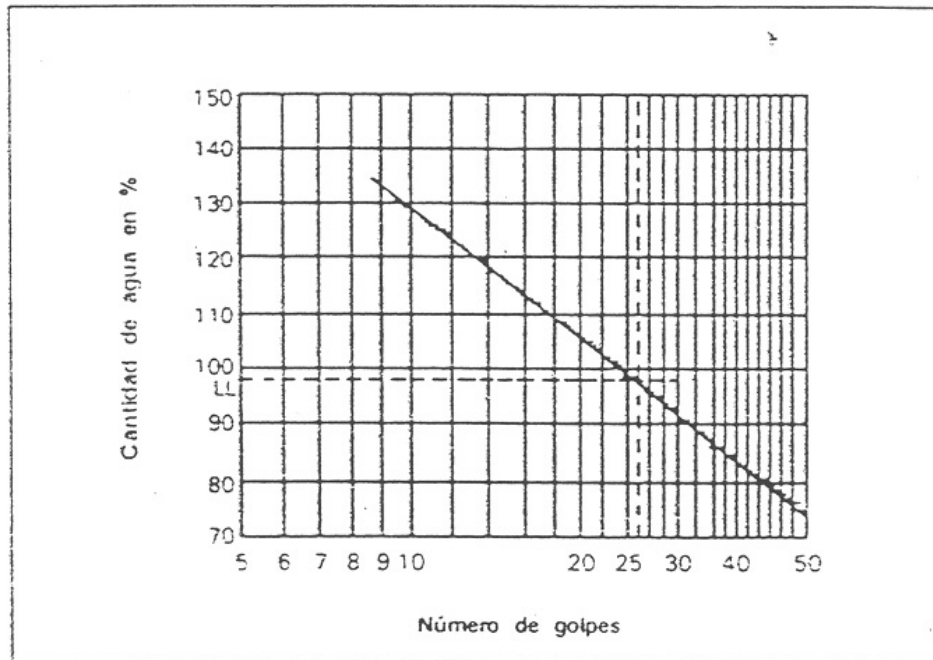


Figura III.8 Determinación del límite líquido en la curva de flujo⁽⁵⁾.

⁽⁵⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 5 Plasticidad de los Suelos, México 2004.

Límite plástico que es el cambio entre el estado semisólido al estado plástico.

- Tomar aproximadamente un centímetro cúbico de la muestra preparada para la muestra de límite líquido.
- Reducir el contenido de agua de la muestra, rodándola repetidamente sobre una placa de vidrio hasta formar rollitos de suelo de 3 mm de Ø. Plegar entre los dedos el cilindro de suelo, comprimiéndolo para que tome una forma elipsoidal. Rodar nuevamente el cilindro repitiendo varias veces el proceso hasta que el cilindro de suelo se rompa en segmentos con longitud entre 6 y 10 mm, con un diámetro de 3.2 mm (1/8").
- Determinar inmediatamente el contenido de agua de suelo de los segmentos de cilindro del punto anterior.
- Hacer dos determinaciones más en otras porciones de suelo con el mismo procedimiento anterior, para obtener el promedio que será el límite plástico.
- Las determinaciones del límite plástico deberán coincidir con una precisión de $\pm 2\%$. Si no coinciden deberán hacerse determinaciones adicionales.

Límite de contracción que es el cambio del estado sólido al estado semisólido.

- La muestra preparada deberá tener un contenido de agua próximo al límite líquido. Si se tiene que agregar agua, dejar homogeneizar 24 horas.
- Cubrir la superficie del recipiente (generalmente es una cápsula de volumen conocido) con una capa delgada de aceite de silicón o vaselina.
- Colocar la muestra de suelo con el contenido de agua indicado en el primer punto, llenar por capas el recipiente y enrasar cuidadosamente la superficie con una espátula, evitando la presencia de burbujas de aire atrapado.
- Permitir al espécimen permanecer descubierto en el cuarto húmedo por varios días. Posteriormente, secar al aire en el laboratorio por varios días, hasta observar un cambio de color en el suelo y secar al horno de 18 a 24 horas.
- Determinar el volumen de la muestra seca utilizando el procedimiento de Terzaghi.
- Pesarse la muestra de suelo para obtener su peso seco.

Peso específico o volumétrico de un suelo.- Es el peso de las partículas sólidas entre el volumen de las partículas sólidas comprendidas en una muestra. Nos define que peso de los sólidos ocupa un cierto volumen de suelo.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

El peso de la muestra (W_m) es igual al peso de los sólidos y el agua intersticial:

$$W_m = W_s + W_w$$

Obtención del peso volumétrico

De la muestra de suelo se obtiene el peso (W_m) y el volumen (V_m) por cualquier método:

- a) Haciendo una muestra cúbica y midiendo sus dimensiones.
- b) Sumergiendo la muestra en Hg y por medio del Hg desalojado se obtiene su volumen.

Con los datos del paso anterior se puede obtener el peso volumétrico de la muestra de suelo.

Relación de vacíos.- La relación de volumen de espacio lleno de aire al volumen total de huecos en una masa de suelo. Esta relación puede variar de cero hasta infinito, en la práctica no suelen hallarse valores menores de 0.25 como lo es en el caso de las arenas muy compactas con finos, ni mayores de 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Obtención de la relación de vacíos.

- Se mide el volumen total de la muestra (V_t)
- Se seca la muestra al horno a 100°C durante 24 horas
- Se pesa la muestra seca y se obtiene el peso de los materiales sólidos (W_s)
- El peso de los materiales sólidos se divide entre el peso volumétrico de los sólidos y se obtiene el volumen de los sólidos: $V_s = W_s/\gamma_s$
- La diferencia entre el volumen total y el volumen de los sólidos es el volumen de vacíos:
- $$V_v = V_t - V_s$$
- El volumen de vacíos se divide entre el volumen de los sólidos, el cociente es la relación de vacíos.

III.1.2 Propiedades mecánicas

Son propiedades mecánicas fundamentales de los suelos, la deformabilidad y la resistencia al esfuerzo cortante. Para obtener los valores de estos parámetros existen dos pruebas:

La prueba de consolidación unidimensional y las pruebas de resistencia al corte respectivamente:

La permeabilidad es una característica que tiene en muchos casos prácticos una influencia fundamental en el comportamiento ingenieril de un depósito de suelo. Sin embargo a la velocidad a la cual el agua fluye a través del suelo se debe a factores como son la relación de vacíos, la estructura y la estratificación, la existencia de agujeros y fisuras, así como a la temperatura del agua; también depende del tamaño de sus poros y esta lo hace más fácil en el caso de gravas y arenas por tener poros relativamente grandes, mientras que para suelos arcillosos su flujo es mucho más lento por tener poros muy pequeños. El término permeable se aplica a sus suelos en sentido relativo; arenas y gravas (suelos gruesos) se describen como permeables y los suelos arcillosos (suelos finos) como impermeables.

Por lo tanto, el tiempo de consolidación en un suelo tendrá mucho que ver con su permeabilidad, es decir, si el agua tarda demasiado tiempo en salir de la masa de suelo, la consolidación se dará en un lapso grande y en caso contrario esta se dará rápidamente. La tabla III.2 presenta un resumen del orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad de varios depósitos naturales del suelo.

Tabla III.2 Coeficientes de permeabilidad de algunos materiales ⁽⁶⁾.

SUELO	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (m/s)
Arcilla	$< 10^{-9}$
Arcilla arenosa	10^{-9} a 10^{-8}
Limo	10^{-8} a 10^{-7}
Turba	10^{-9} a 10^{-6}
Arena fina	10^{-6} a 10^{-4}
Arena gruesa	10^{-4} a 10^{-3}
Arena gravosa	10^{-3} a 10^{-2}
Grava	$>10^{-2}$

⁽⁶⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 5 Plasticidad de los Suelos, México 2004.

El coeficiente de permeabilidad (k), depende fundamentalmente del tamaño promedio de los poros del suelo y se puede definir como la velocidad del agua a través del mismo, cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario (i): $v = ki$.

Consolidación

La deformación en los suelos puede tardar varios años en dejar de producirse y puede no ser inmediata a la aplicación de alguna carga.

La consolidación es el proceso de deformación que sufre un suelo cuando se cambian los esfuerzos efectivos en el interior de él y que puede producirse en un lapso específico de tiempo (ver figura III.9 Curva típica de consolidación).

Fenómeno de consolidación de los suelos arcillosos saturados

1. Cuando un depósito de suelo se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado de la carga aplicada por la construcción de un edificio, se produce en el suelo un exceso de presión intersticial (agua en los vacíos del suelo). Puesto que el agua no puede resistir esfuerzos cortantes, es decir, el exceso de presión intersticial se disipa mediante un flujo de agua hacia el exterior. La velocidad a la cual se produce este proceso depende principalmente de la permeabilidad de la masa de suelo.
2. La disipación del exceso de presión de poro o intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias importantes:
 - a.- Conduce a una reducción de volumen de poros y, por tanto, a una reducción del volumen total de la masa del suelo, lo cual se manifiesta en el asentamiento de la superficie del terreno y, por consiguiente, en un asentamiento de la estructura.

- b.- Durante la disipación del exceso de presión, el esfuerzo efectivo de la masa de suelo aumenta y por tanto se incrementa su resistencia al esfuerzo cortante. La consolidación y la resistencia al esfuerzo cortante son, por lo tanto, procesos que se relacionan mutuamente.
3. Aunque el proceso de consolidación se aplica a todos los suelos, en la práctica sólo tiene interés en el caso de estructuras cimentadas en depósito de arcilla saturadas. El nivel de consolidación para un estrato de suelo compuesto por estos materiales, se ve afectado por varios factores, como son :
 - a. La permeabilidad del suelo
 - b. La extensión o espesor del suelo compresible y la distancia que el agua intersticial tiene que recorrer para salir de la zona donde las presiones debidas a las cimentaciones están actuando, es decir, la distancia a la que se encuentra un material más permeable.
 - c. La relación de vacíos del suelo compresible.
 - d. La relación entre los nuevos esfuerzos por las cargas de la estructura y los esfuerzos originales.
 4. La teoría de la consolidación indica que este proceso termina cuando la presión del agua que está entre los vacíos del suelo se iguala a la presión hidrostática, y en la cual el drenado del agua intersticial cesa. Se asume que se tiene una condición de consolidación del 100% cuando toda la carga de la estructura es soportada por las partículas del suelo y ya no existe exceso de presión de poro.
 5. Cuando un suelo está sometido a sobre carga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que esta preconsolidado. Cuando se tiene un cambio en las condiciones del esfuerzo, se tiene que alcanzar un nuevo estado de equilibrio. La teoría de la consolidación se puede expresar de igual manera por medio de las llamadas curvas de consolidación, en las cuales una muestra de suelo se ve sujeta a cargas que producen deformaciones en su estructura (ver figura III.9).
 6. La figura III.10 muestra una curva de compresibilidad idealizada. Al incrementarse la carga, la relación de vacíos disminuye en forma cada vez más lenta, ya que el espécimen de prueba se hace más denso o más compacto. La llamada rama virgen corresponde a un suelo que no ha sido cargado anteriormente. Al descargar el suelo, se obtiene la curva de expansión, es decir, en este punto el suelo se comporta como un material semi-elástico, una parte de la deformación es permanente y otra parte reversible.

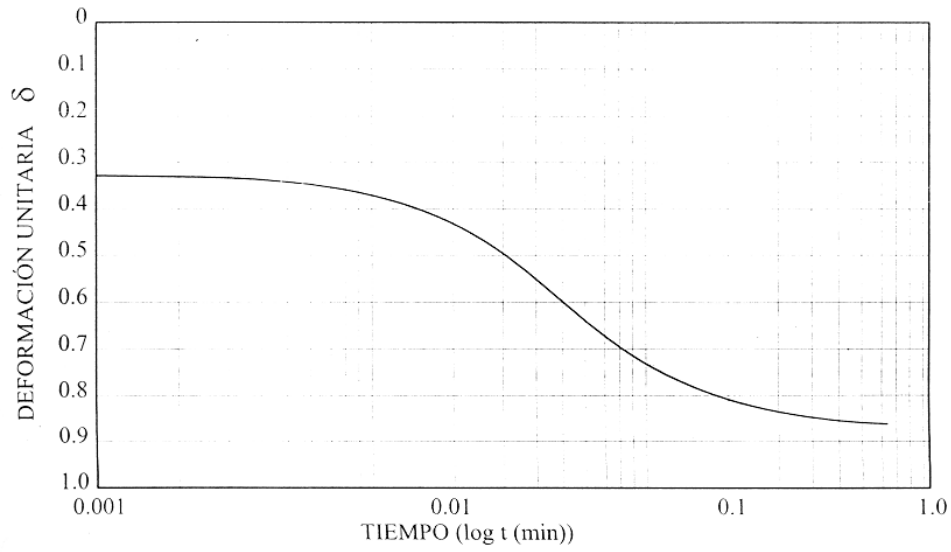


Figura III.9 Curva típica de consolidación ⁽⁷⁾.

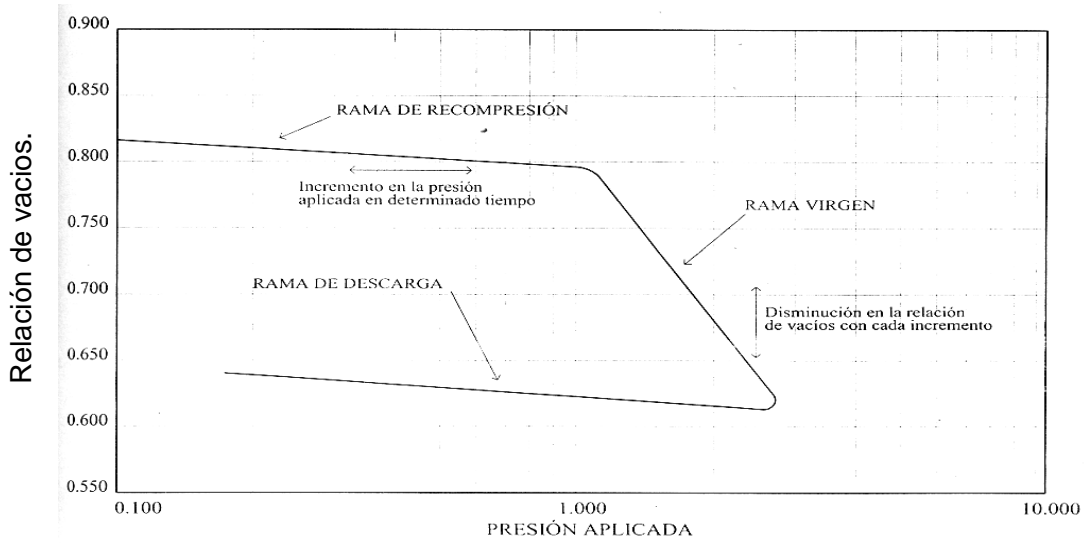


Figura III.10 Curva típica de compresibilidad ⁽⁸⁾.

(7 y 8) "Mecánica de Suelos", Conference on In situ Measurement of Soil Properties, Vol.II, 1975 American Society of Civil Engineers. J. Schmertmann.

Teoría de la resistencia al esfuerzo cortante

La capacidad de un depósito para soportar la carga impuesta por una estructura o de una masa de suelo para soportarse así misma es gobernada por la resistencia al esfuerzo cortante o resistencia mecánica.

Como resultado, la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo se vuelve de importancia fundamental en el diseño de cimentaciones, diseño de carreteras y aeropuertos, problemas de estabilidad de taludes y presiones laterales que se ejercen en muros subterráneos, muros de retención y excavaciones.

Una muestra de suelo, sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo.

Por ejemplo; en la figura 1.6 se muestran las deformaciones típicas que pueden sufrir los suelos con la aplicación de una carga externa. En el primer caso (a), se dice que hay un disgregamiento de las partículas. En el segundo caso (b), se dice que la masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa de suelo es plástica se produce lo que se denomina fluencia plástica(c).

Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la resistencia al corte del suelo. Es aceptado que la resistencia al corte de un suelo, está determinado por la ecuación de Coulomb:

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

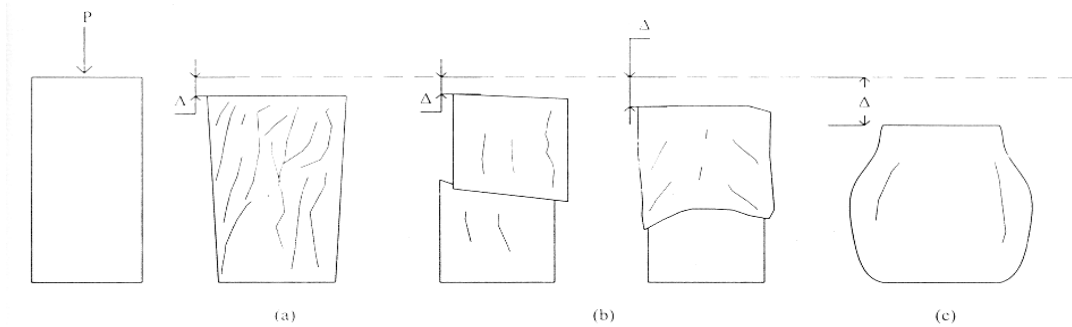
Donde:

- τ = Resistencia al esfuerzo cortante
- c = Cohesión del suelo
- σ = Esfuerzo normal total en el plano
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.

En general Coulomb, los suelos presentan características mixtas, es decir, presentan a la vez cohesión y fricción interna, sin embargo, existen dos casos límites:

a.- Las arenas lavadas y secas no poseen cohesión. En este material, la resistencia al corte se reduce a la expresión $\tau = \sigma \tan \phi$, y dependerá únicamente del esfuerzo total y del acomodo de las partículas, entre otros factores, como lo indica el ángulo de fricción interna.

b.- Las arcillas blandas, la cuales se comportan como sí el ángulo de fricción interna de sus partículas fuera igual a cero, la carga de ruptura o resistencia última del suelo será igual a la cohesión, como se indica en la expresión $\tau = c$.



TIPOS DE DEFORMACIONES QUE PUEDE SUFRIR UN SUELO, AL SER APLICADA UNA SOBRECARGA.

- a) Disgregamiento de partículas de la masa de suelo
- b) Deslizamiento de la masa de suelo a lo largo de líneas de falla o rotura.
- c) Fluencia plástica de la masa de suelo

Figura III.11 Comportamiento de suelos ante la acción de sobrecargas aplicadas sobre ellos (Compresión simple)⁽⁹⁾.

⁽⁹⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 11 Esfuerzo de corte en los suelos, México 2004.

PRUEBAS PARA DETERMINAR EL MODULO DE ELASTICIDAD (E) Y POISSON (ν). PARA EL CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN ELÁSTICA.

El coeficiente de Poisson puede calcularse como el cociente entre las deformaciones laterales y axial en una prueba triaxial con carga axial. En una prueba típica en la primera fase de deformación, donde se pueden utilizar los conceptos de la teoría de la elasticidad, el coeficiente de Poisson es variable con la deformación. Por ejemplo en una arena el coeficiente de Poisson se mantiene constante sólo para las grandes deformaciones que implican la falla y entonces tienen un valor no mayor a 0.5. Este valor de ν implica la expansión del material en una prueba triaxial. El coeficiente de Poisson solo es menor de 0.5 en las primeras fases de esta prueba, cuando la muestra disminuye de volumen.

En las fases de carga de una arena, cuando es importante la reorganización de las partículas, ν tiene valores típicos de aproximadamente 0.1 a 0.2. Bajo cargas repetidas ν tiende a un valor más o menos constante oscilando de 0.3 a 0.4. Suele utilizarse la relación entre dos tipos diferentes de velocidades de onda para estimar el valor de ν aplicable a un proceso de carga repetida.

Con objeto de reproducir el tipo de carga esperado en un terreno real se suelen variar las presiones de confinamiento y los esfuerzos axiales en una prueba triaxial. Mediante las ecuaciones deducidas a continuación se pueden calcular los valores de ν y E apartir de esta prueba.

Las deformaciones $\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_y$ y $\Delta \epsilon_z$, producidas por los esfuerzos $\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y$ y $\Delta \sigma_z$ sobre una probeta cilíndrica de un material elástico, nos sirve para obtener las expresiones del módulo de Young y del coeficiente de Poisson.

Si aplicamos un esfuerzo uniaxial σ_z a un cilindro elástico (ver figura III.12) se producirá una compresión vertical y una expansión lateral de forma tal que,

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad (a)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = -\nu \epsilon_z \quad (b)$$

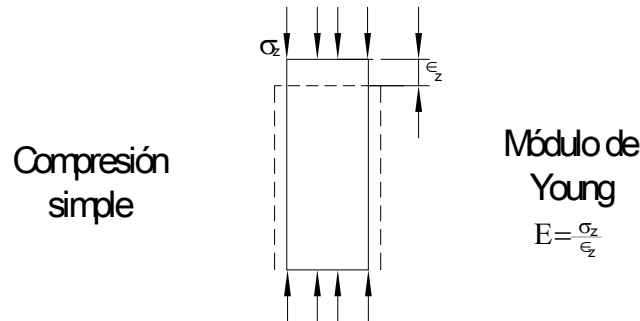


Figura III.12 Módulo de Young.

Donde

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ = deformaciones en la dirección x, y, z respectivamente
(Positivas cuando son compresiones).

E = módulo de Young o de elasticidad

ν = coeficiente o relación de Poisson

Para un material elástico sobre el que actúen todas las componentes de los esfuerzos, podemos utilizar el principio de superposición obteniendo

$$\Delta \epsilon_x = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_x - \nu (\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z)] \quad (c)$$

$$\Delta \epsilon_y = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_y - \nu (\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_x)] \quad (d)$$

$$\Delta \epsilon_z = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_z - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)] \quad (e)$$

De las ecuaciones c y e se transforman en

$$E \Delta \epsilon_x = \Delta \sigma_x - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_z)$$

$$E \Delta \epsilon_z = \Delta \sigma_z - 2\nu \Delta \sigma_x$$

y resolviendo se obtiene

$$E = \frac{(\Delta\sigma_z + 2\Delta\sigma_x)(\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_x)}{\Delta\sigma_x(\Delta\epsilon_z - 2\Delta\epsilon_x) + \Delta\sigma_z\Delta\epsilon_z}$$

$$\nu = \frac{\Delta\sigma_x\Delta\epsilon_z - \Delta\epsilon_x\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x(\Delta\epsilon_z - 2\Delta\epsilon_x) + \Delta\sigma_z\Delta\epsilon_z}$$

Proceso del ensayo triaxial:

Su principal finalidad es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección (Figura III.13). Alcanzado ese estado de equilibrio, se aumenta la presión normal o axial (σ_1), sin modificar la presión lateral aplicada (σ_3), hasta que se produzca la falla.

Realizando por lo menos 3 pruebas, con presiones laterales diferentes, en un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a éstos, se determinan los parámetros ϕ y c del suelo. Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que éste trabajará, las alternativas para realizar el ensayo serán consolidado no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU) y consolidado drenado (CD).

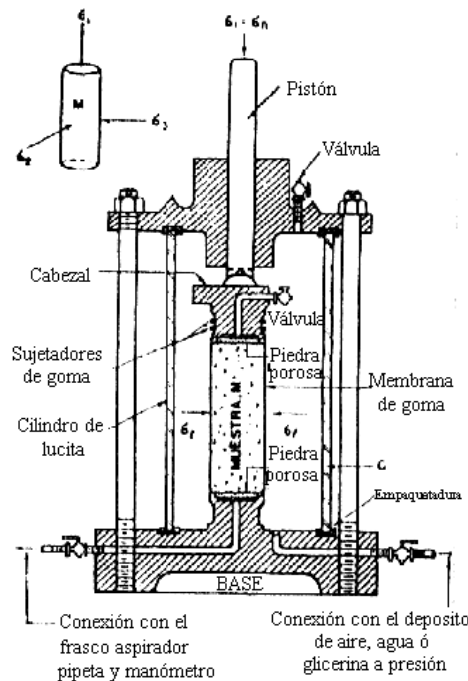


Figura III.13 Camará triaxial.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

III.2 Clasificación de los suelos

Los procesos de meteorización de las rocas y los efectos del transporte y la manera de cómo se depositan producen partículas individuales de suelo ampliamente variables en tamaño y forma. El tamaño de las partículas en un depósito tiene una influencia fundamental en las propiedades y en el comportamiento ingenieril del depósito, por lo tanto, las partículas de un suelo se describen en función de su tamaño, utilizando términos como grava, arena, limo y arcilla.

La grava está constituida por fragmentos de roca no consolidada de 4.75 mm a 7.5 centímetros de dimensión. La arena consta de partículas de roca de 4.75 a 0.075 milímetros. Por último, los limos y las arcillas son suelos de grano fino y sus partículas individuales no pueden distinguirse fácilmente a simple vista.

La clasificación de los suelos se basa en las propiedades índice (granulometría y plasticidad) y es con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el método con el cual se realiza dicha clasificación.

Este método define a la malla No. 200 como la frontera entre los suelos finos y los suelos gruesos.

Los suelos gruesos se dividen en gravas y arenas y la frontera entre ellos es la malla No. 4. Un suelo será grueso si más del 50% queda retenido en la malla No. 200 y será un suelo fino en caso contrario. Estos grupos se dividen a su vez en subgrupos, a cada grupo se le asigna un símbolo formado por una letra prefijo y una sufijo (referencia 10).

Los suelos gruesos se designan con el siguiente grupo de símbolos:

Letras prefijo:

G - grava (gravel), si el 50% o más de la fracción granular es retenida por la malla No.4.
S - arena (sand), si más del 50 % de la fracción granular pasa por la malla No. 4

Letras sufijo:

W - bien graduado (well graded)

P - mal graduado (poorly graded)

La selección depende de los valores C_u y C_c .

Gravas bien graduadas: $C_u > 4$, $1 < C_c < 3$ si alguna de las dos condiciones o las dos no se cumplen el suelo está mal graduado.

Arenas bien graduadas: $C_u > 6$, $1 < C_c < 3$ si alguna de las dos condiciones o las dos no se cumplen el suelo está mal graduado.

M - limoso (mo y mjala)

C - arcilloso (clay)

La selección depende de los valores LL y Ip

Si menos del 5% del material pasa por la malla No. 200 los sufijos que se utilizan son W o P dependiendo de los valores de C_u y C_c .

Si más del 12% pasa por la malla No. 200 los sufijos que se utilizan son M o C dependiendo de los valores de LL e Ip. Si el porcentaje de finos está entre el 5 y el 12%, se utiliza una clasificación intermedia con símbolos dobles.

Los suelos finos se designan con el siguiente grupo de símbolos:

Letras prefijo: M - limo, C - arcilla, O - (organic) suelo orgánico

Letras sufijo: L - baja plasticidad (low compressibility) (LL < 50%)

H - alta plasticidad (high compressibility) (LL > 50%)

La clasificación se basa en los límites de Atterberg y se obtiene con la carta de plasticidad (Figura III.14). Por lo tanto los grupos son los siguientes:

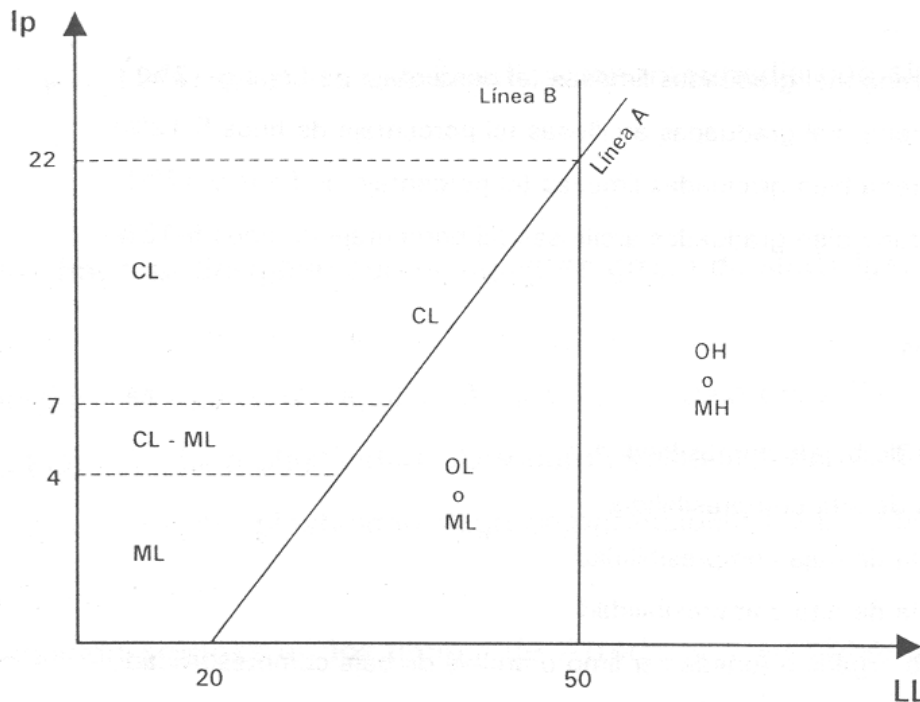


Figura III.14 Carta de plasticidad.

Grava (Grave)

GP - Grava mal graduada con menos del 5% de finos

GW - Grava bien graduada con menos del 5% de finos

GM - Grava con finos limosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

GC - Grava con finos arcillosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

GP-GM- Grava mal graduada limosa (el porcentaje de finos 5-12%)

GP-GC- Grava mal graduada arcillosa (el porcentaje de finos 5-12%)

GW-GM- Grava bien graduada limosa (el porcentaje de finos 5-12%)

GW-GC- Grava bien graduada arcillosa (el porcentaje de finos 5-12%)

Arena (Sand)

SP - Arena mal graduada con menos del 5% de finos

SW - Arena bien graduada con menos del 5% de finos

SM - Arena con finos limosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

SC - Arena con finos arcillosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

SP-SM - Arena mal graduada limosa (el porcentaje de finos 5-12%)

SP-SC - Arena mal graduada arcillosa (el porcentaje de finos 5-12%).

SW-SM - Arena bien graduada limosa (el porcentaje de finos 5-12%)

SW-SC - Arena bien graduada arcillosa (el porcentaje de finos 5-12%)

Suelos finos:

ML - Limo de baja compresibilidad

MH - Limo de alta compresibilidad

CL - Arcilla de baja compresibilidad

CH - Arcilla de alta compresibilidad

OL - Suelo orgánico (puede ser limo o arcilla) de baja compresibilidad

OH - Suelo orgánico de alta compresibilidad

Algunas consideraciones importantes:

a) Cuando un suelo grueso tenga más del 12% de finos, no es necesario calcular C_u y C_c .

b) Si un suelo grueso no se define claramente, se debe entonces asignar un símbolo doble. ($G = 42\%$, $A = 42\%$ Y $F = 16\% \Rightarrow GC-SC$, $GM-SM$).

c) En los suelos finos puede suceder que alguno se sitúe sobre la línea A o muy cerca de ella, en ese caso se deberá asignar un símbolo doble. ($CH-MH$, $CL-MU$ (Figura III.15a).

d) Si un suelo fino queda ubicado sobre la línea B, se le deberá asignar un símbolo doble. ($CL-CH$, $ML-MH$) (Figura III.15b).

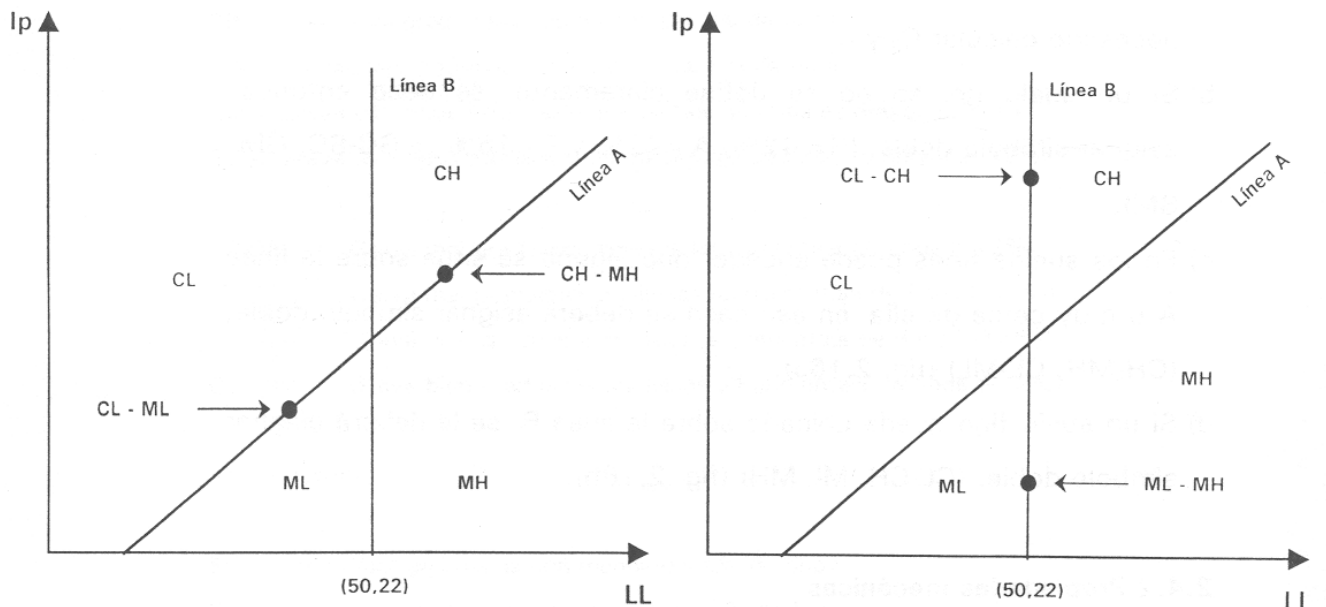


Figura III.15 a) símbolo doble

b) símbolo doble

La clasificación de los suelos se basa en las propiedades índice (granulometría y plasticidad) y es con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el método con el cual se realiza dicha clasificación, dicha clasificación se puede llevar a cabo con la ayuda de la figura III.16 (ver referencia 10).

⁽¹⁰⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 6 Clasificación de los Suelos, México 2004.

DIVISIÓN MAYOR		Simbolo	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
<p>SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS</p> <p>Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ◊</p> <p>(PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE 1/8 CM. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA N° 4.)</p>	<p>GRAVAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla N° 4.</p>	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	<p>DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla N° 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:</p> <p>Menos del 5%: GW, GP, SW, SP. Más de 12%: GM, GC, SM, SC. 5% al 12%: Casos de frontera que requieren el uso del símbolos dobles **</p> <p>EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS</p> <p>G = gravas, M = limos, O = suelos orgánicos; W = bien graduados, S = arenas; C = arcilla; P.L. = turbo; P = mal graduados, L = baja compresibilidad; H = alta compresibilidad.</p> <p>CARTA DE PLASTICIDAD</p> <p>Para la Clasificación de Suelos de Partículas Finas en el Lab.</p>	
	<p>ARENAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4.</p>	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.		
	<p>ARENAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4.</p>	GM	d		Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.
			u		Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.		
		SW	Areñas bien graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.		
	<p>ARENAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4.</p>	SM	d		Areñas limosas, mezclas de arenas y limo.
			u		Areñas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.
		SP	Areñas mal graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.		
		SC	Areñas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.		
<p>SUELOS DE PARTICULAS FINAS</p> <p>Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ◊</p> <p>Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla N° 200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles, a simple vista)</p>	<p>LIMOS Y ARCILLAS</p> <p>Límite-Líquido menor de 50</p>	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.		
		CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.		
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.		
	<p>LIMOS Y ARCILLAS</p> <p>Límite-Líquido mayor de 50</p>	MH	Limos inorgánicos, limos micaceos o diatomaceos, limos elásticos.		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
<p>SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS</p>	PI	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.			

** Clasificación de frontera — Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos, por ejemplo GW-GC, mezcla de arena y grava bien graduadas con cementante arcilloso. ◊ Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard.

* La división de los grupos GM y SM en subdivisiones d, y u, son para caminos y aeropuertos únicamente, la subdivisión está basada en los límites de Atterberg. El sufijo d se usa cuando el L.L. es de 28 o menos y el I.P. es de 6 o menos. El sufijo u es usado cuando el L.L. es mayor que 28.

Figura III.16. Clasificación de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ⁽¹¹⁾.

⁽¹¹⁾Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Capítulo 6 Clasificación de los Suelos, México 2004.

CAPÍTULO IV

CIMENTACIONES

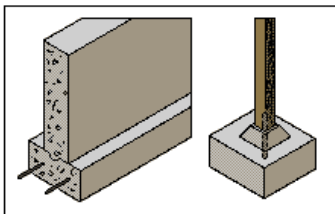
En el presente capítulo se describen los tipos de cimentaciones más comúnmente empleados en nuestro país, se describen las teorías de capacidad de carga más usuales y también se hace mención de las Normas Técnicas Complementarias y de los artículos del Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro, del Estado de Tabasco empleados en la revisión de cimentaciones, ya que en el estado de Tabasco sólo existe un Reglamento de Construcciones que se aplica de igual forma en todos sus municipios.

El cimiento es aquella parte de la estructura que recibe la carga de la construcción y la transmite al terreno por medio del ensanchamiento de su base. La base sobre la que descansa todo el edificio o construcción es lo que se le llama cimientos. Rara vez estos son naturales. Lo más común es que tengan que construirse bajo tierra. La profundidad y el ancho de los mismos se determinan por cálculo, de acuerdo con las características del terreno, el material de que se construyen y la carga que han de sostener.

Clasificación de cimentaciones:

Estas pueden ser superficiales y profundas.

IV.1 Cimentaciones superficiales



Un cimiento es superficial cuando su ancho es igual o mayor que su profundidad. Engloban las zapatas y las losas de cimentación. Los distintos tipos de cimentación superficial dependen de las cargas que sobre ellas recaen.

Figura IV.1 Zapatas

Los cimientos superficiales son aquellos que descansan en las capas superficiales del suelo, las cuales son capaces de soportar la carga que recibe de la construcción por medio de la ampliación de base.

El material más empleado en la construcción de cimientos superficiales en tiempos pasados era la piedra (básicamente tratándose de construcciones ligeras), en cualquiera de sus variedades siempre y cuando ésta sea resistente, maciza y sin poros. Sin embargo, actualmente se emplea el concreto reforzado con acero, el cual es un extraordinario material de construcción y siempre resulta más recomendable.

Cimentación por zapatas:

En general son de sección o forma cuadrada, pero en la proximidad de los linderos suelen hacerse de forma "T", rectangulares o circulares. Se hacen de concreto armado para que sean capaces de tomar esfuerzos de flexión. Esta solución será satisfactoria mientras las zapatas no se junten demasiado; de ocurrir esto será mejor la cimentación corrida. Está formada por concreto armado, esto quiere decir que está conformada por concreto y acero, el cual debe ir armado según los cálculos de las cargas que reciba dicha cimentación.

Como nota importante la profundidad de desplante y tipo de cimentación, se fijará en función de las determinaciones del informe geotécnico, teniendo en cuenta que el suelo en que se apoya la zapata garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se trata de evitar, suelos orgánicos y materiales de relleno.

IV.1.1 Zapatas aisladas

Es aquella zapata en la que descansa o recae una sola columna. Encargada de transmitir a través de su superficie de cimentación las cargas al terreno. Es importante saber que además del peso del edificio y las sobrecargas, hay que tener también en cuenta el peso de los suelos que descansan sobre ellas.

a) Zapata aislada cuadrada. La zapata aislada comúnmente se utiliza para transportar la carga concentrada de una columna cuya función principal consiste en aumentar el área de apoyo en ambas direcciones. En general, su construcción se aconseja cuando la carga de la columna es aproximadamente 75% más baja que la capacidad de carga admisible del suelo. Se recomienda que la zapata aislada deberá emplearse cuando el suelo tenga una capacidad de carga admisible no menor de $10,000 \text{ kg/m}^2$, con el fin de que sus lados no resulten exageradamente grandes.

El cálculo de estas zapatas se basa en los esfuerzos críticos a que se encuentran sometidas, pero su diseño lo determinan el esfuerzo cortante de penetración, la compresión de la columna sobre la zapata, el esfuerzo de flexión producido por la presión ascendente del suelo contra la propia zapata, los esfuerzos del concreto en el interior de la zapata, así como el deslizamiento o falta de adherencia del acero con el concreto.

b) Zapata aislada rectangular. Las zapatas aisladas rectangulares son prácticamente iguales a las cuadradas; ambas trabajan y se calculan en forma similar y se recomiendan en aquellos casos donde los ejes entre columnas se encuentran limitados o demasiado juntos. Por su forma rectangular presenta dos secciones críticas distintas para calcular por flexión. En zapatas que soporten elementos de concreto, será el plomo vertical tangente a la cara de la columna o pedestal en ambos lados de la zapata. En zapatas aisladas rectangulares en flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente.

c) Zapata aislada con excentricidades. Las zapatas aisladas descentradas tienen la particularidad de que las cargas que sobre ellas recaen, lo hacen en forma descentrada, por lo que se producen unos momentos de volteo que habrá de contrarrestar. Pueden ser de linderos y de esquina.

IV.1.2 Zapatas corridas

Las zapatas corridas pueden utilizarse bajo muros o bajo columnas, y se define como la que recibe cargas lineales, en general a través de un muro. Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas se emplean cuando:

1. Se trata de cimentar un elemento continuo
2. Se quieren reducir los esfuerzos en el terreno
3. Para puentear defectos y heterogeneidades del terreno
4. Por la proximidad de las zapatas aisladas, resulta más sencillo realizar una zapata corrida.

La contratrabe juega un papel importante en las zapatas corridas, pues de no emplearla sería necesario recurrir a un espesor muy grande en la placa o losa de la zapata para evitar la falla por flexión o por cortante producida por la reacción del terreno. Estas contratraves le dan rigidez a la zapata y soportan además, los esfuerzos de flexión producidos por la reacción del terreno.

IV.1.3 Losas de cimentación

Se emplean en el caso de que la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, y por tanto las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de las losas de cimentación, construidas de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construida. Para edificios pequeños el peralte de losa está entre 15 y 22.5 cm; y para edificios mayores se usan espesores de 22.5 a 37.5 cm (figura IV.2)

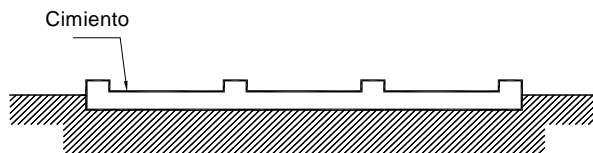


Figura IV.1. Losa de cimentación.

Cuando son insuficientes otros tipos de cimentación o se prevean asentamientos diferenciales en el terreno, aplicamos la cimentación por losas. En general, cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas o corridas es superior al 50% de la superficie total sobre la cual se va a construir, es conveniente la cimentación por losas.

Una losa de cimentación es entonces un elemento estructural de concreto armado cuyas dimensiones en planta son mayores a una zapata aislada o corrida.

IV.2 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se encargan de transmitir las cargas que reciben de una construcción a mantos resistentes más profundos y éstas se clasifican en:

- Pilotes (0.15 a 0.60 m)
- Pilas de cimentación (0.60 a 2.0 m)
- Cilindros (mayores a 3.0 m)
- Cajones profundos

Cimentación por pilotes:



Figura IV.3 Cimentación a base de Pilotes.

Cuando se comienza a realizar la excavación para la ejecución de obra, se pueden encontrar diversas dificultades para localizar el estrato resistente donde se quiere cimentar.

Los cimientos, a fin de distribuir la carga, pueden extenderse horizontalmente, pero también pueden desarrollarse verticalmente hasta alcanzar estratos más profundos capaces de soportarla. En estos casos se recurre a la solución de cimentación profunda, ya sea a base de cajones de cimentación o bien a base de elementos

hincados o perforados en el terreno denominados pilotes. Figura IV.3 Empleo de una cimentación profunda a base de pilotes.

Hay dos formas de cimentaciones profundas generalmente aceptadas: pilotes y pilas. Los pilotes son de fuste relativamente esbelto que se introducen en el terreno. Aunque algunas veces se hincan en el terreno pilotes hasta de 1.50m de diámetro, por lo general sus diámetros son inferiores a 60 cm. Las pilas son de mayor diámetro y se construyen excavando y, por lo general, permiten una inspección ocular del suelo o roca donde se apoyarán.

Los pilotes son necesarios cuando la capa superficial o suelo portante no es capaz de resistir el peso del edificio o bien cuando ésta se encuentra a gran profundidad; también cuando el terreno esta lleno de agua y ello dificulta los trabajos de excavación. Los pilotes pueden alcanzar profundidades superiores a los 40 m teniendo una sección transversal de 0.15 a 0.60 m. Los pilotes deben recibir fuerzas longitudinales de compresión, ya que las cargas por flexión producen deformaciones mayores con alto grado de peligrosidad; sin embargo, en ocasiones deberán tomarse en cuenta otras sollicitaciones de cargas horizontales como viento y sismo. Una excentricidad por pequeña que sea provoca cambios importantes en los esfuerzos de los pilotes. La capacidad de estos para soportar las cargas dependerá de la resistencia desarrollada entre ellos y el subsuelo.

De acuerdo con su función de trabajo, los tipos de pilotes son:

IV.2.1 Pilotes de punta

Estos trabajan apoyandose en su punta en un estrato resistente, obtienen su capacidad de carga del suelo en el que se encuentran alojados (figura IV.4). El inconveniente del empleo de este tipo de pilotes es el hundimiento regional debido principalmente a la extracción de agua del subsuelo para fines de abastecimiento, lo cual origina una sobrecarga por fricción negativa en el fuste del pilote.

Es de suma importancia considerar estas cargas para el diseño, de lo contrario pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente.

Un inconveniente más es el que se observa al consolidarse un suelo arcilloso localizado sobre la cabeza del pilote, al ocurrir este evento las estructuras apoyadas sobre los pilotes de punta parecen emerger del terreno, provocando de esta forma daños a estructuras vecinas.

Para prevenir todos estos inconvenientes, se han desarrollado los pilotes de control, pilotes de punta telescopiada y pilotes entrelazados, los cuales permiten que el edificio siga de manera aproximada los hundimientos regionales.

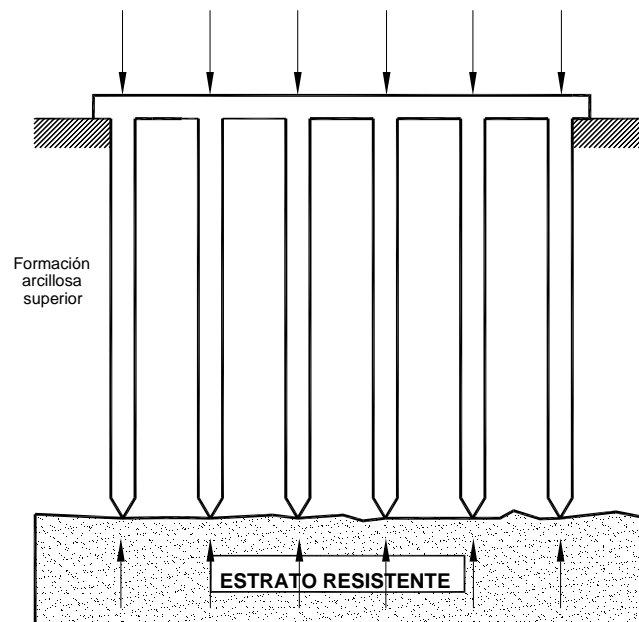


Figura IV.4 Pilotes de Punta.

IV.2.2 Pilotes de fricción

Este tipo de pilotes quedan totalmente embebidos en estratos donde su resistencia se supone no suficiente para soportar la carga ejercida en la punta y transmiten la carga a dichos estratos por los esfuerzos de fricción desarrollados en el suelo y la superficie lateral del pilote(fuste) (figura IV.5).

Comúnmente se le denomina adherencia a la fricción que se desarrolla entre el fuste del pilote y un suelo arcilloso. En cualquier pilote existen esfuerzos de fricción entre su fuste y el suelo que los rodea; así en todos los pilotes se desarrollará una cierta capacidad de carga por fricción lateral.

Esta solución se utiliza generalmente cuando no se encuentra ningún estrato resistente de suelo en que podrían apoyarse los pilotes de punta o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional. En este último caso, se deja una distancia suficiente entre su punta y el estrato resistente para garantizar que el pilote no llegará con el tiempo a apoyarse en dicho estrato.

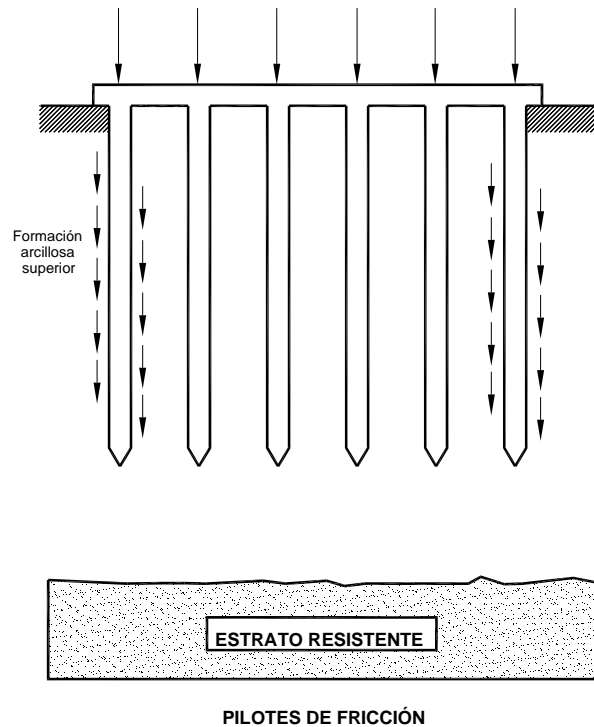


Figura IV.5 Pilotes de Fricción.

IV.2.3 Pilotes de punta-fricción

Son el caso mixto, lo constituyen los pilotes de sección variable de concreto, cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, con el propósito de que al incrementarse el esfuerzo ceda el terreno y el pilote penetre.

Su sección variable lo hace vulnerable durante su hincado y es muy común que ésta se fracture desde que se instala.

El estrato donde se proyecta que la punta se apoye, dada su heterogeneidad, hace que los pilotes penetren en forma diferente unos de otros, con lo que habrá pilotes sobrefatigados expuestos a un colapso al fallar.

Como se puede ver, existen varias incertidumbres que obligan a profundizar sobre la conveniencia de recomendar en algún proyecto el empleo de este tipo de pilote.

IV.2.4 Pilas

Las pilas son elementos de cimentación colados dentro de una perforación previamente realizada, generalmente cilíndrica, que puede construirse con o sin refuerzo, con o sin campana y se utiliza cuando las cargas de la superestructura son importantes (figura IV.6).

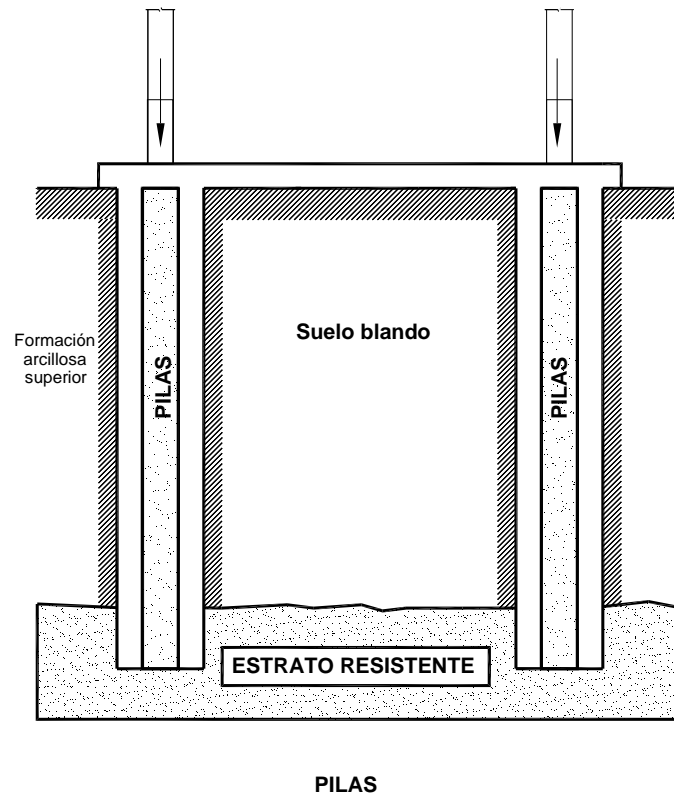


Figura IV.5 Pilas de cimentación.

Ventajas y limitaciones de las pilas comparadas con los pilotes.

Ventajas:

- a).-La pila sustituye a muchos pilotes y se elimina la necesidad de dados o zapatas sobre pilotes.
- b).-En las cimentaciones a base de pilas se evita el ruido causado por los martinetes, así como las vibraciones y los desplazamientos que sufre el suelo durante el hincado de los pilotes, que en algunas obras es un factor muy importante.

- c).-En la construcción de pilas puede perforarse a través de gravas y pequeñas rocas, lo que en el caso de pilotes los desviarían y causarían numerosos problemas tales como: sustituir pilotes, recortarlos, etc.

Desventajas:

- a).-No todos los suelos son adecuados para construir pilas en forma eficiente y económica.
- b).-Es importantísimo una buena supervisión técnica, especialmente antes y durante el colado de cada pila.
- c).-La falla de una pila tiene consecuencias más críticas que la de un pilote.

IV.2.5 Cilindros

Los cilindros son elementos voluminosos de sección circular de concreto reforzado, cuyo diámetro y capacidad de carga son usualmente mayores que en las pilas. Se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad.

La manera de colocar los tramos de los cilindros no es muy complicada, se usa la técnica del pozo indio en la cual el cilindro va descendiendo a medida que se retira el material excavado en su interior con un cucharón de almeja. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se cuela un tapón en la parte inferior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

IV.2.6 Cajones

Este tipo de cimentaciones se basan en el principio de que el peso de la estructura iguala al peso de la tierra excavada. Este tipo de cimentación es del tipo llamado compensada.

Son particularmente utilizados para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los cajones sustituyen el peso del suelo con el peso de la sobrecarga.

Cuando el peso de la estructura, incluyendo su cimentación es igual al peso del suelo desalojado, la cimentación se denomina de “compensación total”.

Es de compensación parcial, cuando el peso del suelo excavado compensa únicamente una parte del peso de la estructura y el resto se toma con pilotes o descansando sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten y la situación inversa a ésta produce “sobrecompensación” (figura IV.7).

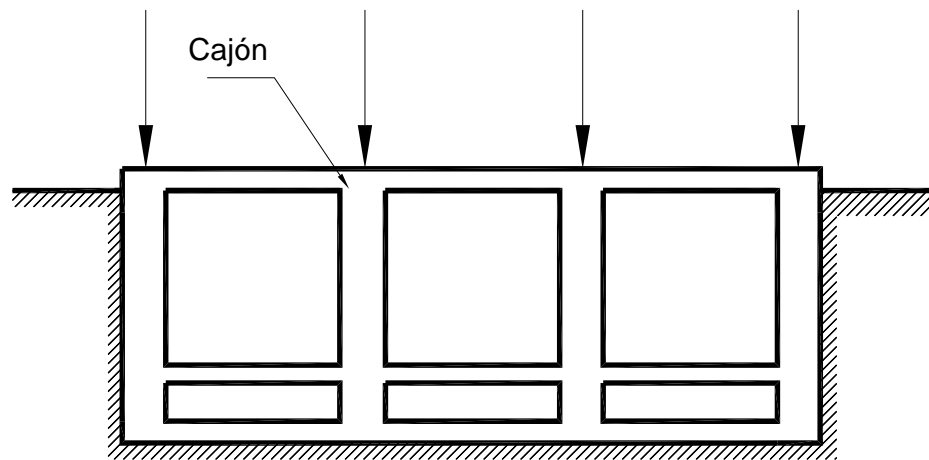


Figura IV.7 Cajón de cimentación.

IV.3 Capacidad de carga.

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado.

Todas las capacidades de carga que se mencionan corresponden a valores en la falla, es decir, a valores tales que si estos esfuerzos fueran comunicados por el cemento al suelo, éste quedaría en estado de falla incipiente.

La capacidad de carga admisible o de trabajo, será siempre menor que la de falla y deberá quedar lo suficientemente lejos de ella como para dar los márgenes de seguridad necesarios, que cubran todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos y su determinación, a las magnitudes de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En la práctica se expresa la capacidad de carga admisible como una fracción de la falla, obtenida ésta dividiendo entre un número mayor que 1, al que se denomina factor de seguridad (F_s). Sin embargo, por lo menos para los suelos cohesivos, el anterior criterio resulta poco defendible, tanto desde el punto de vista conceptual, como del valor numérico de la capacidad de carga que al usarlo se obtiene.

La capacidad de carga última de una cimentación en un suelo puramente cohesivo se da por la expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

q_c = capacidad de carga última del cimiento.

c = cohesión del suelo (t/m^2).

N_c = factor de capacidad de carga.

γ = peso específico del suelo (t/m^2).

D_f = profundidad de desplante del cimiento (m).

En el caso de aplicar un factor de seguridad (F_s), éste deberá actuar sólo sobre la parte q_c que exceda a γD_f , es decir sobre cN_c de esta manera, resulta para la capacidad de carga admisible la expresión:

$$q_{adm} = \frac{cN_c}{F_s} + \gamma D_f$$

Para suelos friccionantes la capacidad de carga admisible suele expresarse como:

$$q_{adm} = \frac{q_c}{F_s}$$

A continuación podemos ver de forma breve las teorías más usadas en el análisis de la capacidad de carga de un suelo.

IV.3.1 Teoría de Terzaghi

La teoría de Terzaghi ⁽¹⁾ cubre el caso más general de suelos cohesivo-friccionantes y hasta hoy, es posiblemente la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos.

Se emplea en cimentaciones superficiales como zapatas aisladas, zapatas corridas, losas, etc. ($B \geq D_f$). Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo (figura IV.8a), en base a esto propuso el mecanismo de falla, que aparece en la figura IV.8b, el cual está formado por tres zonas.

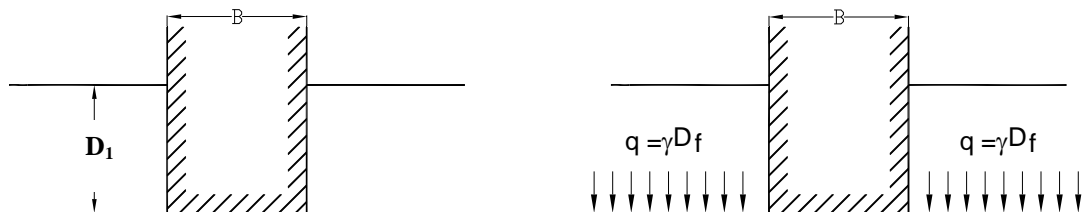


Figura IV.8a Equivalencia del suelo sobre el nivel del suelo de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso ⁽²⁾.

⁽¹⁾Terzaghi, K.-Theoretical Soil Mechanics-Cap. VIII-Jonh Wiley and Sons-1956.

⁽²⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mécanica de Suelos, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001.

La zona I es una cuña que se mueve como un cuerpo rígido en el cimiento, verticalmente hacia abajo.

La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo " ϕ " cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería $45 + \phi/2$. La frontera AD forma un ángulo $45 - \phi/2$ con la horizontal, en cualquiera de los dos casos.

La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

De esta forma se llega a la siguiente expresión:

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

donde: q_c = capacidad de carga última del cimiento.

N_c , N_q y N_γ (Factores de capacidad de carga) = coeficientes adimensionales que dependen del valor de ϕ (ángulo de fricción interna del suelo).

B = ancho del cimiento.

La representación gráfica de dichos factores se muestra en la figura IV.9. Como se puede ver se tienen 6 curvas, de las cuales las tres líneas continuas proporcionan los valores de N_c , N_q y N_γ en función del ángulo de fricción interna (ϕ) y las otras tres líneas discontinuas proporcionan los valores modificados de esos factores N'_c , N'_q y N'_γ .

La razón de las líneas discontinuas es la siguiente: el mecanismo de falla de la IV.8b, supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo la carga se amplían hasta los puntos E y E', en tal forma que, en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite.

Sin embargo, en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, Terzaghi⁽³⁾ considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos como el E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a la falla del mismo.

Este último tipo de falla se denomina local, en contraposición de la falla en desarrollo completo del mecanismo anterior, denominado general.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local de un modo sencillo y para fines prácticos Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo e introdujo nuevos valores de "c" y " ϕ " para efectos de cálculo.

$$c' = \frac{2}{3}c$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

⁽³⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001

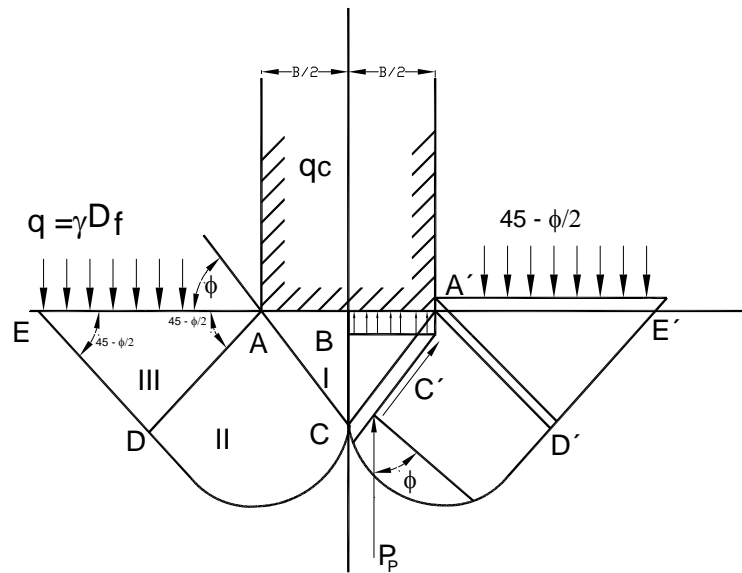


Figura IV.8b Según Terzaghi el mecanismo de falla de un cimiento profundo se presenta de la forma en que se muestra en ésta figura ⁽⁴⁾.

⁽⁴⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001.

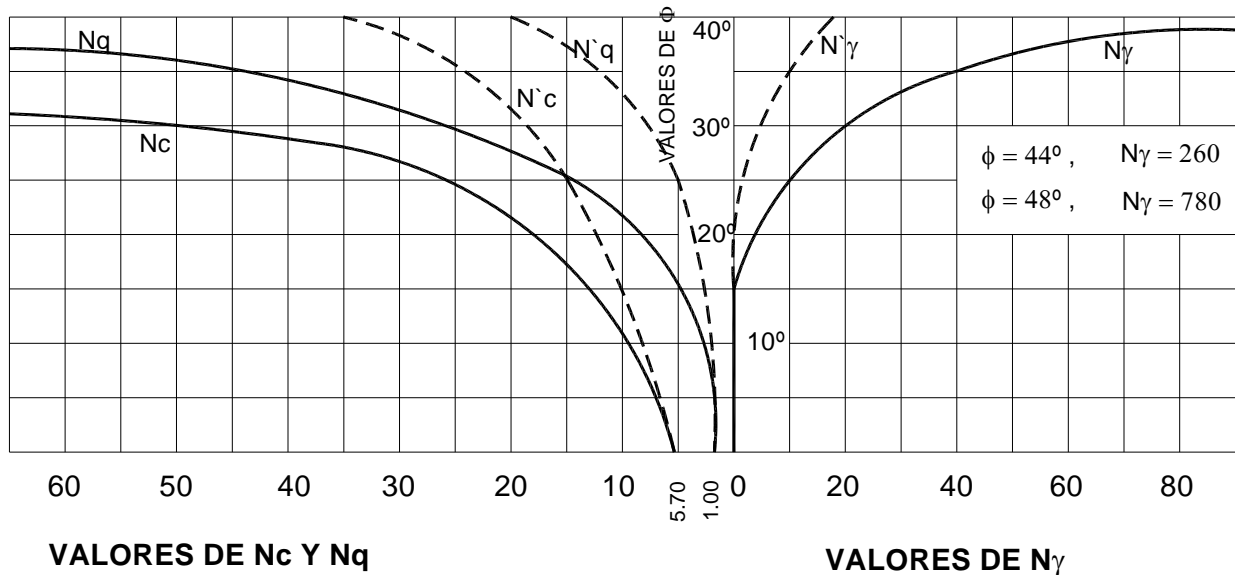


Figura IV.9 Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi ⁽⁵⁾.

⁽⁵⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001.

De esta forma se estableció la siguiente ecuación:

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

Y las ecuaciones que se emplean para calcular la capacidad de carga en cimientos cuadrados y circulares apoyados en suelos cohesivo-friccionantes, al presentarse una falla de tipo general son:

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 R B N_\gamma$$

R es el radio del cimiento.

IV.3.2 Teoría de Skempton

Skempton ⁽⁶⁾ se basó en la teoría de Terzaghi para determinar la capacidad de carga en cimientos superficiales apoyados en suelos puramente cohesivos, por lo cual adoptó la expresión siguiente:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Establecida por el mismo Terzaghi. Debido a sus experiencias, Skempton encontró que el factor de capacidad de carga N_c actúa a lo largo de una superficie de deslizamiento y crece conforme aumenta la profundidad de desplante del cimiento, permaneciendo constante hasta una cierta profundidad en adelante.

⁽⁶⁾Skempton, A. W. –The Bearing Capacity of Clays – Building Research Congreso – Londres-1951.

En casos prácticos (figura IV.10a), Terzaghi considera la misma capacidad de carga en ambos casos en lo referente a la influencia de la cohesión, pero en cuanto a la presión del suelo (γD_f) ésta varía; mientras que Skempton, toma en cuenta la diferencia de resistencias del suelo que se encuentra en el nivel de desplante considerando la influencia del valor N_c , el cual está en función de la relación D/B, donde D representa la profundidad de apoyo en el estrato resistente y B el ancho del cimiento.

Los valores de N_c según Skempton se muestra en la (figura IV.10b), donde se observan dos curvas, una para cimientos circulares y cuadrados y otra para cimientos largos.

Por otra parte, en caso de que se presente un suelo heterogéneo se deberán tomar en cuenta los espesores y pesos volumétricos respectivos para el cálculo de la presión del suelo que influye en la capacidad de carga del cimiento (figura IV.10c).

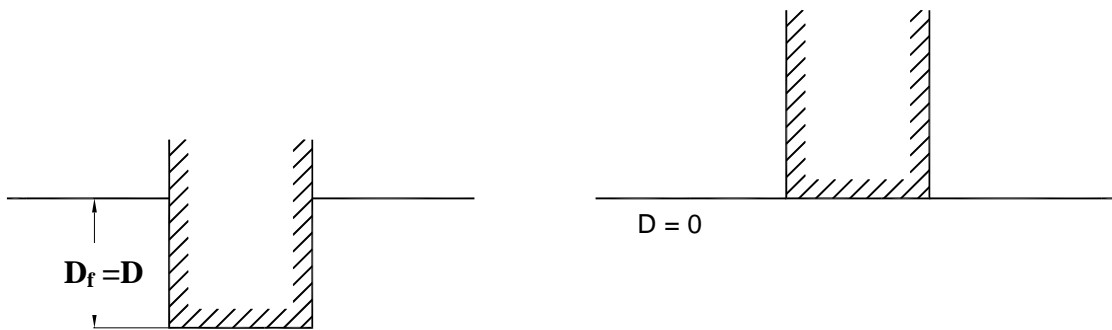


Figura IV.10a Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos ⁽⁷⁾.

⁽⁷⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001

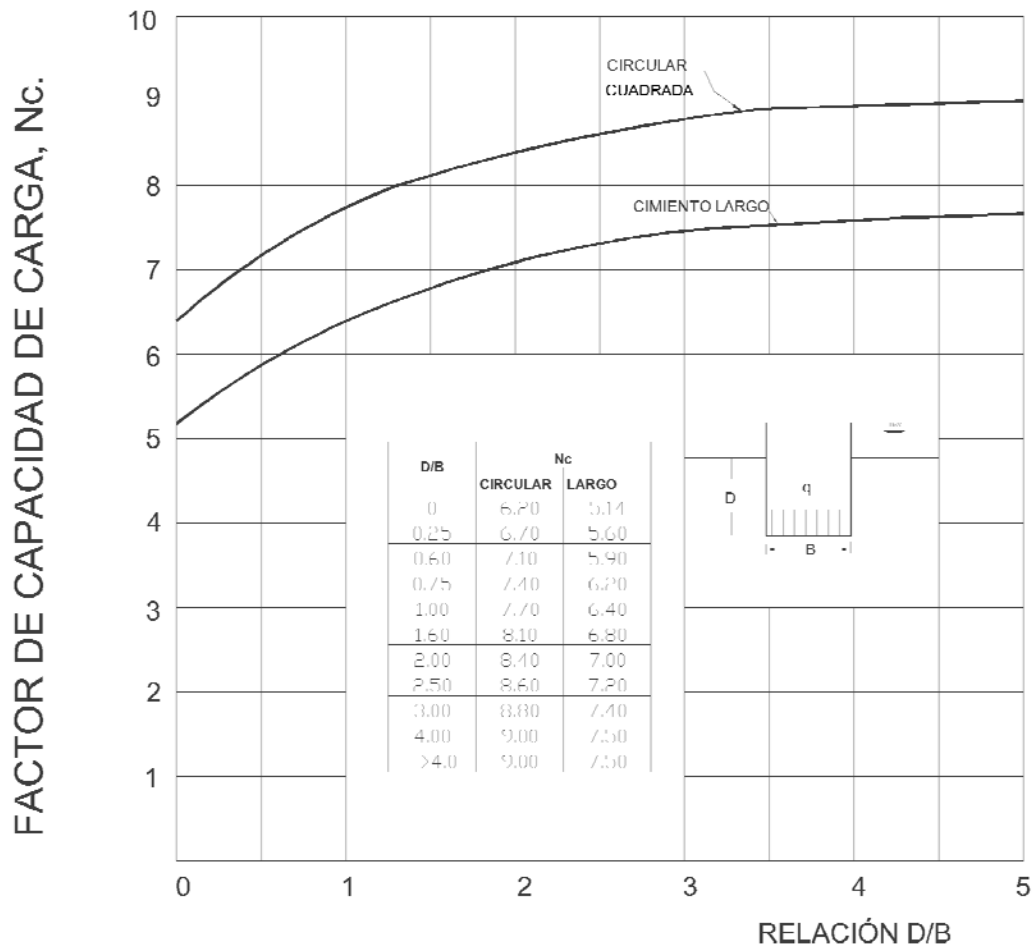


Figura IV.10b Valores de Nc según Skempton para suelos puramente cohesivos ⁽⁸⁾.

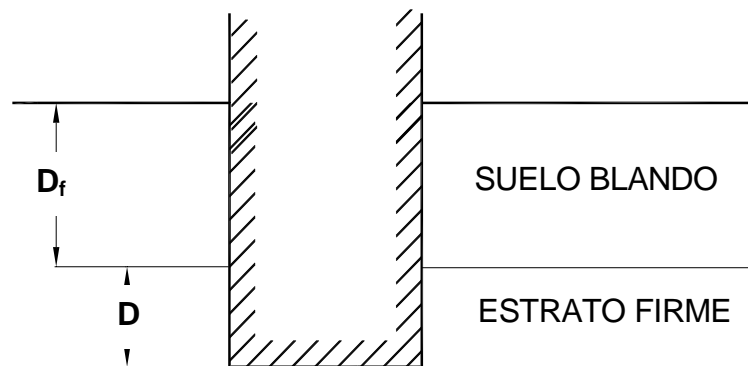


Figura IV.10c Distinción entre D y Df para aplicar la teoría de Skempton ⁽⁹⁾.

^(8 y 9) Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001.

IV.3.3 Teoría de Meyerhof

Meyerhof⁽¹⁰⁾ supuso un mecanismo de falla como el que se muestra en la figura IV.11. La cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales, p_0' y tangenciales S_0' correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

⁽¹⁰⁾Meyerhof, G. G.- The ultimate Bearing Capacity of Foundations – Geotechnique-December-1951.

La expresión a la que se llega es la siguiente:

$$q_c = CNc + P_0 Nq + \frac{1}{2} \gamma B N \gamma \quad \text{donde } P_0 = \gamma Df \text{ y entonces,}$$

para cimentaciones superficiales se tiene:

$$q_c = CNc + \gamma Df Nq + \frac{1}{2} \gamma B N \gamma$$

Para determinar los valores de los factores de carga de Meyerhof se basó en las teorías establecidas por Prandtl y Reissner para evaluar N_c y N_q con la suposición de que el material está desprovisto de peso propio considerando:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi$$

Donde

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

Para el coeficiente N_γ se considera la siguiente expresión:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Así en función del ángulo de fricción interna, logró tabular y graficar la figura IV.12 en donde aparecen los valores de los factores de carga con líneas continuas para el caso de cimientos superficiales largos; y para el caso de cimientos circulares o cuadrados ($B = L$) son los mostrados con líneas discontinuas.

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación largo a ancho igual a B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, y se

propone que para este caso se obtengan por interpolación de los dos tratados en la figura (cimientos largos $B/L = 0$ y cuadrados $B = L$). Alternativamente, dichos factores pueden obtenerse multiplicando los factores de capacidad de carga correspondientes a cimentaciones superficiales muy largas, por los denominados factores de forma que son:

$$S_c = 1 + 0.2 N\phi \frac{B}{L} \quad S_q = S_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0 \quad S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 N\phi \frac{B}{L}, \text{ para } \phi > 10^\circ.$$

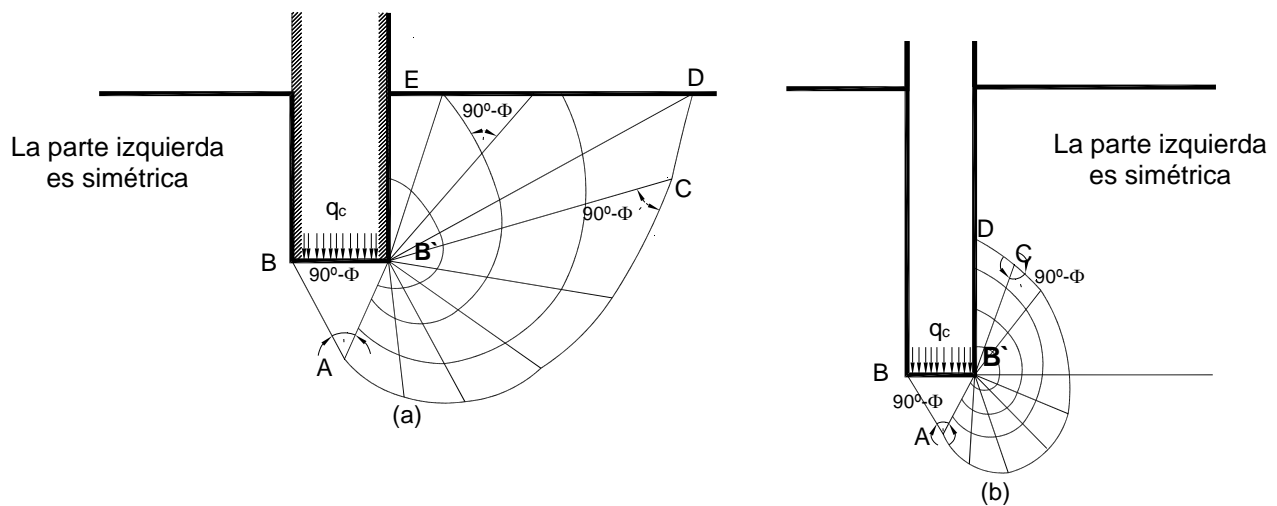


Figura IV.11 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof⁽¹¹⁾.

- a) A poca profundidad
- b) A gran profundidad

⁽¹¹⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001.

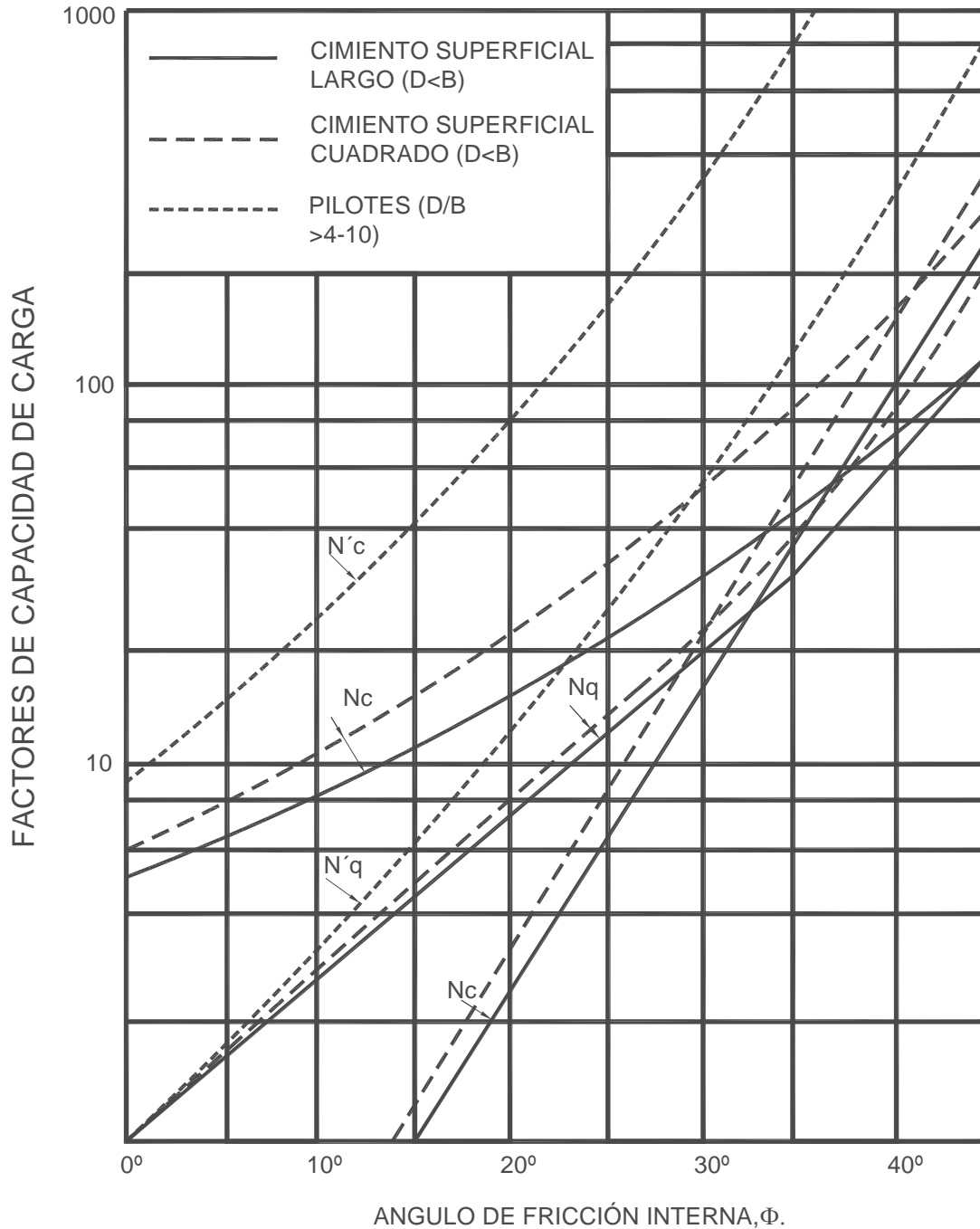


Figura IV.12 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes ⁽¹²⁾.

⁽¹²⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, *Mécanica de Suelos*, Capítulo 7 Teorías de capacidad de carga en suelos, Tomo II, año 2001.

IV.3.4 Fricción negativa

Cuando se cimenta una estructura con pilotes de punta en una estratigrafía formada por un espesor compresible, sobre el estrato resistente de apoyo y cuando dicho manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación provoca la inducción de esfuerzos de fricción en sentido descendente a todo lo largo del fuste, sobrecargándose el elemento al colgarse el suelo circundante.

Si no se tomase en cuenta el fenómeno de fricción negativa en el diseño, podría provocarse el colapso del elemento por penetración en el estrato resistente o en el menor de los casos al soportar la sobrecarga se presentaría la emersión de la estructura produciendo daños a construcciones vecinas (figura IV.13). Daños en construcciones vecinas.

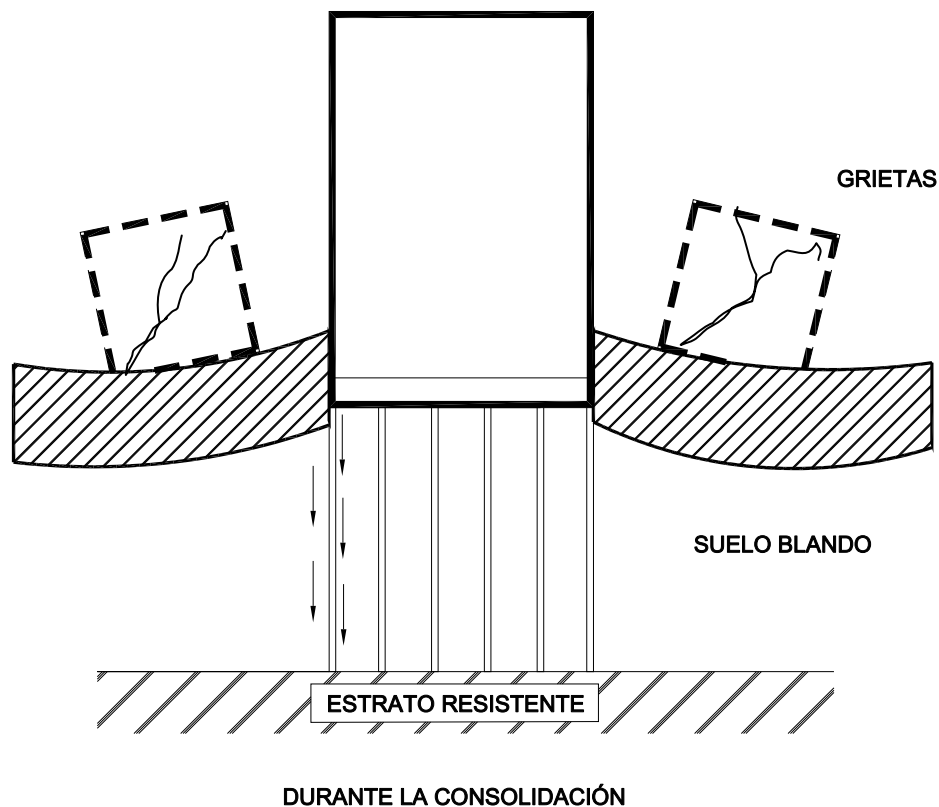


Figura IV.13 Inducción de la fricción negativa a lo largo del fuste de pilotes de punta por consolidación de los estratos blandos.

IV.3.5 Factor de seguridad

Los valores de F_s a usar en un caso dado deberán variar según sea la importancia del proyecto. En el caso de cimentaciones superficiales, si el análisis de las cargas actuantes toma en cuenta sólo las permanentes, es recomendable usar un factor de seguridad mínimo de 3. Si se toman en cuenta cargas permanentes y cargas vivas eventuales, el valor anterior puede reducirse a 2 ó 2.5. Si se realiza un análisis de cargas muy detallado, que incluya efectos de sismo, en regiones de tal naturaleza, el factor de seguridad puede llegar a valores tan bajos como 1.5. En el caso de cimentaciones profundas, la incertidumbre que se maneja suele ser mucho mayor, por la heterogeneidad del subsuelo y de los métodos constructivos. Es costumbre utilizar un F_s de 3, cuando la cimentación se calcula en un análisis de carga muerta y carga viva permanente.

IV.3.6 Hundimientos

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre arcillas con altos contenidos de agua o relación de vacíos altos se coloca una estructura, es posible que presente un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Más como este tipo de suelo presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo, el asentamiento ocurre muy lentamente. Si la arcilla tiene una alta resistencia al corte y baja compresibilidad, el asentamiento puede ser muy pequeño.

IV.4 Artículos del Reglamento de Construcciones del Municipio del Centro, Estado de Tabasco empleados en la revisión de cimentaciones.

Normalmente el código que se utiliza para el diseño de cimentaciones es el A. C. I, el cual contiene los factores, combinaciones, recomendaciones, etc. Otra manera es apoyarse en el manual de la C. F. E. Sólo existe el Reglamento de Construcciones del Municipio del Centro del estado de Tabasco aplicable para todos sus municipios. Este reglamento sigue los mismos lineamientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Para el diseño de cimentaciones nos apoyamos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal.

Con la fecha 1º de agosto de 1984 se publicó en el Periódico Oficial del Estado la Ley de Desarrollo Urbano y Ordenamiento Territorial del Estado de Tabasco, la cual establece en su Artículo Transitorio Cuatro que el Reglamento de Construcciones del Estado de Tabasco emitió el 17 de septiembre de 1975, continuará vigente en tanto los Ayuntamientos no expidan sus propios Reglamentos.

Con base en esta disposición y de acuerdo con sus facultades, el H. Ayuntamiento del Municipio de Centro, con la Asesoría de la Secretaría de Comunicaciones, Asentamientos y Obras Públicas, elaboró la normatividad reglamentaria correspondiente, actualizándola a los requerimientos de la época y contemplando las nuevas técnicas y los métodos constructivos modernos, así como las adecuaciones

suplementarias a nivel nacional en materia de asentamientos humanos, de desarrollo urbano y de protección al ambiente.

El cabildo del H. Ayuntamiento Constitucional del Municipio de Centro ha tenido a bien expedir el siguiente:

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL MUNICIPIO DEL CENTRO, ESTADO DE TABASCO

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ART. No. 188. ESTADO LÍMITE DE FALLA

Se considerará como estado límite de falla de servicio cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o el hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecen los estados límite de falla más importante para cada material y tipo de estructura.

ART. No. 189. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Se considerará como estado límite de servicio la presencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten al correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen en su capacidad para soportar carga.

En las Construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformación se considerará cumplida si se comprueba que no excede los valores siguientes.

I. Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo igual al claro entre 240; más 0.5 cm. Además para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones, apreciables, se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales. Igual al claro entre 480, más 0.3 cm; para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplicarán por dos.

II. Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de una estructura. Igual a la altura de entrepiso entre 500, para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones, e igual a la altura de entrepiso entre 250 en otros casos, para diseños sísmicos se observará lo dispuesto en los Artículos 211 y 216.

Se observará, además, lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructura.

Adicionalmente, se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico, especificados en capítulos respectivos de este Título.

En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del viento y del sismo. Las intensidades de estas secciones que deben considerarse en el diseño, y la forma en que deben calcularse sus efectos especificando en los capítulos IV, V, VI y VII de este Título, la manera en que deben combinarse sus efectos se establece en los Artículos 193 y 198 de este Reglamento.

Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta los efectos de otras acciones, con los empujes de tierra y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las sollicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo, que no sean tomadas en cuenta en las cargas especificadas en el capítulo V de este Título, para diferentes destinos de las construcciones.

La intensidad de estas acciones que deben considerarse para el diseño, la forma en que deben integrarse a las distintas combinaciones de acciones y la manera de analizar sus efectos en la estructura, se apegarán a los criterios generales establecidos en este capítulo.

ART. No. 191. CLASIFICACION DE LAS ACCIONES.

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima.

I.- ACCIONES PERMANENTES

Son las que obran en forma continua sobre la estructura, y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: las cargas muerta(Capítulo IV), el empuje estático de tierra y de líquidos, y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura, que varíen poco con el tiempo, tales como los debidos a preesfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

II. ACCIONES VARIABLES

Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: las cargas vivas (Capítulo V), los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

III. ACCIONES ACCIDENTALES

Son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves.

Pertenecen a esta categoría, las acciones sísmicas (Capítulo VI), los efectos de vientos (Capítulo VII), y los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que puedan

presentarse en casos extraordinarios. Estas últimas acciones no se incluyen, en general, en el diseño formal pero puede ser necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura en caso que ocurran.

ART. No. 193. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, se considerarán dos categorías de combinaciones:

I. Combinaciones que incluyen acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea o, bien, todas ellas con su intensidad media, cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva se empleará la intensidad máxima de la carga viva del Artículo 204 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo.

II. Combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales: Se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y solo una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados, de acuerdo con el artículo 199 de este Capítulo.

ART. No. 198. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA COMPROBAR LA SEGURIDAD.

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 193 de este Reglamento, y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicada por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en el Artículo 199 de este Reglamento.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.

En el diseño por sismo y por vientos se revisarán, además, los estados límite de servicio especificados en este Título.

ART. No. 199. FACTORES DE CARGA.

El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

I.- Para combinaciones de acciones clasificadas en la Fracción I del Artículo 193, se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que puede haber normalmente aglomeración de personas tales como, centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos deportivos y templos, o de construcciones que contengan materias o equipo sumamente valioso, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5.

II.-Para combinaciones de acciones clasificadas en la Fracción II del Artículo 193, se considerará un factor de carga igual a 1.1, aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

III. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9

IV. Para la revisión de estados límite de servicio, se tomará en todos los casos un factor de carga unitaria.

ART. No. 223. PROFUNDIDADES DE DESPLANTE.

La profundidad de apoyo de las pilas y pilotes se determinará en función de la teoría aplicada.

Los elementos de subestructura no deberán desplantarse sobre tierra vegetal o sobre desechos sueltos. Solo se aceptará cimentar sobre rellenos artificiales cuando se demuestre mediante pruebas de laboratorio, que el grado de compactación de cada capa no sea inferior al 95% de su peso volumétrico seco máximo, y no contengan materiales degradables en cantidad excesiva.

La subestructura deberá desplantarse a una profundidad tal, que sea insignificante la posibilidad de deterioro del subsuelo por erosión o interperismo en el contacto con la subestructura.

ART. No. 224. ZONIFICACIÓN.

Para los fines de este Reglamento, el Estado se divide en tres zonas con las siguientes características generales.

TIPO I. Terrenos firme: arcilla firme, arenas compactas, areniscas medianamente cementadas y cementadas, y suelos de formación rocosa.

TIPO II. Suelos medianamente firmes, limos medianamente firmes, arenas semicompactas y arcillas medianamente firmes.

TIPO III. Suelo blando, arenas muy sueltas y sueltas, arcillas muy blandas y blandas, limos muy blandos, blandos y semicompactos.

ART. No. 226. ESTUDIOS DEL SUBSUELO.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas del laboratorio, deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de construcción.

Además, deberá ser tal que permita definir si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas y oquedades naturales –y en caso afirmativo, su apropiado tratamiento, así como restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ART. No. 227(REQUISITOS MINIMOS PARA LA EXPLORACIÓN DE SUBSUELOS).Ver capitulo V.2, de este estudio.**ART. No. 228 CONSTRUCCIONES COLINDANTES.**

Deberán investigar las condiciones de cimentación o estabilidad, emersiones, agrietamientos y desplomes de las construcciones colindantes, y tomarse en cuenta el diseño de cimentación de la construcción en proyecto.

ART. No. 229. SEGURIDAD DE LA CIMENTACIÓN.

La revisión de la seguridad de las cimentaciones consistirá, de acuerdo con el artículo 198 de este reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas.

ART. No. 230. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE.

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límites, además de los correspondientes a los miembros de la subestructura.

I. De servicio: movimiento vertical medio (hundimiento y emersión) con respecto al nivel del terreno circundante, inclinación media y deformación diferencial.

Se considerará el componente inmediato bajo carga estática; el accidental, principalmente por sismo; el diferido por consolidación; y la combinación de los tres en cada uno de estos movimientos.

El valor esperado de cada uno de tales eventos deberá ser suficientemente pequeño para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y a sus instalaciones, a los acabados, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos

II. De falla: a) flotación, b) falla local y colapso general del suelo bajo la cimentación o bajo algún elemento de la misma.

Cada uno de estos estados límite de falla deberá evaluarse para las condiciones más

críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura, y para tiempos del orden de la vida útil de la misma.

ART. No. 231. ACCIONES SOBRE UNA CIMENTACIÓN.

En el diseño de las cimentaciones, se considerarán las acciones producidas por las cargas muertas, cargas vivas, sismos y vientos, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación y los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa del suelo deslizante, cuando se incluye sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura, será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño, de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad absoluta de los diseñadores de la subestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o de servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiéndose a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura. La acción de dicha subpresión se tomará como un factor de carga unitaria.

ART. No. 232. CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO.

La seguridad de la cimentación, contra los estados límite de falla se evaluará en términos de las capacidades de carga netas.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se basará en pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo más crítico de falla.

DISEÑO POR SISMO

ART. No. 207. ANÁLISIS Y DISEÑO POR SISMOS.

En este capítulo se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan la seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.

Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallan en las Normas Técnicas Complementarias.

ART. No. 208. CRITERIOS DE ANÁLISIS.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno, las deformaciones y fuerzas

internas que resulten se combinarán entre sí, como se especifica en las Normas Técnicas Complementarias con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismos mediante el método simplificado, el método estático o uno de los métodos dinámicos que se describen en las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que se establecen en las mismas.

En el análisis, se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos, y, cuando sean significativos. Los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de fuerzas gravitacionales actuando con la estructura deformada, ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no alcance ningún estado límite de falla, o de servicio a que se refiere este Reglamento, los criterios que deban aplicarse se especifican en este Capítulo.

Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 35 % a la capacidad total en fuerza cortante, el momento torsión ante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los que correspondería de acuerdo con los artículos respectivos de las Normas Técnicas Complementarias.

ART. No. 210. TIPOS DE TERRENO).

Se considerará la zona sísmica B indicada en el mapa de regionalización del Estado, que se presenta en el capítulo I de esta tesis.

En cada zona se considerarán los siguientes tipos de terreno, atendiendo a su rigidez:

TIPO I. Terreno firme: arcilla firme, arenas compactas, areniscas medianamente cementadas y cementadas, y suelos de formación rocosa.

TIPO II. Suelo medianamente firme: Limos medianamente firmes, arenas semicompactas y arcillas medianamente firmes.

TIPO III. Suelo blando, arenas muy sueltas y sueltas, arcillas muy blandas y blandas, y limos muy blandos, blandos y semicompactos.

Los coeficientes de diseño sísmico para cada uno de estos tres tipos de terreno se especifican en el artículo 211.

Un terreno podrá clasificarse como tipo I o tipo II, aplicando los procedimientos siguientes:

Se localizará el nivel del terreno firme bajo el cual todos los suelos tengan módulos de rigidez con valor superior a $75,000 \text{ t/m}^2$, lo requieran más de 50 golpes por cada 30 cm, en la prueba de penetración estándar.

Para estratos comprendidos entre en nivel del terreno firme y el nivel en que las aceleraciones horizontales del terreno se transmita a la construcción, se calculará la suma: $Y = \sum H_i \gamma_i / G_i$

Donde.

H_i = Espesor del estrato en m.

i = enésimo

γ_i = Su peso volumétrico, en t/m^3

G = Módulo de rigidez, en t/m^2

Si $Y < 0.2$ $Y < 0.78$, y, además se cumple que $H_i/Y > 80$, el terreno se considerará del tipo II

A falta de información más precisa para la correcta aplicación del criterio anterior, puede tomarse para F_i el valor de 1.5 t/m^3 , y los valores de $G_i = 0.35 E_i$, en donde E_i es lapendiente inicial de la curva esfuerzo – deformación de una prueba de compresión simple. Para esta clasificación, se tomarán en cuenta rodos los suelos que se encuentren debajo del nivel en que las aceleraciones horizontales se transmiten a la construcción, por ejemplo. En el caso de un cajón de cimentación. Este nivel correspondería al desplante de la losa inferior.

ART. No. 211 COEFICIENTE SÍSMICO.

El coeficiente sísmico “C” es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. Con este fin, se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso, se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según los capítulos IV y V de este Título. El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas en el Grupo “B”, en al artículo 178, se tomará de la tabla siguiente:

ESPECTROS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO “B” (COEFICIENTES SÍSMICOS)

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	α_0	C	Ta	Tb	r
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las coordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura. Es importante mencionar que los valores mostrados en la tabla anterior de coeficientes sísmicos son ponderados, puesto que no se ha hecho un estudio a fondo en la zona en cuanto al comportamiento sísmico de su suelo. Sólo se ha correlacionado en base a las características de sus estratos con las de otras zonas de la República donde si se han hecho estudios permanentemente y durante un largo período de tiempo como en el Valle de México.

REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA.

ART. No. 212 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.

Cuando se aplique, el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las Normas Técnicas Complementarias en función de las características estructurales y del Terreno, los desplazamientos calculados de acuerdo con éstos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen las Normas Técnicas Complementarias.

Los coeficientes que se especifiquen para la aplicación del método simplificado de análisis, tomarán en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. En tal virtud, las fuerzas sísmicas calculadas con éste método no deben sufrir reducciones adicionales.

ART. No. 213. VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismos, combinados con los que correspondan a otras solicitaciones y afectados por el correspondiente factor de carga.

ART. No. 214 DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas mediante alguno de los métodos de análisis sísmico mencionados en el artículo 208 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de las elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta, en tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

A continuación se presentan las Normas Técnicas Complementarias Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que servirán de base para la verificación de la estabilidad de las cimentaciones a analizar.

IV.4.1 Uso de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para la verificación de la estabilidad de las cimentaciones.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193, 198, 199 del Reglamento (los cuales mencionaremos más adelante), al comparar cada elemento de la cimentación y para está en su conjunto la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio corresponde a la determinación de las deformaciones del suelo provocadas por la estructura y se hará tomando en cuenta no rebasando los límites indicados en la tabla IV.I. La revisión de la estabilidad de la cimentación de la planta de Nitrógeno ante los estados límite de servicio se hizo en base a los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación mostrados en la siguiente tabla de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal publicado en el Diario Oficial de la Federación en octubre del 2004. La empresa contratante consideró válida ésta acción puesto que el municipio donde se llevó a cabo el estudio no cuenta con un código para el diseño de cimentaciones.

Tabla IV.I Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación⁽¹³⁾

Concepto		Límite
a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
	Emersión	30 cm ⁽²⁾
	Velocidad del componente diferido	1 cm/semana
b) Inclinación media de la construcción		

Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

⁽¹³⁾Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias.

Lo siguiente corresponde a las secciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para la verificación de la estabilidad de las cimentaciones tal y como viene dicho documento.

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con el Artículo 191 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables (Artículo 193) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos de la fricción negativa sobre la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el

agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta.

Para el diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de solicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo a nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in situ.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos.

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 199 del Reglamento. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R=0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b) $F_R=0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (3.1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.2)$$

donde

$\Sigma Q F_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

A área del cimiento;

p_v presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ peso volumétrico del suelo;

c_u cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B ancho de la cimentación;

N_c coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \quad (3.3)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$;

donde D_f , es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.4)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.5)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R factor de resistencia especificado en la sección [3.2](#).

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones [3.1](#) ó [3.2](#) una expresión basada en los resultados de pruebas de campo, respaldada por evidencias experimentales.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang } \tan (\alpha \tan \phi^*) \quad (3.6)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec. 3.2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.7)$$

donde

γ' peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$; y

γ_m peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecs. 3.1 y 3.2 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:
- 1) Si $H \geq 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
 - 2) Si $3.5 B > H \geq 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + H$.

- 3) Si $H < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:
- $$B [1 + 2/3 (H/B)^2] \quad (3.9)$$
- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil del suelo y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el inciso [3.2.a](#).
- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito en las ecs. 3.1 y 3.2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.
- g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs. [3.1](#) y [3.2](#) deberán tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.
- h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:
- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
 - 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
 - 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el

incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en el Artículo 189 del Reglamento. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

donde

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_o relación de vacíos inicial;

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo–estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre–compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la

suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección [3.3.1](#). Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio.

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de una cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomarán en cuenta las deformaciones permanentes que tiendan a ser críticas en cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tiendan a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación de carga estática-carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no-drenada.

- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación–suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en la sección [3.3.2](#). El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre–compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre–compensación no será superior a 1.5 t/m^2 (15 kPa) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación (Capítulo 5).

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como

complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede despegarse del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.

En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

3.5.1 Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad [3.1](#) ó [3.2](#), de la sección 3.3, según el caso.

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo–zapata o suelo–losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 3.12 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes de fricción

Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_C < R \quad (3.11)$$

donde

ΣQF_C suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo–losa o suelo–zapatas. Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se podrá considerar el efecto del empuje en reposo como se indica en la sección [3.4.3](#).

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo–estructura. Se desprejará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (3.12)$$

donde

A_L área lateral del pilote;

f adherencia lateral media pilote–suelo; y

F_R se tomará igual a 0.7.

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote–suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas–no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. [3.12](#) considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Como se indica en el Artículo 189 del Reglamento, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorios mismos de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad [3.11](#) para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

3.6.1.1 Capacidad por punta

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (sección 3.7). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_v) A_p \quad (3.13)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.14)$$

donde

A_p área transversal de la pila o del pilote;

p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

\bar{p}_v presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

c_u cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y

N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Coeficiente N_c^*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u ángulo de fricción aparente;

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.15)$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.16)$$

cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 3.3 Valor de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11.5	20	39	78	130

L_e longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;

B ancho o diámetro equivalente de los pilotes;

ϕ ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a; y

F_R se tomará igual a 0.35.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecs. [3.13](#) ó 3.14, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor

$$F_{re} = \left(\frac{B+0.5}{2B} \right)^n \quad (3.17)$$

donde

B diámetro de la base del pilote o pila ($B > 0.5$ m); y

n exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ec. [3.17](#) con exponente $n=1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B+1}{2B+1} \quad (3.18)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$; y
- 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.

En las zonas II y III, y en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes de la zona I, se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ec. 3.12, en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS GEOTÉCNICO

En este capítulo se presenta la localización del predio donde se proyecta construir la planta generadora de Nitrógeno ubicada en la localidad de Ocuapan, municipio de Huimanguillo, estado de Tabasco y se presentan también los resultados de las pruebas de laboratorio que se realizaron para obtener las características, propiedades índice y mecánicas de los depósitos del subsuelo en el predio de interés, las que se determinarán siguiendo los lineamientos establecidos en el artículo 227 del Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro del Estado de Tabasco; con los resultados obtenidos se definieron los parámetros para el análisis de la cimentación que soportará al generador de Nitrógeno con un peso unitario medio de 17.68 t/m^2 siendo ésta la estructura a cimentar más desfavorable y con la cual se determinaron las profundidades de exploración.

V.1 Datos de ubicación del predio de interés

Se proyecta construir una planta generadora de Nitrógeno propiedad de **CRYOINFRA, S. A. de C. V.** ubicada en el km. 2.5 de la carretera Ocuapan-Mecatepec, Municipio de Huimanguillo Tabasco figura V.1a ANEXO Localización del predio de interés. De acuerdo con los planos topográficos del terreno natural del predio en estudio, proporcionados por **CRYOINFRA, S. A. de C. V.**, se puede decir que el predio, de aproximadamente 1 hectárea, es prácticamente plano y horizontal, y tiene en planta una forma irregular, como se observa en la Figura V.1b, y no presenta construcciones en su interior ni en las áreas aledañas a las colindancias.

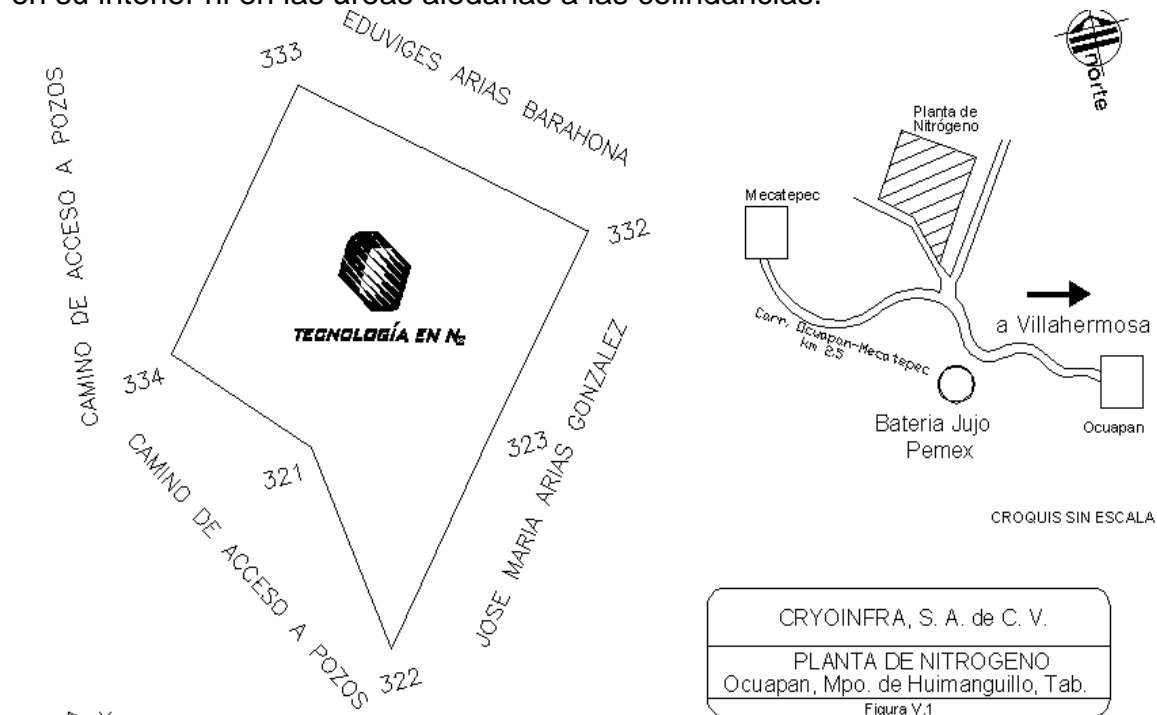


Figura V.1a ANEXO. Localización del predio de interés.

V.2 Exploración del subsuelo

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones del municipio de Centro del Estado de Tabasco, se indica que las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para el cumplimiento del artículo No. 227 del Reglamento serán las que se indican a continuación:

Para dar cumplimiento a estos requisitos, las construcciones se clasifican en ligeras medianas y pesadas.

I. Para construcciones ligeras de poca extensión y con excavaciones someras, deberán cumplir con el siguiente requisito.

a) Que el peso unitario medio, de la estructura sea menor o igual a 3 t / m^2 .

$$(W < 3 \text{ t/m}^2)$$

II. Para construcciones medianas deberán cumplir con el siguiente requisito:

a) Que el peso unitario medio de la estructura sea mayor de 3 t/m^2 , pero menor o igual a 7.5 t/m^2

$$(3 \text{ t/m}^2 < W < 7.5 \text{ t/m}^2)$$

III. Para construcciones pesadas deberán cumplir con el siguiente requisito:

a) Que el peso unitario de la estructura sea mayor a 7.5 t/m^2 .

$$W > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Debe entenderse como peso unitario medio de una estructura, la suma de las cargas muertas y vivas con intensidad media al nivel del apoyo de la estructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura.

Para determinar el tipo de estudio o sondeo del subsuelo, de acuerdo con la clasificación anterior, se deberá cumplir con las normas técnicas complementarias de este reglamento.

Los requisitos mínimos de exploración geotécnica que se presentan en este apartado son los que se indican en el Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro del Estado de Tabasco. Ésta es una diferencia que existe con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para este caso se siguieron los lineamientos

marcados por el reglamento vigente en Tabasco.

ANEXO. Localización de sondeos.

Para determinar la naturaleza y condiciones estratigráficas del subsuelo, en el sitio donde se pretende llevar a cabo la construcción de la **Planta Generadora de Nitrógeno**, en el Municipio de Huimanguillo, en el Estado de Tabasco, como se aprecia en la Figura V.1b. Se ejecutaron: 3 Sondeos Mixtos (denominados SM, mediante penetración estándar y muestreo inalterado) y 3 Pozos a Cielo Abierto (denominados PCA, mediante la excavación de pozos y obtención de muestras cúbicas inalteradas y muestreo representativo alterado); siendo localizados de tal manera que fueran representativos del área en estudio, como se muestra en la figura V.1b.

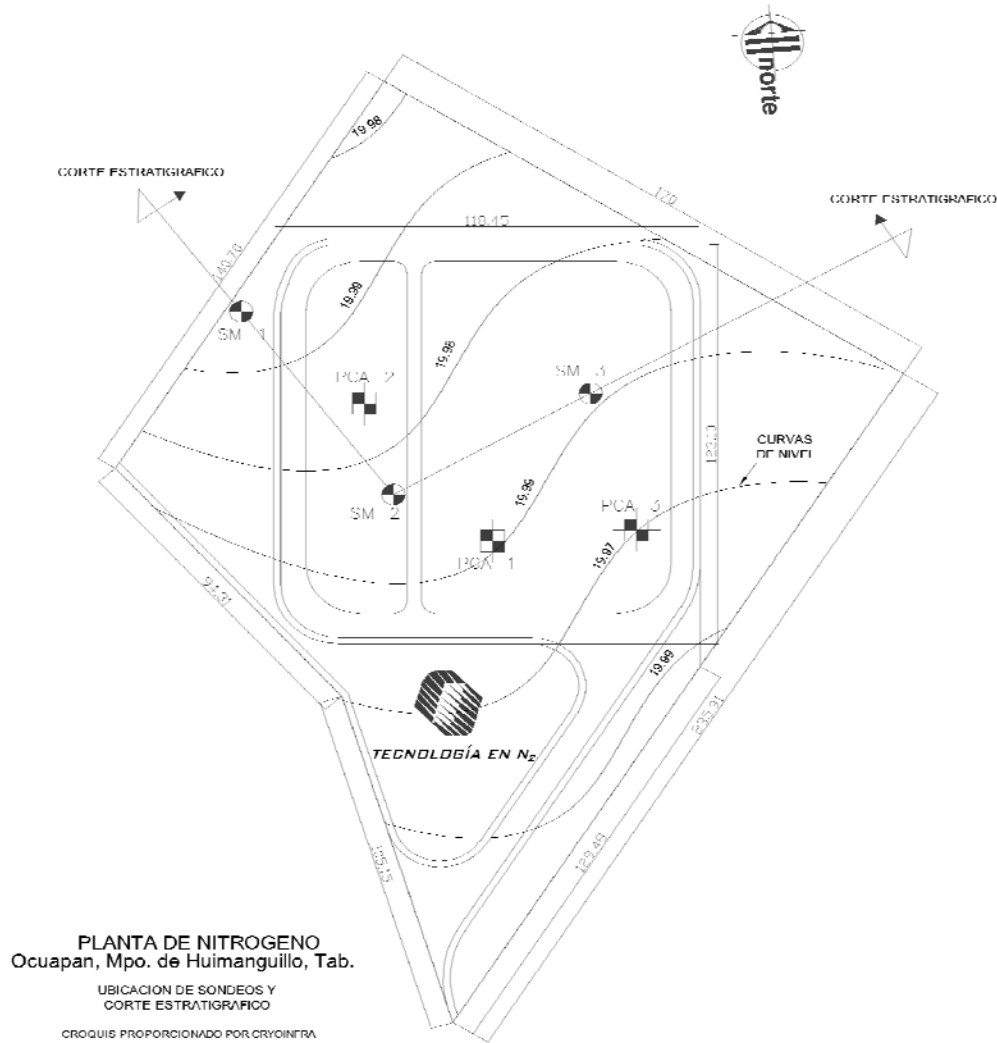


Figura V.1b Localización de Sondeos y topografía del terreno.

La exploración de los materiales existentes en la parte superficial del subsuelo, que será la más afectada por las estructuras, se realizó mediante la ejecución de Pozos a Cielo Abierto (PCA), llegando hasta una profundidad máxima de 2.80 m, respecto al nivel del terreno circundante; en estos sondeos se clasificaron en campo los materiales encontrados, con el objeto de determinar cuáles deberían ser muestreados en forma inalterada y cuáles de manera representativa.

En los pozos a cielo abierto se extrajeron las muestras inalteradas en forma cúbica, de aproximadamente 20 cm de lado, labradas manualmente de las paredes de las excavaciones; y al igual que las muestras representativas, las que fueron cuidadosamente protegidas contra pérdidas de humedad y empaçadas apropiadamente para evitar que fueran dañadas o alteradas durante su posterior transporte al laboratorio.

Por otra parte, los Sondeos Profundos (SM) se ejecutaron hasta una profundidad máxima de 36.00 m tomando el área donde se alojará en generador de Nitrógeno como la zona más crítica a cimentar referida al nivel del terreno circundante; es decir que la profundidad de las exploraciones se determinó para el nivel a que corresponde el 10% de la carga aplicada en la superficie. El muestreo se realizó de manera continua, combinando el alterado con el inalterado mediante tubos de pared delgada tipo Shelby de 10.2 cm (4") de diámetro, hincados en el subsuelo mediante presión hidráulica proporcionada por la perforadora, o bien, cuando se interceptaron suelos duros o compactos se emplearon tanto el Tubo Modificado de pared gruesa de 7.5 cm (3") de diámetro como el Tubo Shelby Dentado de 10.2 cm (4") de diámetro, hincados a presión y/o rotación.

El muestreo alterado se realizó siguiendo las especificaciones de la norma del método de penetración estándar (ASTM-D-1586), que consiste en el hincado a percusión de un muestreador de media caña de 3.81 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud, mediante la energía proporcionada por un martinete de 65 kg de peso, el cual se deja caer libremente desde una altura constante de 75 cm (30").

Al registrar el número de golpes necesarios para que dicho muestreador penetre los 30 cm intermedios se obtiene la denominada Resistencia a la Penetración Estándar; además, a partir de estos resultados es posible determinar la compacidad o consistencia de los suelos penetrados, permitiendo adicionalmente la recuperación de muestras alteradas, las cuales fueron analizadas posteriormente en el laboratorio.

Tanto las muestras inalteradas como las alteradas, obtenidas en los sondeos ejecutados, fueron protegidas cuidadosamente para evitar daños y pérdidas de humedad, enviándose al Laboratorio para sus análisis.

A partir de los ensayos de las muestras obtenidas, se determinaron las propiedades índice, físicas y mecánicas de resistencia y compresibilidad de los materiales del subsuelo, que se emplearon en los análisis para determinar las condiciones actuales del suelo.

Las profundidades a las cuales fueron realizados los Sondeos Profundos y los PCA's, están referidas a los niveles del terreno natural al momento de realizar la exploración, la localización de los sondeos se realizó mediante cinta métrica. Las condiciones topográficas del sitio de estudio se presentan en la figura V.1b donde se puede observar que el terreno es prácticamente plano.

A continuación se presenta la tabla de requisitos mínimos para la investigación geotécnica empleada en el Distrito Federal a modo de compararla con los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo que marca el Reglamento de Construcciones empleada en Tabasco.

Tabla de requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 4 \text{ t/m}^2$ (40 kPa)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II; o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 (80 kPa), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 (50 kPa), bajo zapatas o de 2 t/m^2 (20 kPa), bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 (40 kPa), bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 (15 kPa) bajo cimentación a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 4 \text{ t/m}^2$ (40 kPa)

Perímetro de la construcción:

$P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II; o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalde del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalde del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Esta tabla sólo se presenta con el propósito de comparar los requerimientos mínimos para la investigación geotécnica que marca el Reglamentos de Construcciones del D. F. comparado con los del Reglamento del estado de Tabasco.

V.3 Resultados de Pruebas de laboratorio

A las muestras de suelo obtenidas con el sondeo realizado se les efectuaron las pruebas de laboratorio que se indican a continuación para poder determinar sus propiedades índice y mecánicas de los diferentes depósitos detectados en el predio y poderlas correlacionar para efectuar los análisis correspondientes de la cimentación.

A las muestras representativas alteradas obtenidas con la prueba de penetración estándar, se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual y al tacto, en estado húmedo y en estado seco.
- Contenido natural de agua
- Límites de Consistencia
- Análisis granulométrico mediante mallas
- Densidad de Sólidos

Los resultados obtenidos se encuentran en los cuadros y figuras siguientes:

LÍMITES DE CONSISTENCIA

LIMITES DE PLASTICIDAD

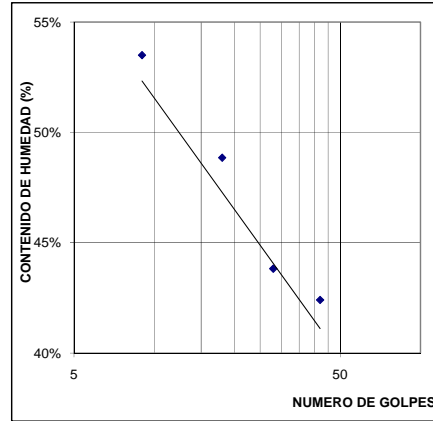
PROYECTO PLANTA DE NITROGENO CRYOINFRA **SONDEO** PCA - 1
LOCALIZACION OCUAPAN, MPO. HUIMANGUILLO, TAB. **MUESTRA** MC-3
UBICACIÓN CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5 **PROF.** 1.22 m
OPERADOR CONSULTORES, S.A.

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE CAPSULA	PESO	CAPSULA + SUELO HUMEDO	CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE AGUA	PESO SUELO SECO	HUMEDAD W	NUMERO DE GOLPES
145	8.60	23.61	19.14	4.47	10.54	42.4%	42
10	11.76	25.15	21.07	4.08	9.31	43.8%	28
307	6.60	23.45	17.92	5.53	11.32	48.9%	18
60	10.95	30.26	23.53	6.73	12.58	53.5%	9

LIMITE PLASTICO

219	8.89	20.93	19.11	1.82	10.22	17.8%	17.7%
125	10.55	21.16	19.57	1.59	9.02	17.6%	



W = 47.1%
 LL = 46.9%
 LP = 17.7%
 IP = 29.2%

SUCS CL

LIMITES DE PLASTICIDAD

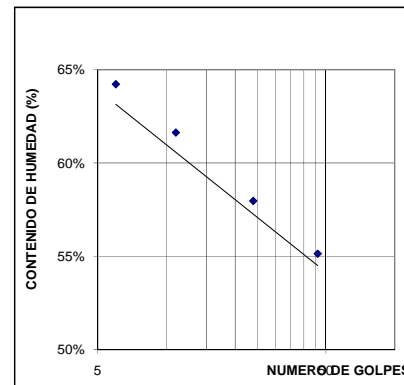
PROYECTO PLANTA DE NITROGENO CRYOINFRA **SONDEO** S-2 M 43-1
LOCALIZACION OCUAPAN, MPO. HUIMANGUILLO, TAB. **MUESTRA** MC-3
UBICACIÓN CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5 **PROF.** 26.40 m
OPERADOR CONSULTORES, S.A.

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE CAPSULA	PESO	CAPSULA + SUELO HUMEDO	CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE AGUA	PESO SUELO SECO	HUMEDAD W	NUMERO DE GOLPES
14	6.93	39.51	27.93	11.58	21.00	55.1%	46
385	9.53	40.76	29.30	11.46	19.77	58.0%	24
221	9.58	37.93	27.12	10.81	17.54	61.6%	11
64	12.62	39.24	28.83	10.41	16.21	64.2%	6

LIMITE PLASTICO

378	9.33	16.74	15.15	1.59	5.82	27.3%	27.0%
325	6.42	13.32	11.87	1.45	5.45	26.6%	



W = 59.7%
 LL = 59.0%
 LP = 27.0%
 IP = 32.1%

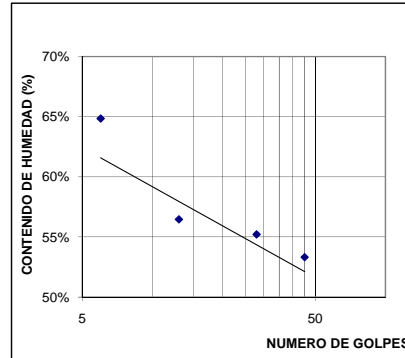
SUCS CH

LIMITES DE PLASTICIDAD

PROYECTO PLANTA DE NITROGENO CRYOINFRA **SONDEO** S-2 M18-2
LOCALIZACION OCUAPAN, MPO. HUMANGUILLO, TAB. **MUESTRA** MC-3
UBICACION CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5 **PROF.** 12.0 m
OPERADOR CONSULTORES, S.A.

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE CAPSULA	PESO	CAPSULA + SUELO HUMEDO	CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE AGUA	PESO SUELO SECO	HUMEDAD W	NUMERO DE GOLPES
224	9.90	36.93	27.53	9.40	17.63	53.3%	45
75	11.73	41.22	30.73	10.49	19.00	55.2%	28
118	10.70	38.44	28.43	10.01	17.73	56.5%	13
133	7.00	29.27	20.51	8.76	13.51	64.8%	6



W = 57.5%

LL = 57.0%

LP = 20.3%

IP = 36.7%

SUCS CH

LIMITE PLASTICO

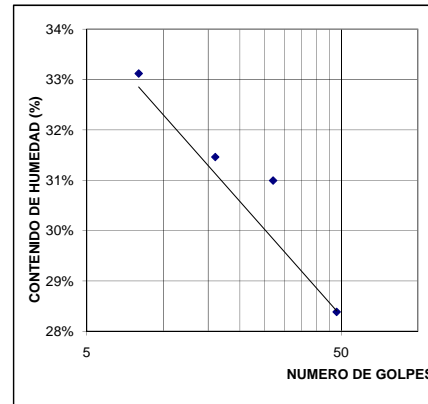
Numero de Golpes	Peso	Capsula + Suelo Humedo	Capsula + Suelo Seco	Peso de Agua	Peso Suelo Seco	Humedad	Limite Plastico (%)
41	12.04	18.72	17.57	1.15	5.53	20.8%	20.3%
396	9.75	16.58	15.45	1.13	5.70	19.8%	

LIMITES DE PLASTICIDAD

PROYECTO PLANTA DE NITROGENO CRYOINFRA **SONDEO** PCA-1 M.C-1
LOCALIZACION OCUAPAN, MPO. HUMANGUILLO, TAB. **MUESTRA** MC-3
UBICACION CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5 **PROF.** 0.54 m
OPERADOR CONSULTORES, S.A.

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE CAPSULA	PESO	CAPSULA + SUELO HUMEDO	CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE AGUA	PESO SUELO SECO	HUMEDAD W	NUMERO DE GOLPES
48	11.73	36.47	31.00	5.47	19.27	28.4%	48
90	11.62	37.74	31.56	6.18	19.94	31.0%	27
206	9.80	40.22	32.94	7.28	23.14	31.5%	16
265	8.11	32.79	26.65	6.14	18.54	33.1%	8



W = 31.0%

LL = 31.0%

LP = 19.5%

IP = 11.5%

SUCS CL

LIMITE PLASTICO

Numero de Golpes	Peso	Capsula + Suelo Humedo	Capsula + Suelo Seco	Peso de Agua	Peso Suelo Seco	Humedad	Limite Plastico (%)
209	10.02	19.07	17.63	1.44	7.61	18.9%	19.5%
370	12.98	21.80	20.33	1.47	7.35	20.0%	

LIMITES DE PLASTICIDAD

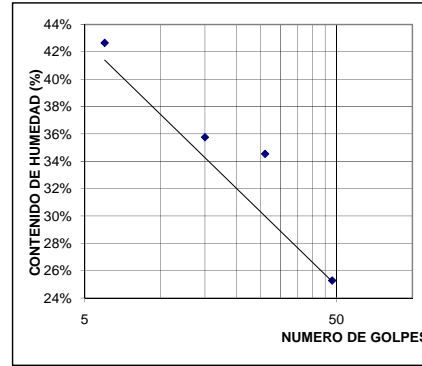
PROYECTO PLANTA DE NITROGENO CRYOINFRA
LOCALIZACION OCUAPAN, MPO, HUIMANGUILLO, TAB.
UBICACIÓN CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5
SONDEO S-3 M5-1
MUESTRA MC-3
PROF. 2.55 m
OPERADOR CONSULTORES, S.A.

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE CAPSULA	PESO	CAPSULA + SUELO HUMEDO	CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE AGUA	PESO SUELO SECO	HUMEDAD W	NUMERO DE GOLPES
147	11.30	40.94	34.96	5.98	23.66	25.3%	48
362	9.63	38.14	30.82	7.32	21.19	34.5%	26
320	8.82	41.32	32.76	8.56	23.94	35.8%	15
334	6.60	32.35	24.65	7.70	18.05	42.7%	6

LIMITE PLASTICO

131	11.20	19.77	18.55	1.22	7.35	16.6%	16.4%
238	10.11	18.07	16.96	1.11	6.85	16.2%	



W = 34.6%
 LL = 34.1%
 LP = 16.4%
 IP = 17.7%

SUCS CL

LIMITES DE PLASTICIDAD

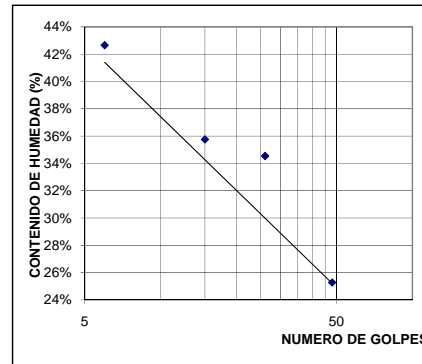
PROYECTO PLANTA DE NITROGENO CRYOINFRA
LOCALIZACION OCUAPAN, MPO, HUIMANGUILLO, TAB.
UBICACIÓN CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5
SONDEO S-3 M5-1
MUESTRA MC-3
PROF. 2.55 m
OPERADOR CONSULTORES, S.A.

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE CAPSULA	PESO	CAPSULA + SUELO HUMEDO	CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE AGUA	PESO SUELO SECO	HUMEDAD W	NUMERO DE GOLPES
147	11.30	40.94	34.96	5.98	23.66	25.3%	48
362	9.63	38.14	30.82	7.32	21.19	34.5%	26
320	8.82	41.32	32.76	8.56	23.94	35.8%	15
334	6.60	32.35	24.65	7.70	18.05	42.7%	6

LIMITE PLASTICO

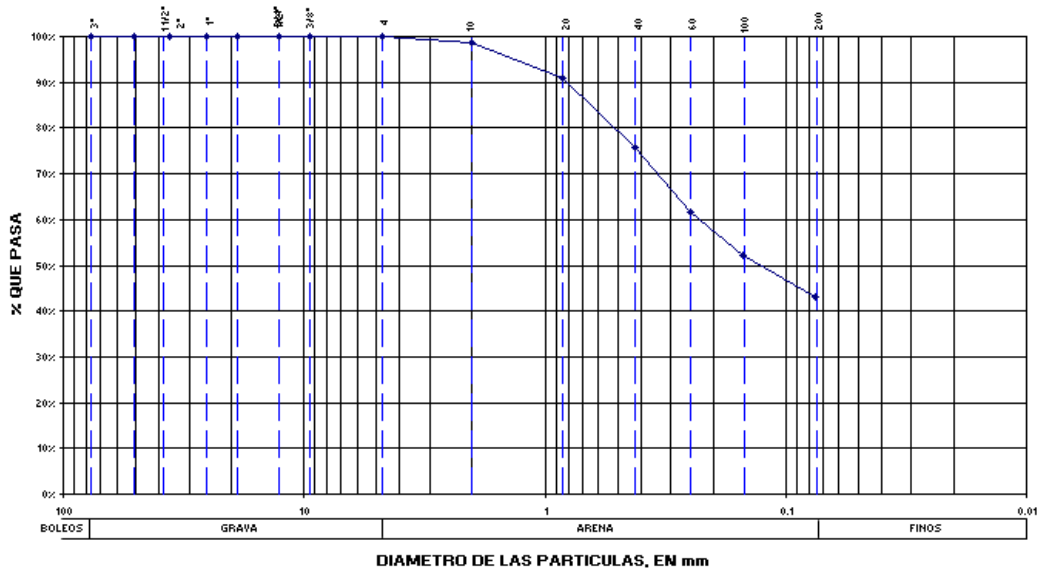
131	11.20	19.77	18.55	1.22	7.35	16.6%	16.4%
238	10.11	18.07	16.96	1.11	6.85	16.2%	



W = 34.6%
 LL = 34.1%
 LP = 16.4%
 IP = 17.7%

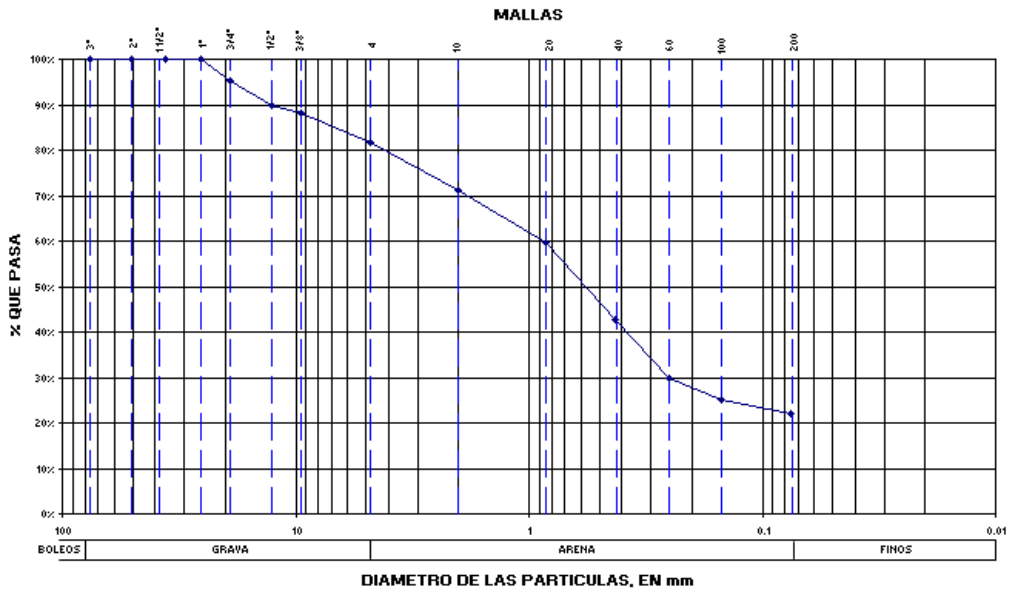
SUCS CL

ANALISIS GRANULOMETRICO MEDIANTE MALLAS



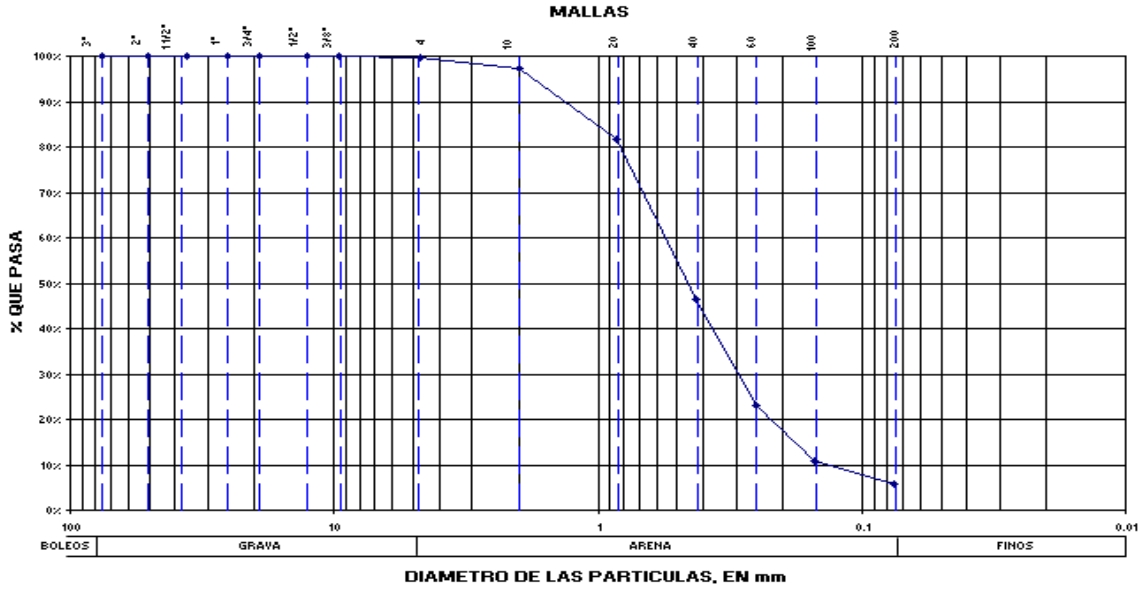
SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 10% D ₁₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 30% D ₃₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 60% D ₆₀ (MM)	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C _u	COEFICIENTE DE CURVATURA C _c	CLASIFICACION
SM - 1 M 2 0.90 m	0.99	0.64	0.62	0.63	1.16	LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO, CAFE CLARO CON ALGUNAS RAICES, CON M.P.C. Y M.P.M.O.

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.	
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO	
GRANULOMETRIA	
Hoy: 05	
AUT.: H.L.C.P.	FIG. V.3.1



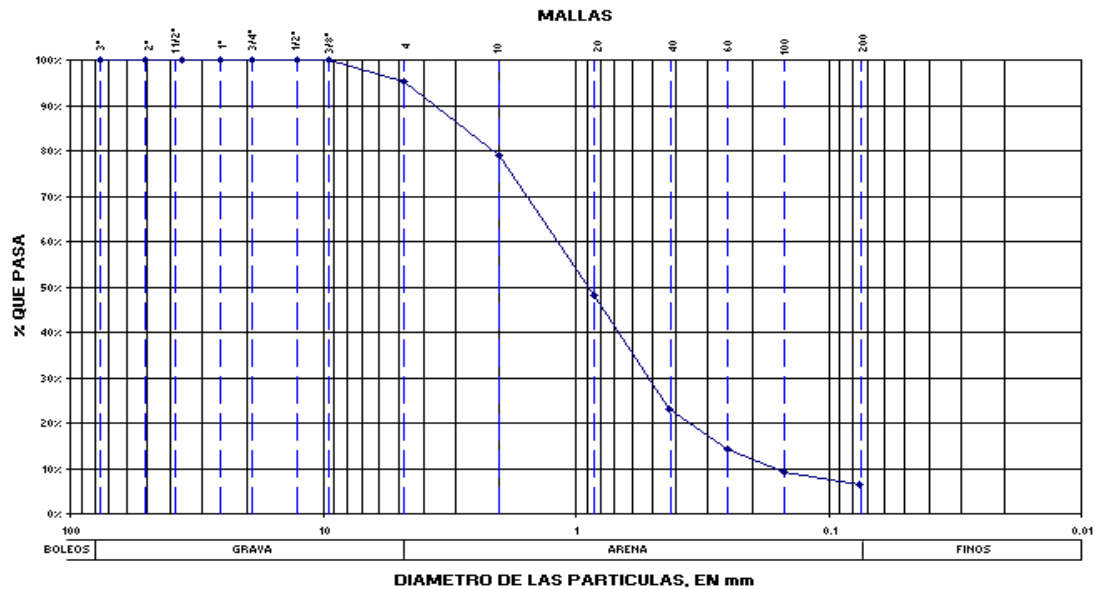
SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 10% D ₁₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 30% D ₃₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 60% D ₆₀ (MM)	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C _u	COEFICIENTE DE CURVATURA C _c	CLASIFICACION
SM - 1 M 22 13.50 m	0.71	0.51	0.30	0.42	1.23	ARENA LIMOSA CON GRAYAS DE HASTA 3/4", CAFE CLARO CON MANCHAS DE OXIDACION; CON M.P.C. Y M.P.M.O.

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.	
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO	
GRANULOMETRIA	
Hoy: 05	
AUT.: H.L.C.P.	FIG. V.3.2



SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD AD (m)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 10% D ₁₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 30% D ₃₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 60% D ₆₀ (MM)	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C _u	COEFICIENTE DE CURVATURA C _c	CLASIFICACION
SM - 2 M 47-2 28.70 m	0.97	0.64	0.23	0.24	1.84	ARENA MEDIA A FINA DE POMEZ CON ALGUNAS GRAVILLAS AISLADAS, GRIS VERDOSO Y OLIVO CON ALGUNAS MANCHAS DE OXIDACIÓN; COM.M.P.C. y M.P.H.O.

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.	
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO	
GRANULOMETRIA	
H ₁₄ -II	
AUT.: N.L.C.F.	FIG. N.º. V.3.3



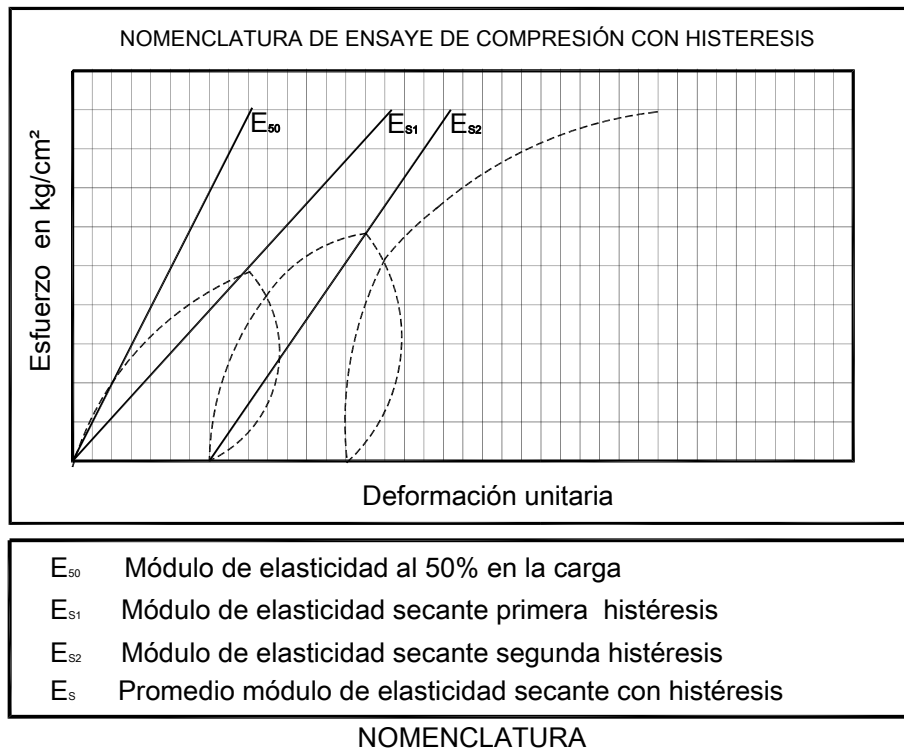
SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 10% D ₁₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 30% D ₃₀ (MM)	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS 60% D ₆₀ (MM)	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C _u	COEFICIENTE DE CURVATURA C _c	CLASIFICACION
SM - 2 M 55 33.60 m	0.79	0.36	0.14	0.18	1.17	ARENA MEDIA A FINA CON ALGUNAS GRAVILLAS AISLADAS, CAFÉ CLARO CON MANCHAS DE OXIDACIÓN; COM M.P.C. y M.P.H.O.

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.	
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO	
GRANULOMETRIA	
H ₁₄ -II	
AUT.: N.L.C.F.	FIG. V.3.4

A las muestras inalteradas obtenidas con los muestreadores de los tubos Shelby y las labradas de los pozos a cielo abierto además de las anteriores pruebas se les hicieron las siguientes:

- Compresión triaxial no consolidada - no drenada
- Compresión triaxial consolidada - no drenada
- Triaxial esfuerzo - deformación unitaria
- Prueba de saturación bajo carga
- Peso volumétrico natural
- Consolidación unidimensional en el odómetro, se determinaron los parámetros de compresibilidad de los materiales fundamentalmente arcillosos, en las figuras, se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas.

ANEXO. Gráficos de resultados de pruebas de laboratorio

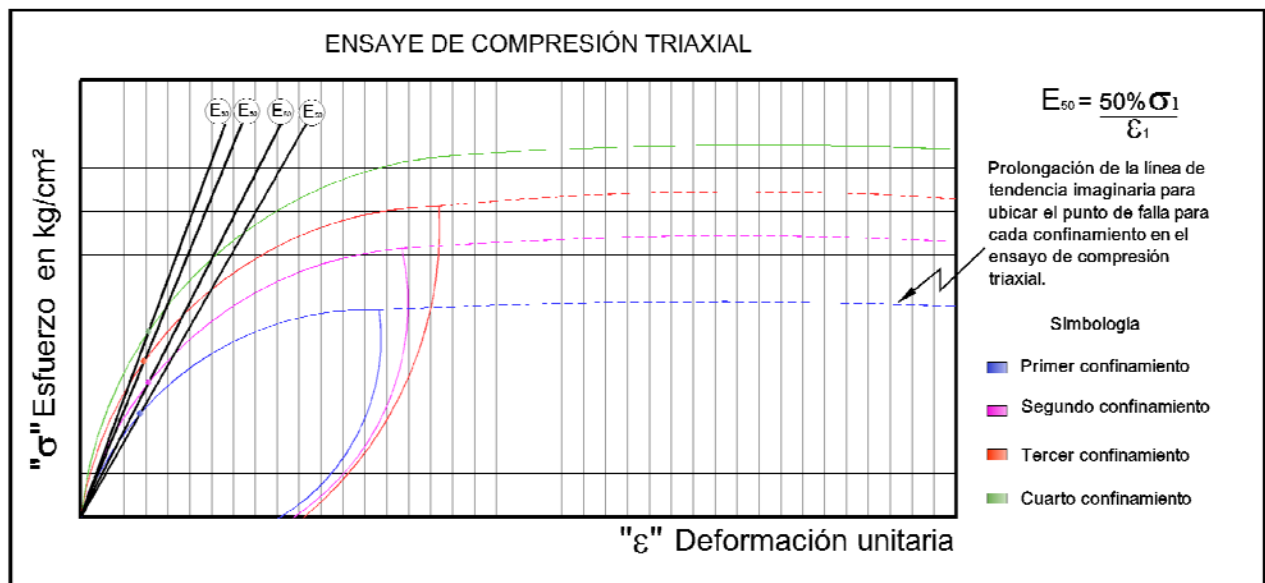


En los depósitos arcillosos, los asentamientos tienen fundamentalmente dos componentes, una de tipo inmediato que se da luego de la construcción de la obra por fenómenos de deformación instantánea, estos se calculan con el módulo de elasticidad E_{50} el cual se obtiene de pruebas de compresión triaxial y otra de tipo diferido, asociada al fenómeno de consolidación del suelo. Los valores de resistencia obtenidos se muestran en la tabla V.2.

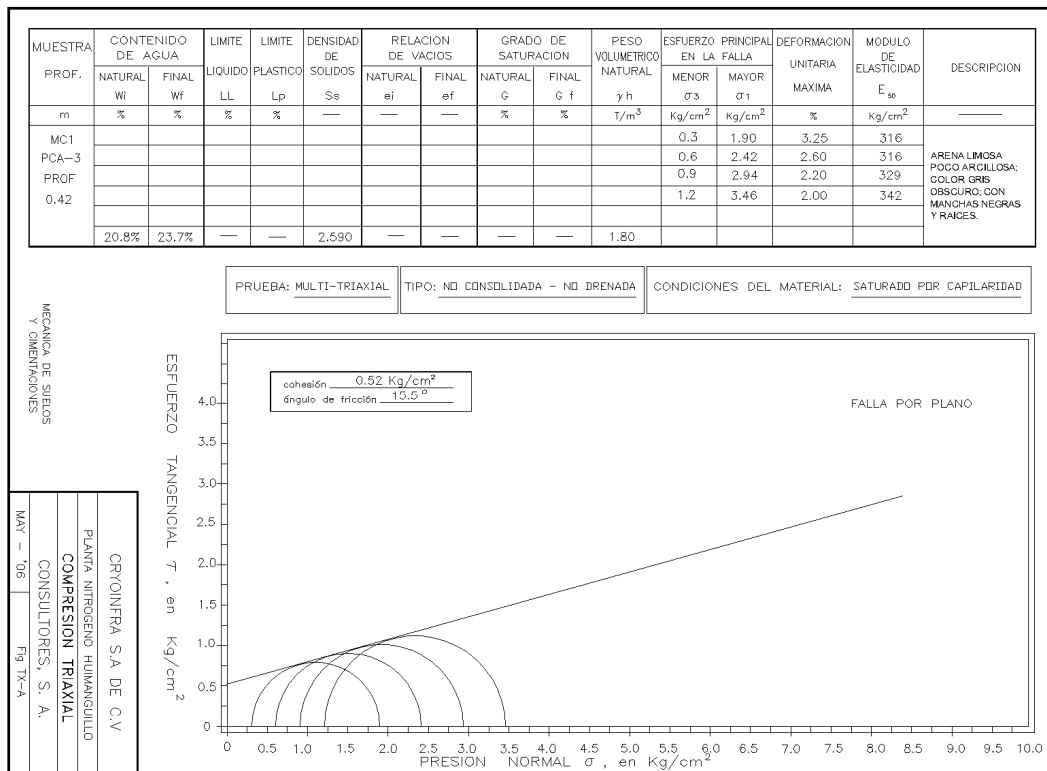
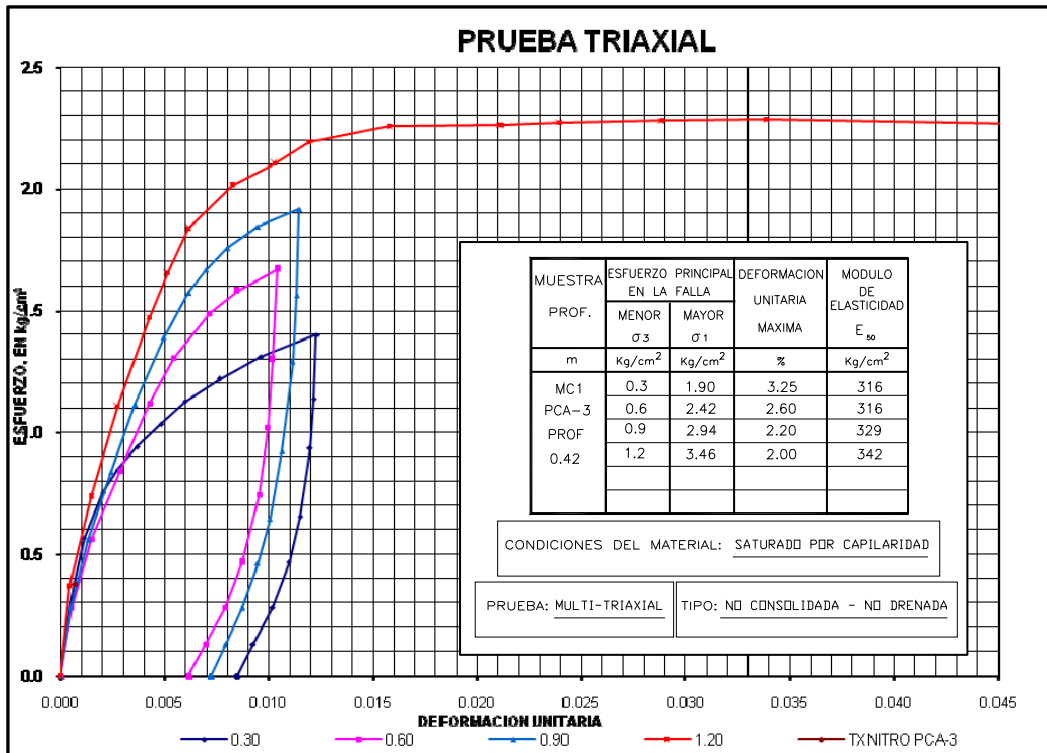
De la prueba de compresión simple no confinada, con y sin ciclos de histéresis, se determinaron los parámetros de resistencia de los materiales arcillosos, en condiciones no drenadas. Es importante recalcar que de las pruebas de compresión simple con y sin ciclos de histéresis únicamente se determinaron los valores de q_u (resistencia a la compresión en, kg/cm^2).

A continuación se presentan los resultados de las pruebas triaxiales y una figura esquemática que muestra la forma de calcular los módulos de elasticidad en pruebas triaxiales cíclicas.

En las pruebas multitriaxiales los módulos elásticos al 50% en la carga se determinaron para cada ensayo triaxial en cada uno de los confinamientos como puede apreciarse en la siguiente figura esquemática.



RESULTADOS DE PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.



MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

MAY - '96

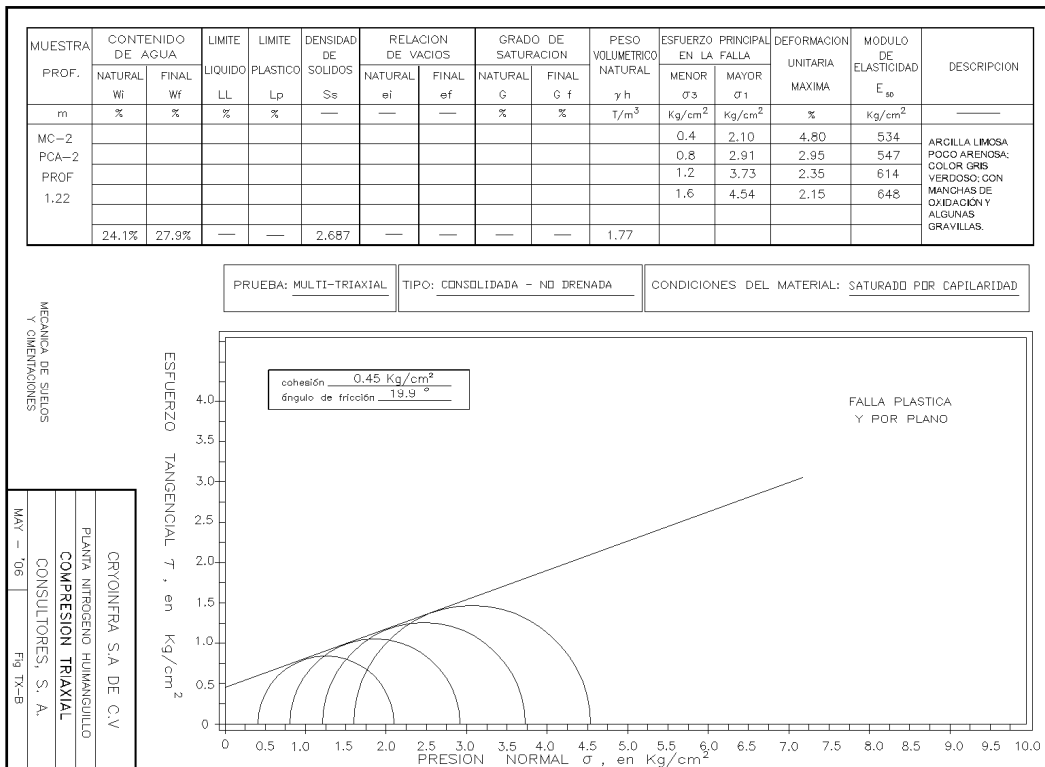
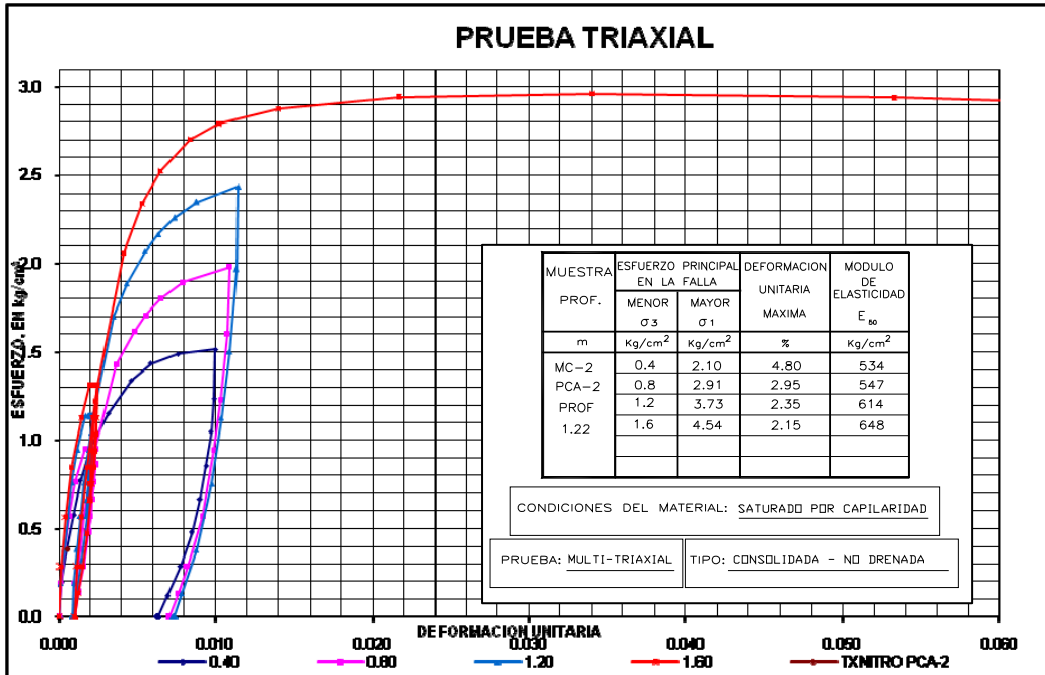
ORVINOI FRA S.A DE C.V

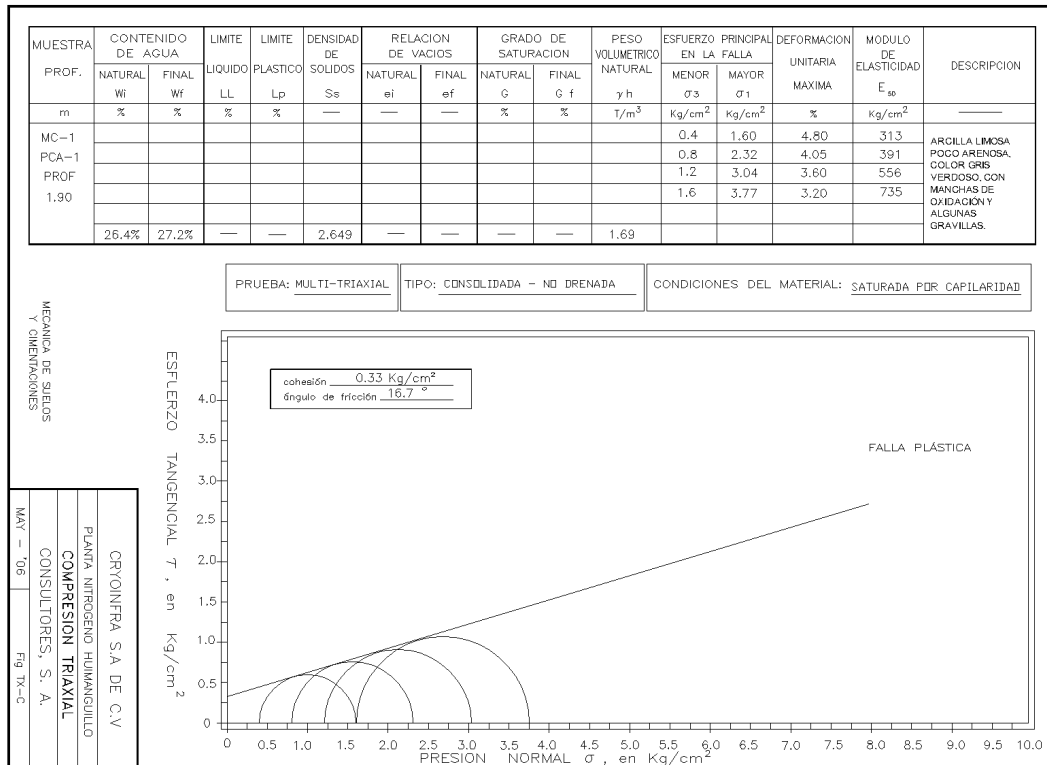
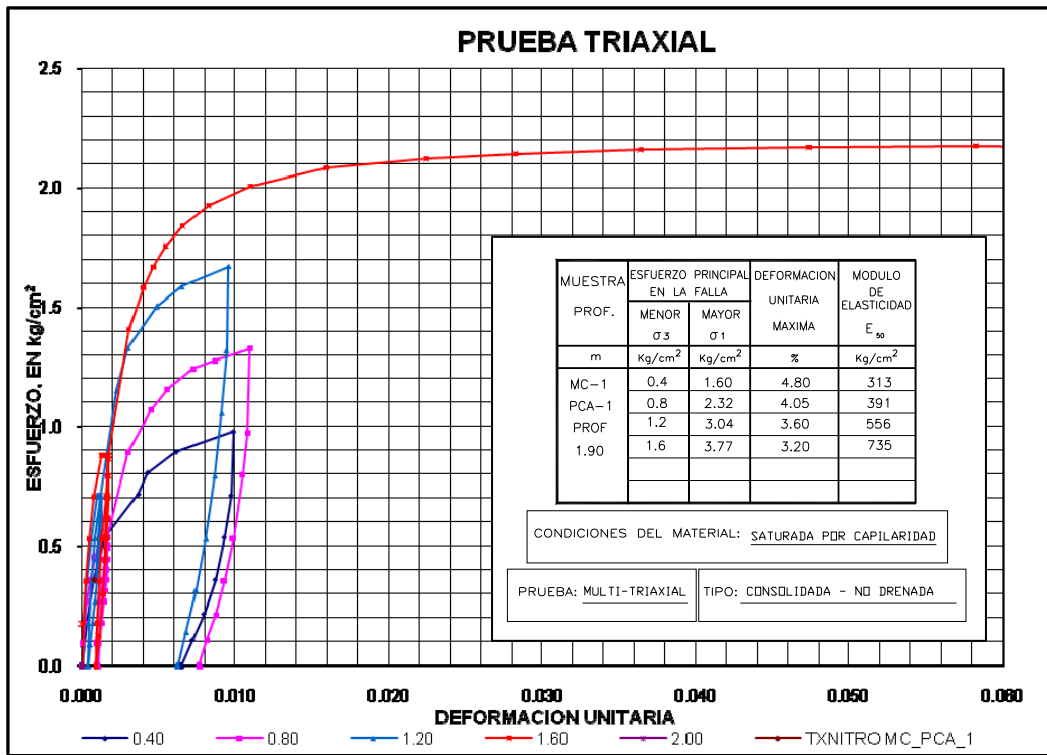
PLANTA NITROGENO HUMANOQUILLO

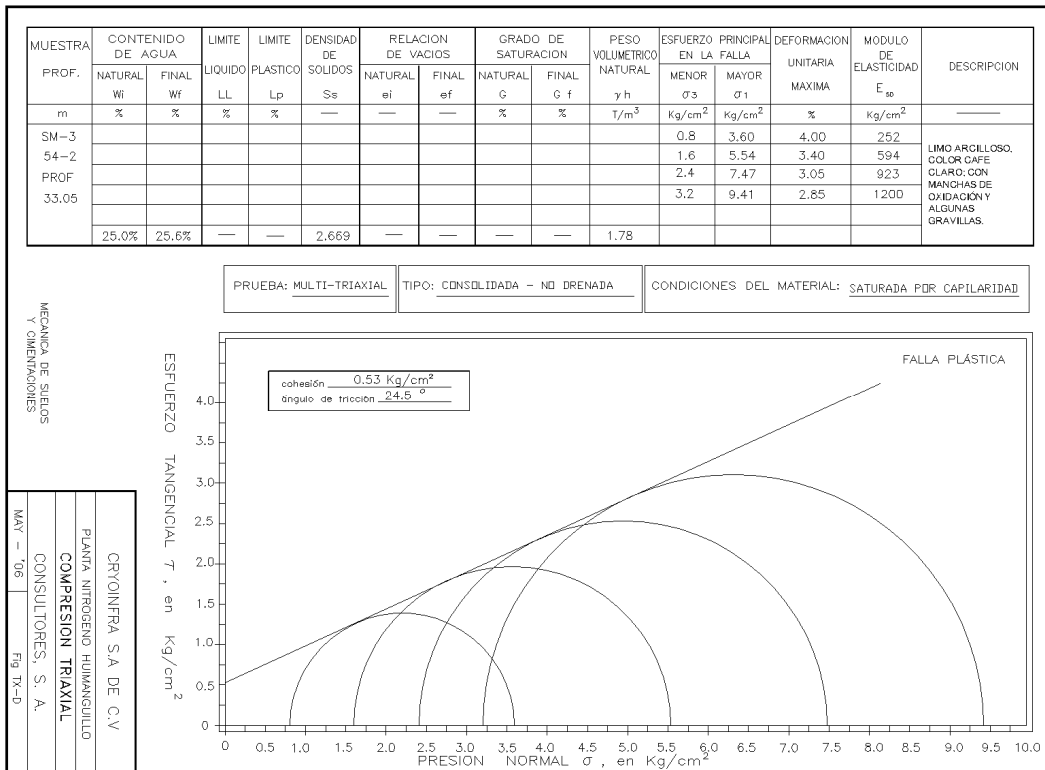
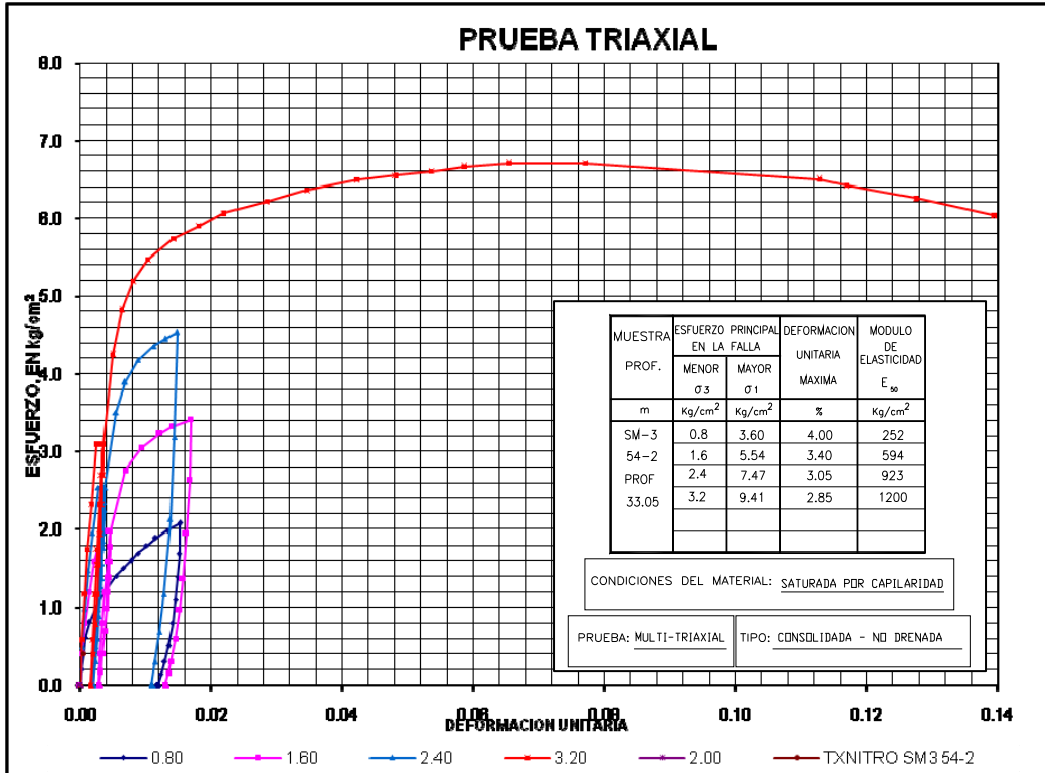
COMPRESION TRIAXIAL

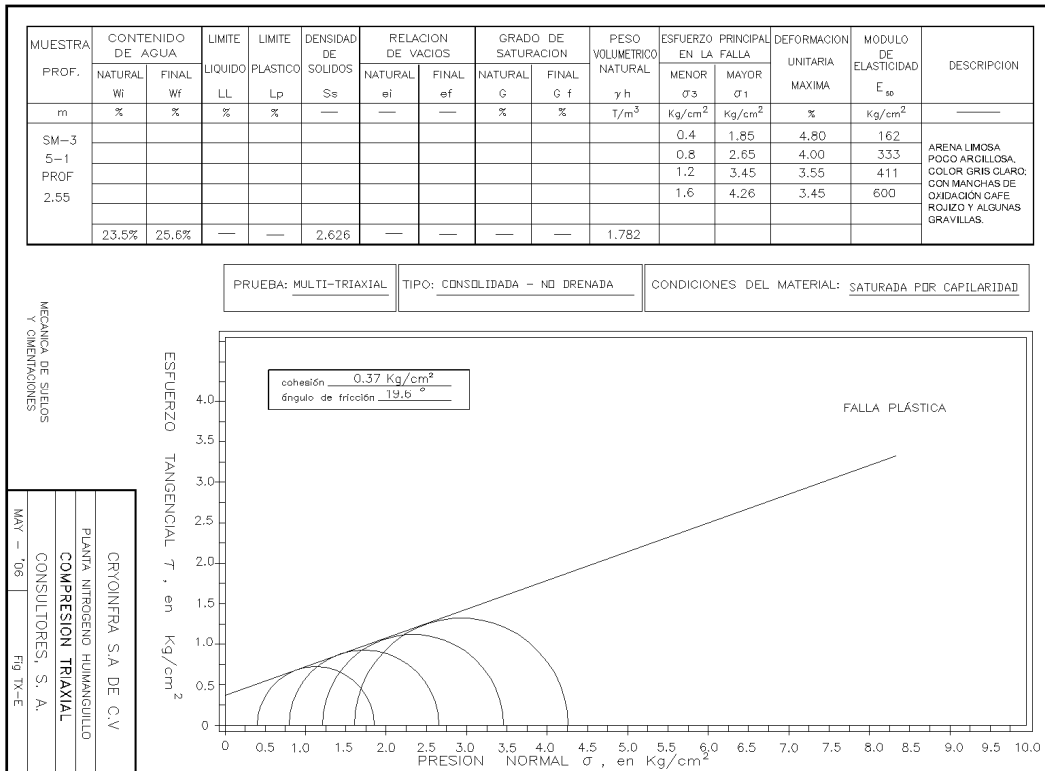
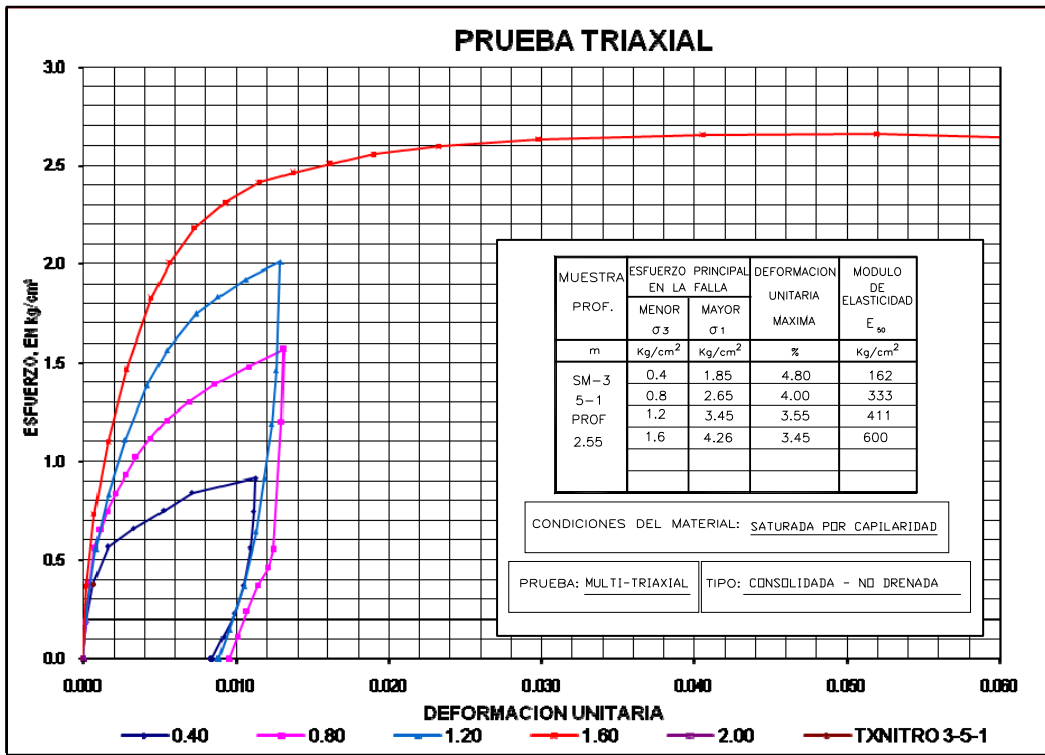
CONSULTORES, S. A.

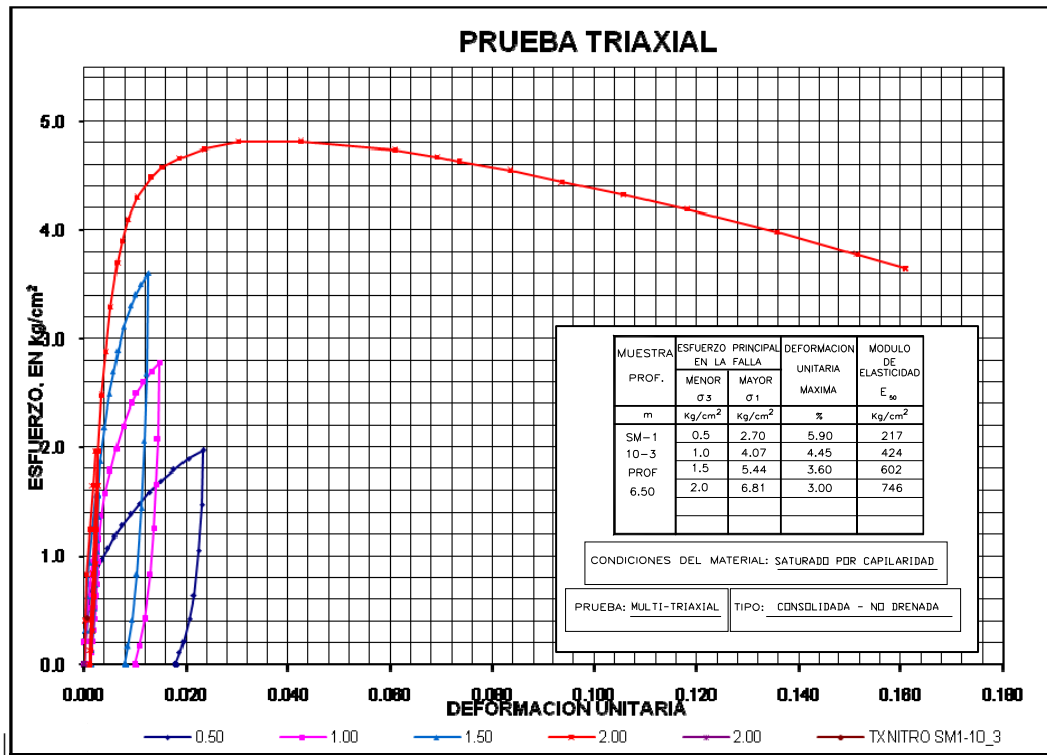
Fig. TX-A





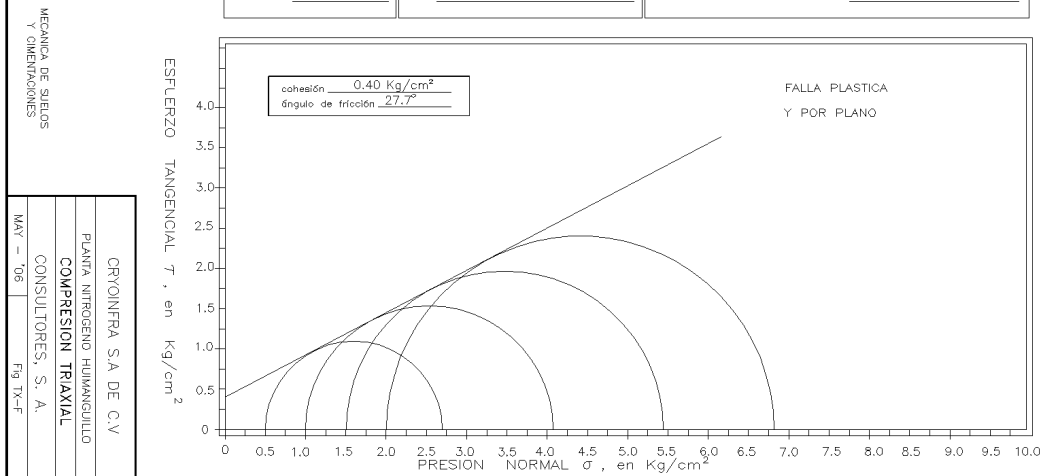


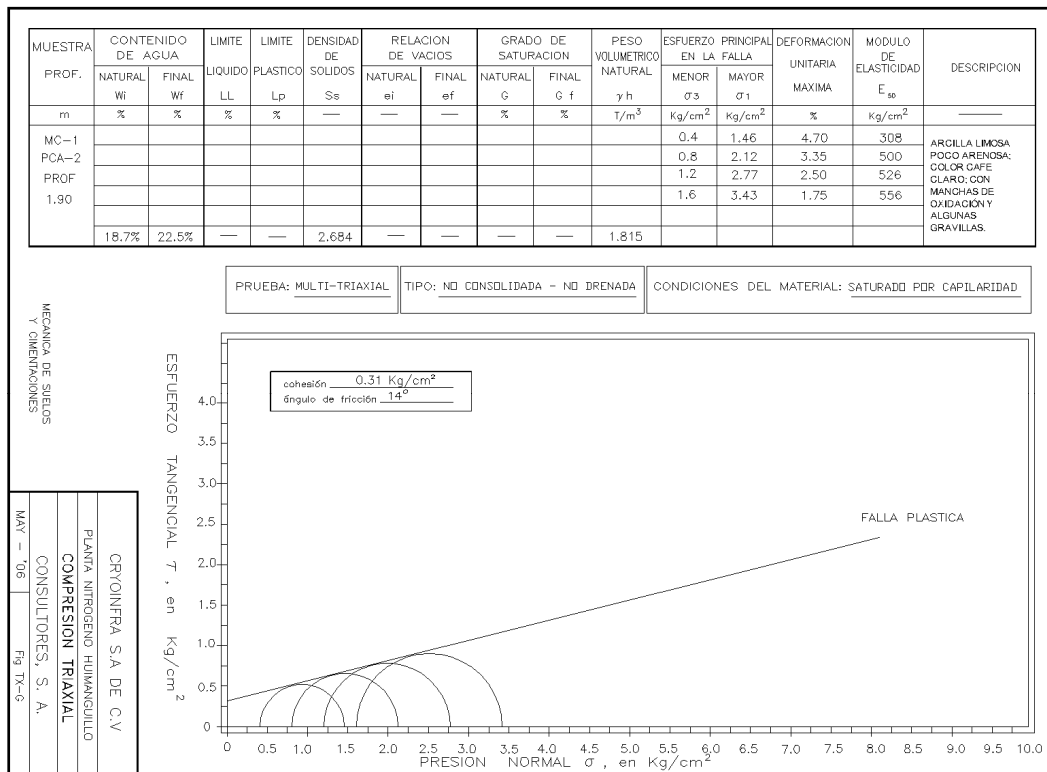
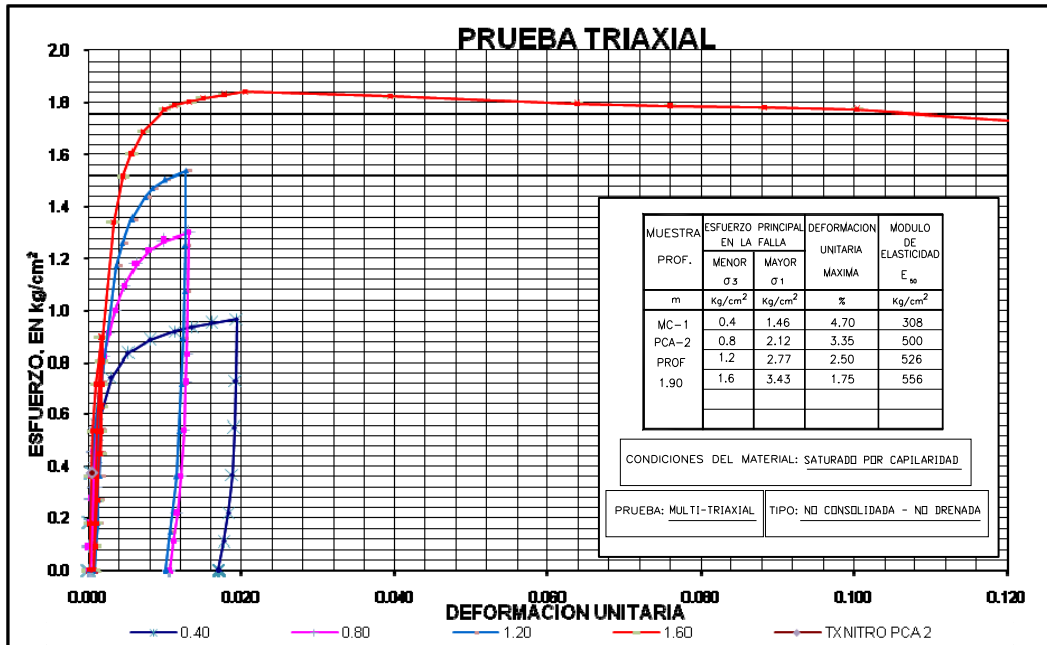


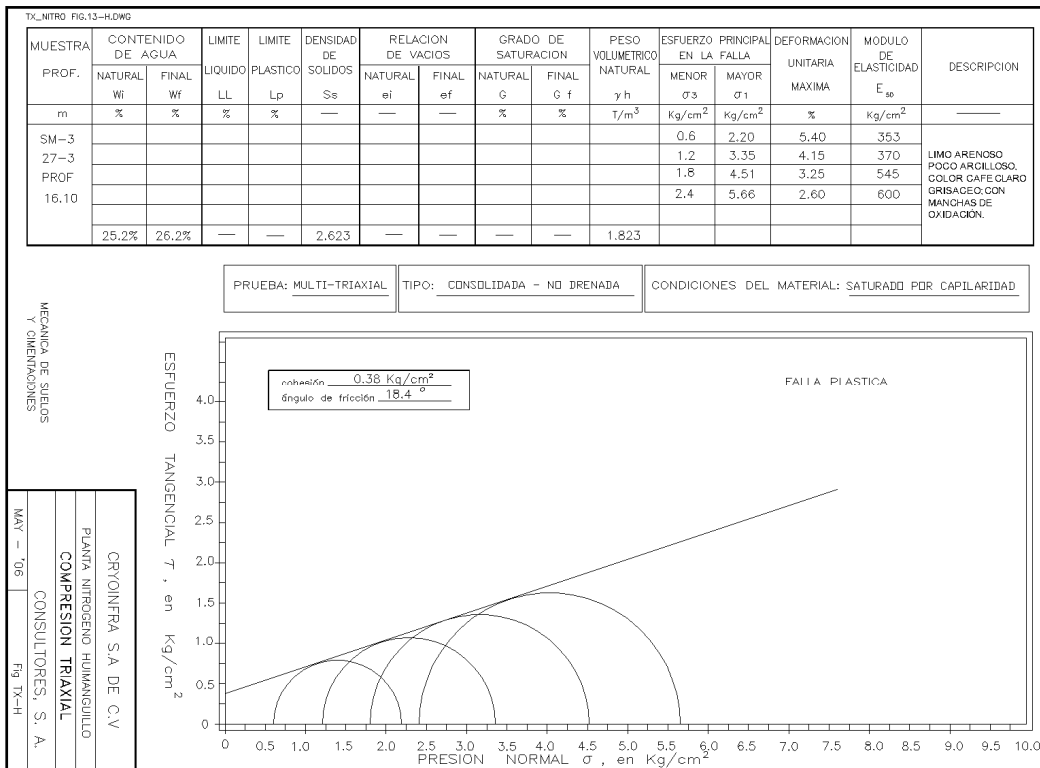
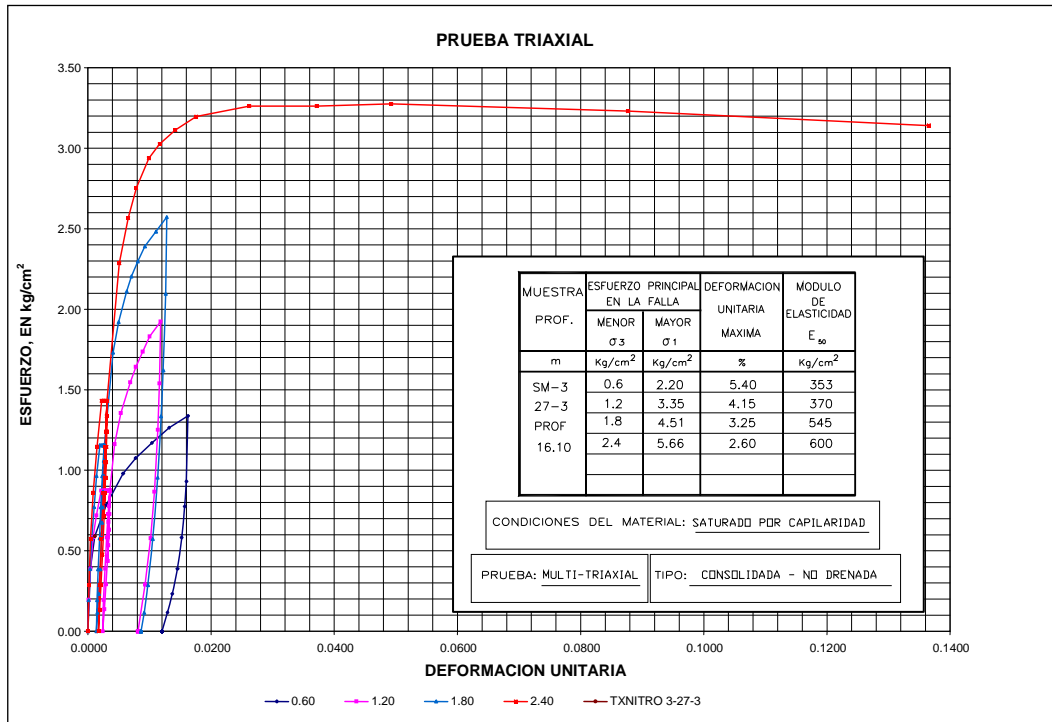


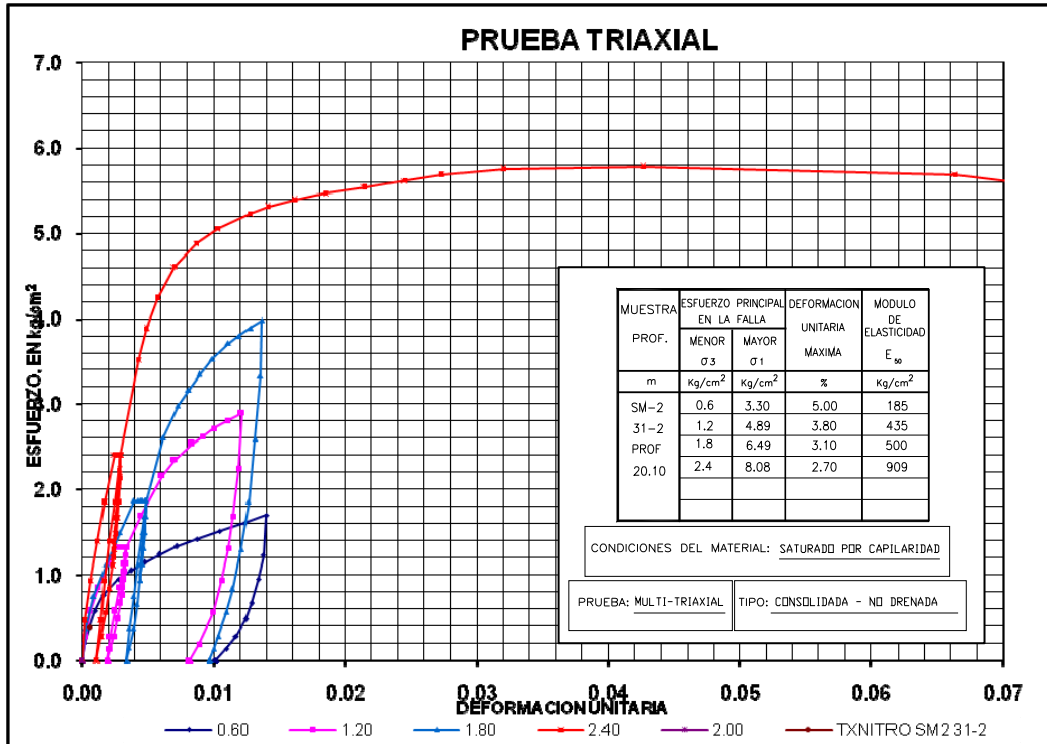
MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO Lp	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO NATURAL y _h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA MAXIMA	MODULO DE ELASTICIDAD E ₅₀	DESCRIPCION
	NATURAL W _i	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL C	FINAL C _f		σ ₃	σ ₁			
m	%	%	%	%	—	—	—	%	%	t/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	—
SM-1											0.5	2.70	5.90	217	ARENA MEDIA A FINA LIMOSA, COLOR CAFE CLARO AMARILLENTO Y GRIS CLARO CON ALGUNAS GRAVILLAS.
10-3											1.0	4.07	4.45	424	
PROF											1.5	5.44	3.60	602	
6.50											2.0	6.81	3.00	746	
	22.0%	21.0%	—	—	2.653	—	—	—	—	1.816					

PRUEBA: MULTI-TRIAXIAL TIPO: CONSOLIDADA - NO DRENADA CONDICIONES DEL MATERIAL: SATURADO POR CAPILARIDAD



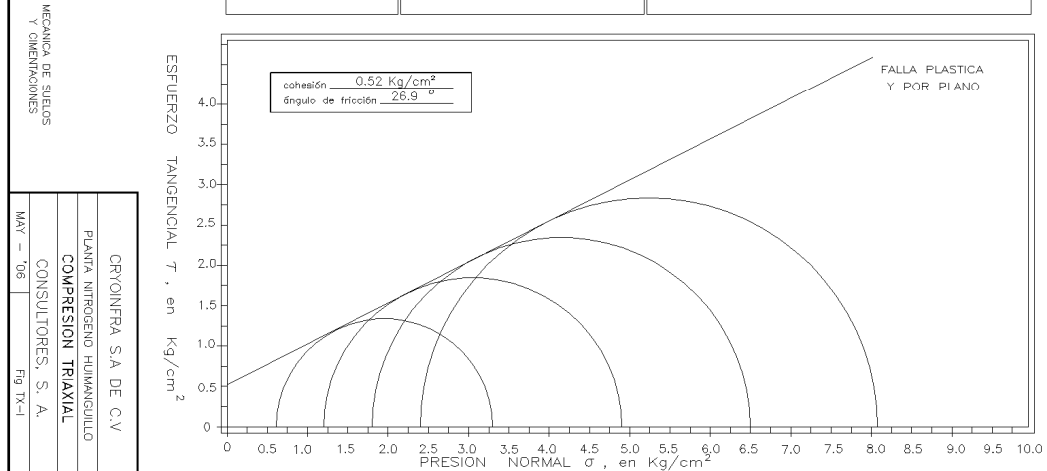


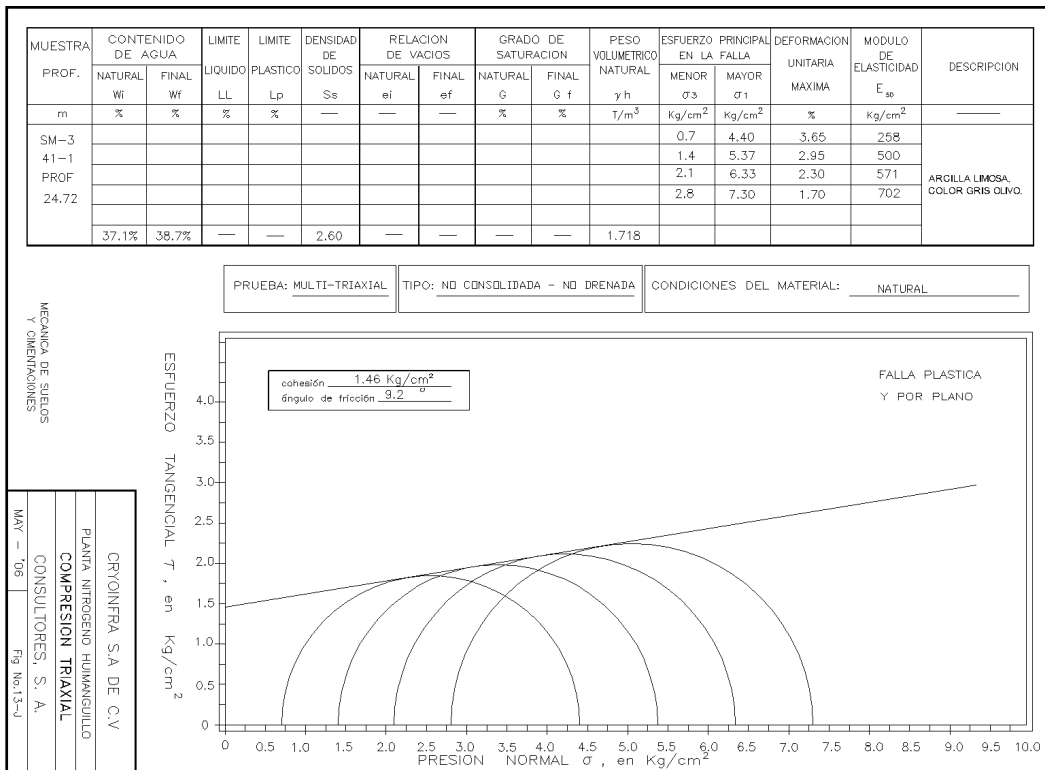
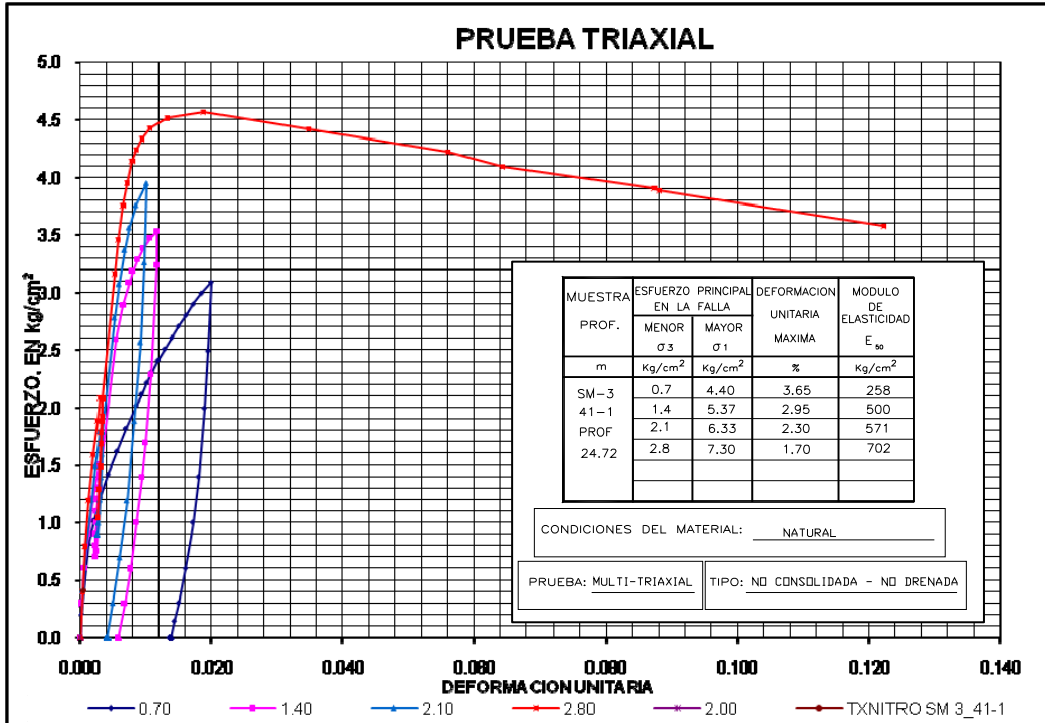


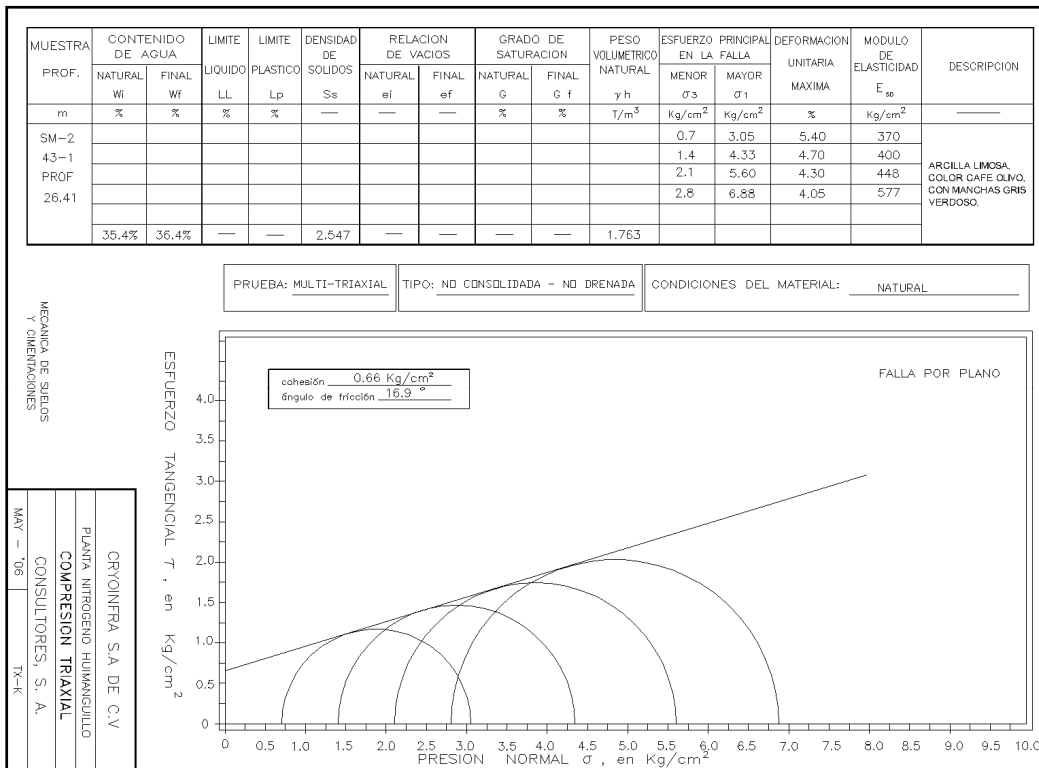
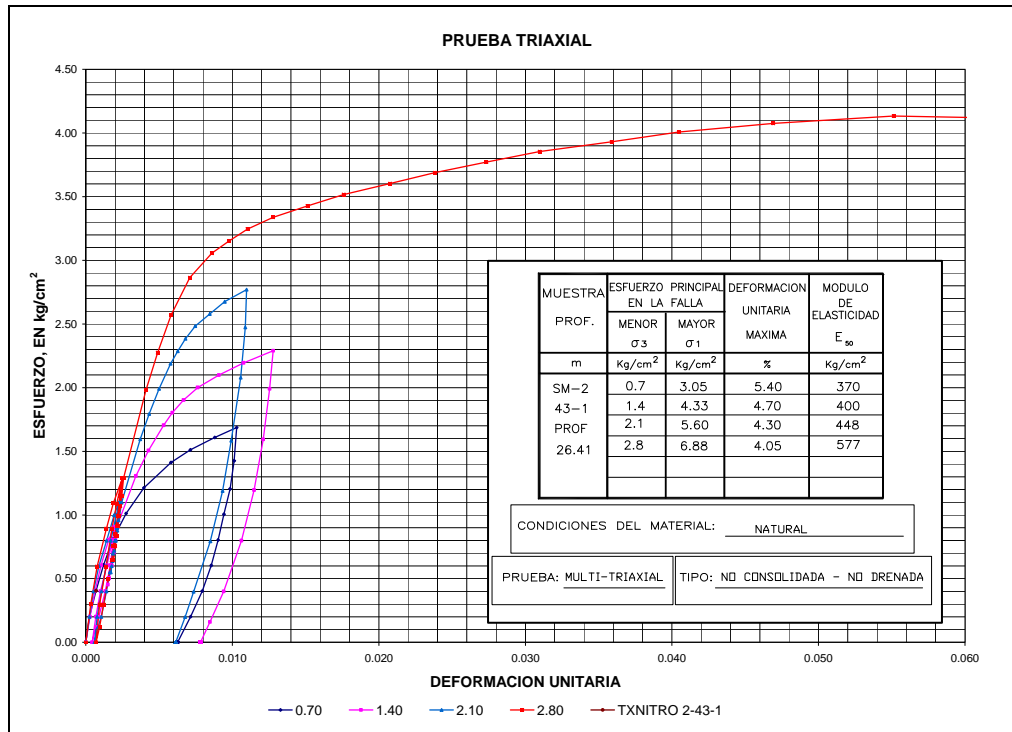


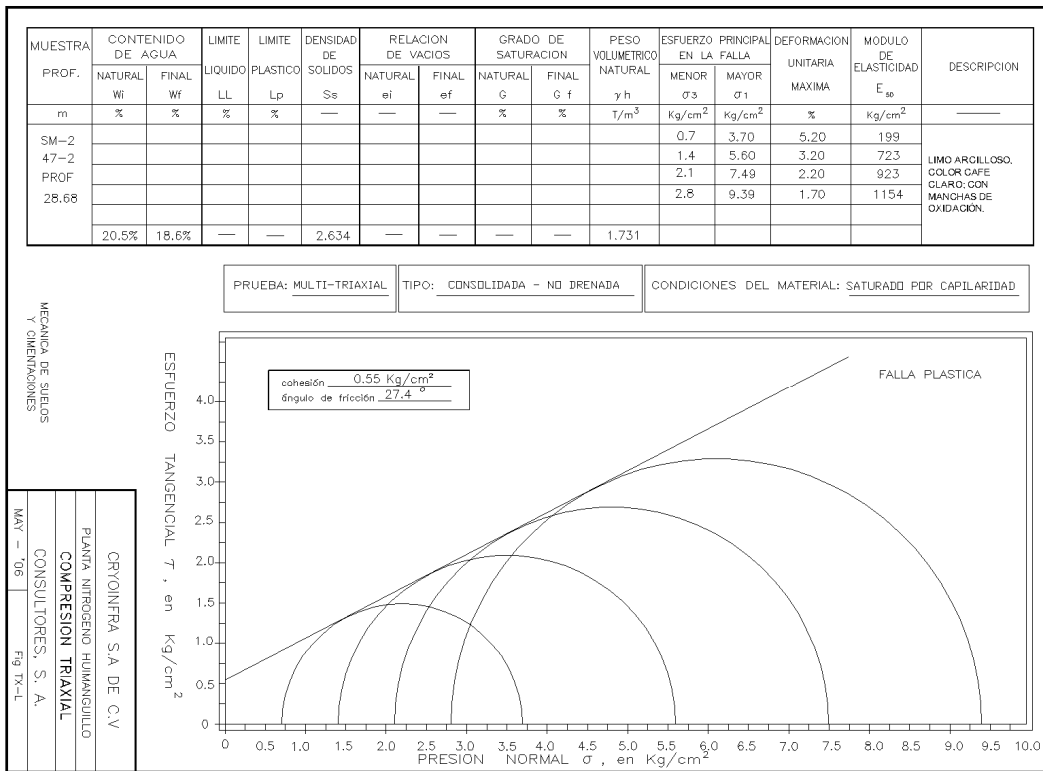
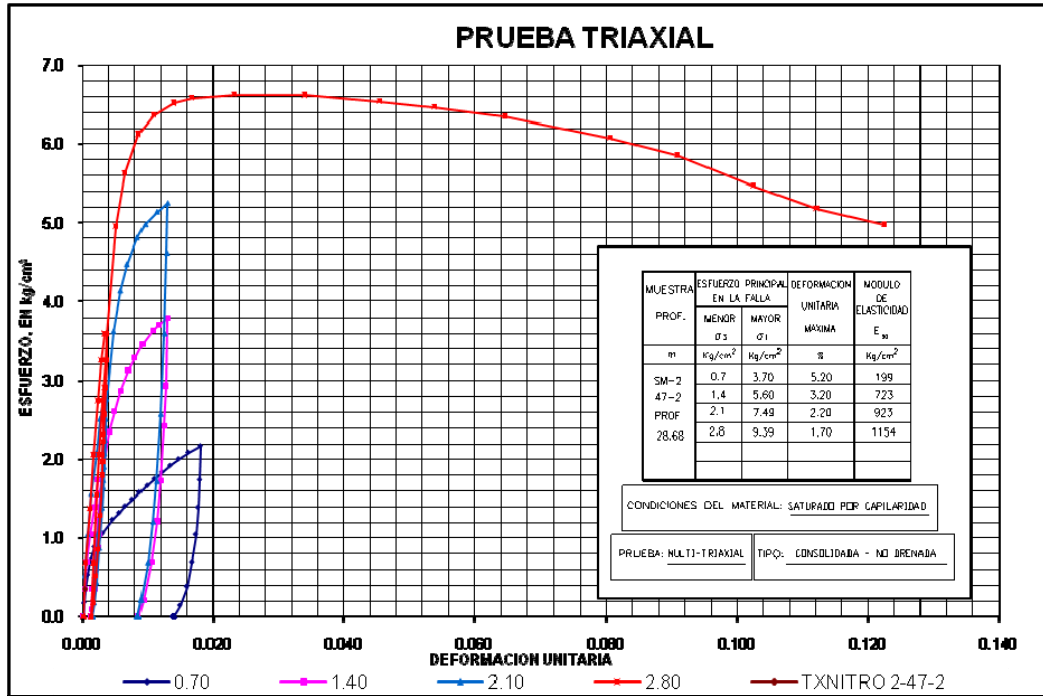
MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE		DENSIDAD DE SOLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO NATURAL γ_h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA MAXIMA	MODULO DE ELASTICIDAD E_{50}	DESCRIPCION
	NATURAL W_i	FINAL W_f	LIQUIDO LL	PLASTICO Lp		NATURAL e_i	FINAL e_f	NATURAL G	FINAL G_f		Menor σ_3	Mayor σ_1			
m	%	%	%	%	—	—	—	%	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	—
SM-2											0.6	3.30	5.00	185	ARENA FINA (POMEZ) LIMPIA, COLOR GRIS VERDOSO, CON MANCHAS DE OXIDACION Y ALGUNAS GRAVILLAS.
31-2											1.2	4.89	3.80	435	
PROF											1.8	6.49	3.10	500	
20.10											2.4	8.08	2.70	909	
	17.9%	19.9%	—	—	2.339	—	—	—	—	1.883					

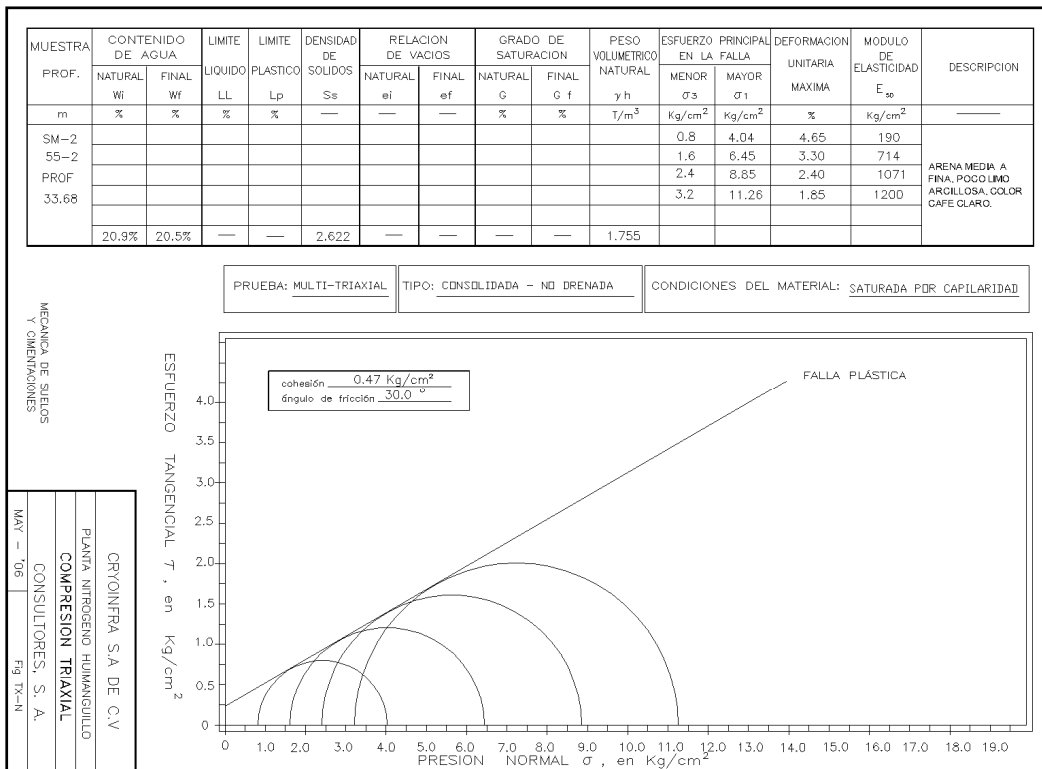
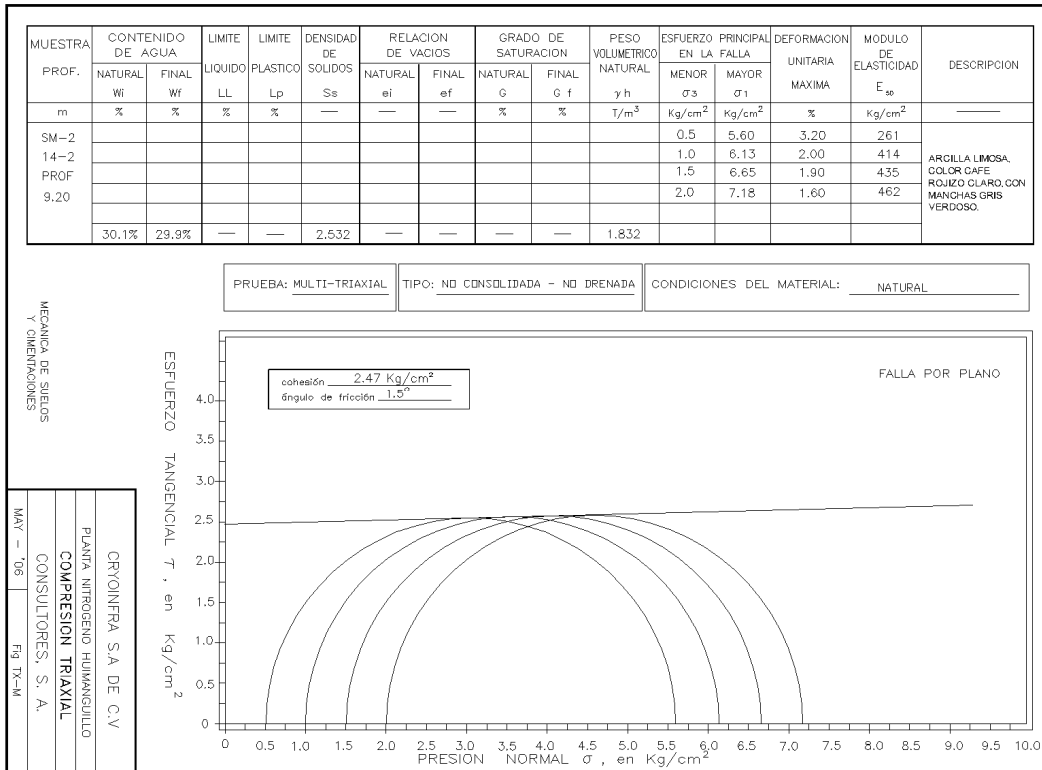
PRUEBA: MULTI-TRIAxIAL TIPO: CONSOLIDADA - NO DRENADA CONDICIONES DEL MATERIAL: SATURADO POR CAPILARIDAD



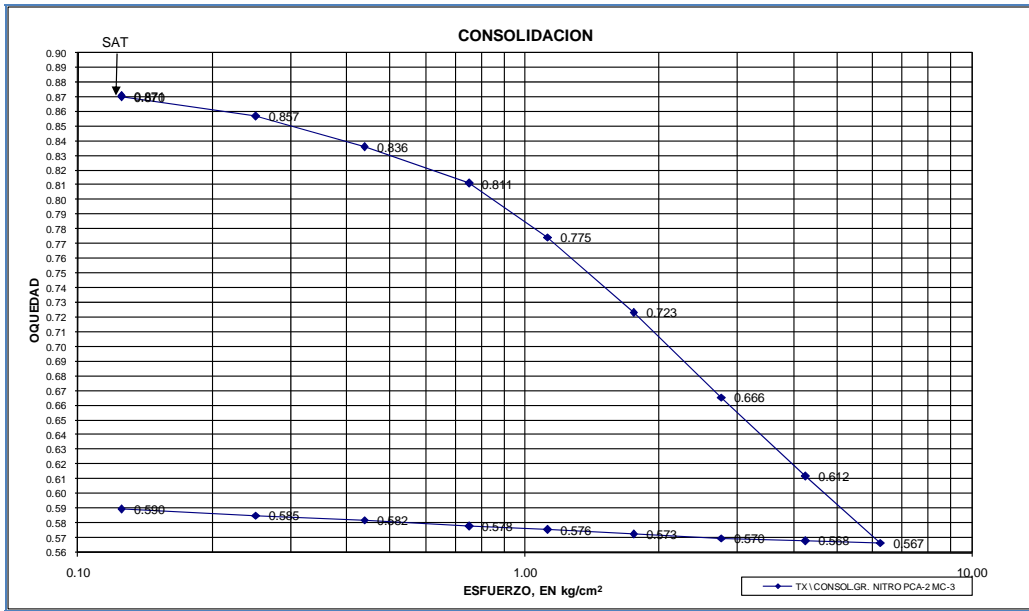








PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN



SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS		PESO VOLUMÉTRICO NATURAL γ_n (T/m ³)	CLASIFICACIÓN
	NATURAL Wt%	FINAL Wt%		NATURAL e_i	FINAL e_f		
PCA-2							
MC-3	15.7	20.0	2.627	0.884	0.800	1.813	LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO, COLOR OSCURO CON RAÍCES.
0.55							

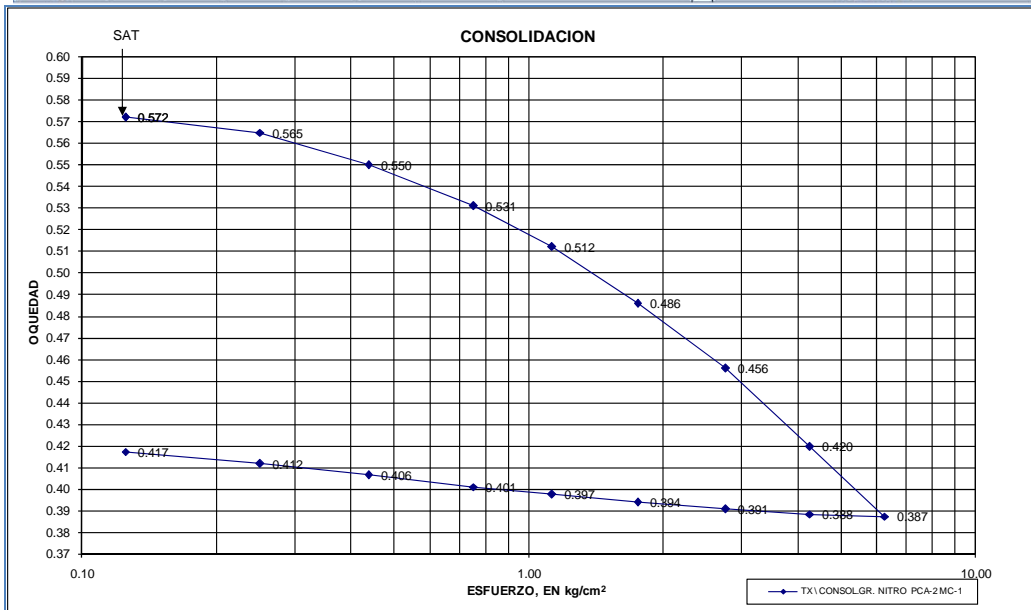
CRYOINFRA S. A. DE C. V.

PLANTA NITROGENO HUIMANGUILLO

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

May-06

AUT.: H.L.C.P.



SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S_s	RELACION DE VACIOS		PESO VOLUMÉTRICO NATURAL γ_n (T/m ³)	CLASIFICACIÓN
	NATURAL Wt%	FINAL Wt%		NATURAL e_i	FINAL e_f		
PCA-2							
MC-1	17.0	19.1	2.654	0.583	0.429	1.984	ARCILLA LIMOSA POCO ARENOSA, COLOR CAFÉ VERDOSO CON MANCHAS DE OXIDACIÓN.
1.9 m							

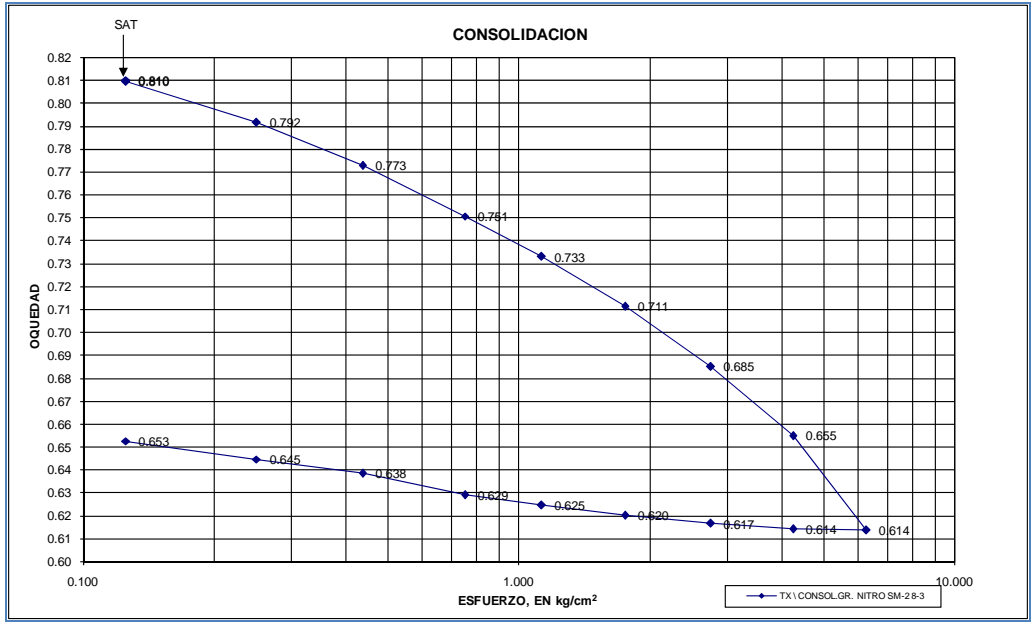
CRYOINFRA S. A. DE C. V.

PLANTA NITROGENO HUIMANGUILLO

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

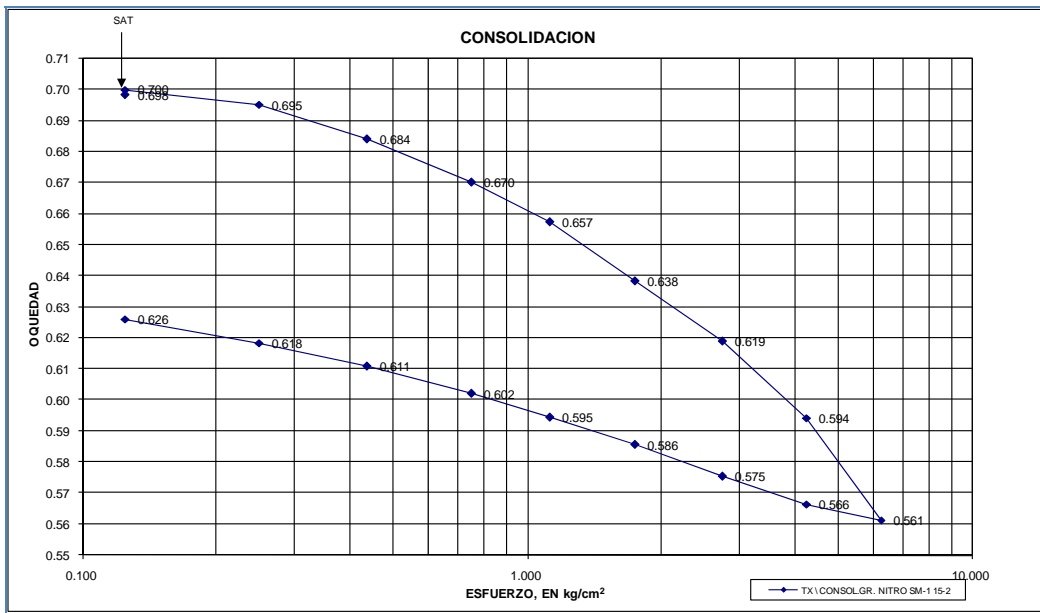
May-06

AUT.: H.L.C.P.



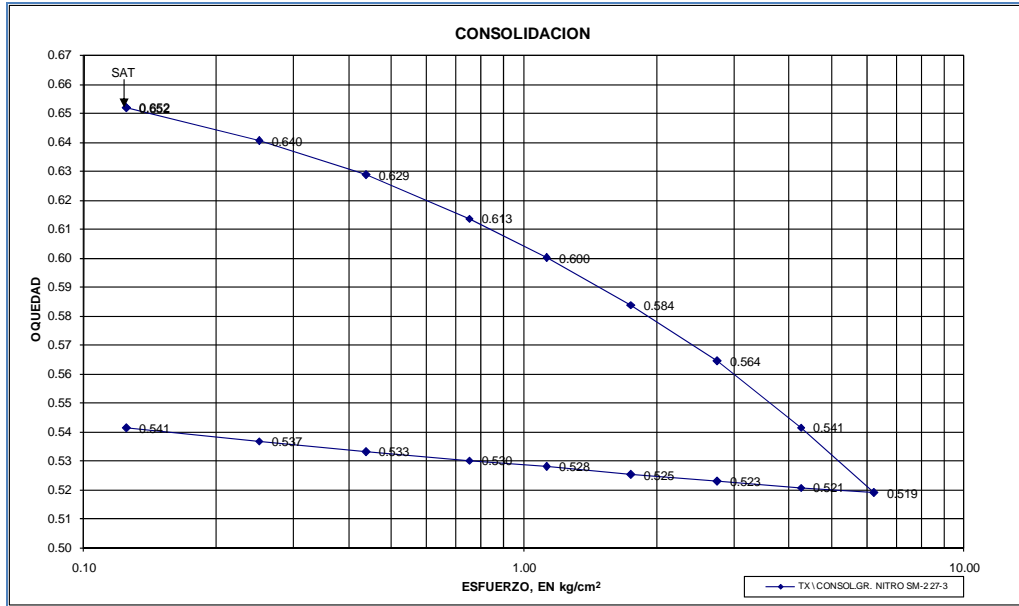
SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		PESO VOLUMETRICO NATURAL (γ (T/m³))	CLASIFICACIÓN
	NATURAL Wt%	FINAL Wt%		NATURAL e _i	FINAL e _f		
SM-2 8-3 5.00 m	28.5	28.2	2.853	0.829	0.670	1.834	LIMO ARENOSO, CAFE CLARO AMARILLENTO CON ALGUNAS MANCHAS DE OXIDACION

CRYOINFRA S. A. DE C. V.	
PLANTA NITROGENO HUIMANGUILLO	
PRUEBA DE CONSOLIDACION	
Maj-06	
AUT.: H.L.C.P.	



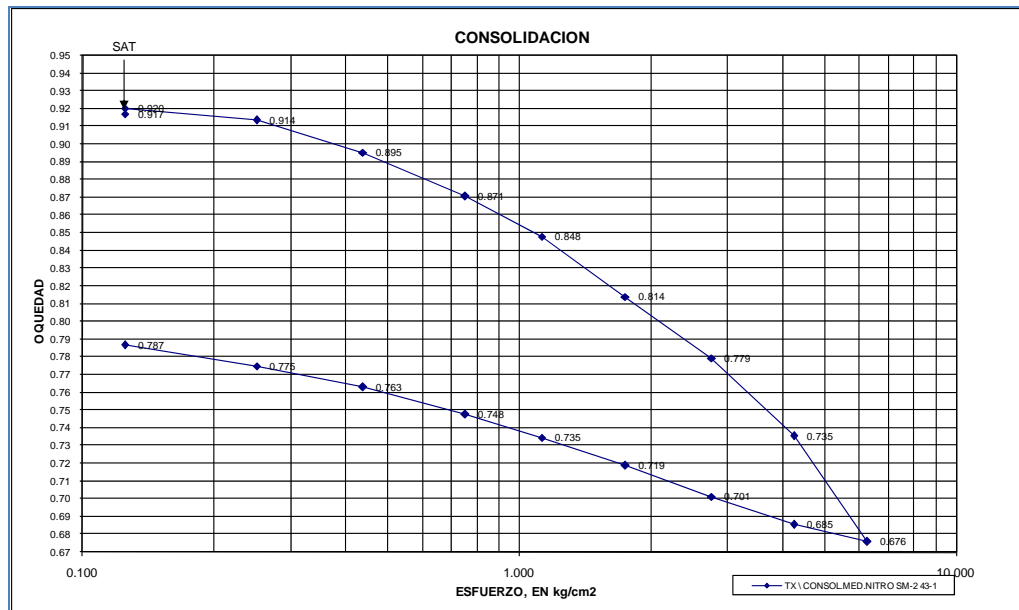
SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		PESO VOLUMETRICO NATURAL (γ (T/m³))	CLASIFICACIÓN
	NATURAL Wt%	FINAL Wt%		NATURAL e _i	FINAL e _f		
SM-1 15-2 9.42 m	28.1	28.3	2.530	0.708	0.638	1.897	ARCILLA LIMOSA, CAFE ROJIZO CLARO CON MANCHAS GRIS OLIVO Y VEDOSO.

CRYOINFRA S. A. DE C. V.	
PLANTA NITROGENO HUIMANGUILLO	
PRUEBA DE CONSOLIDACION	
Maj-06	
AUT.: H.L.C.P.	



SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S_s	RELACIÓN DE VACÍOS		PESO VOLUMÉTRICO NATURAL γ_n (T/m ³)	CLASIFICACIÓN
	NATURAL Wt %	FINAL Wt %		NATURAL e_i	FINAL e_f		
SM-2							
27-3	18.8	20.1	2.601	0.606	0.554	1.855	LIMO ARENOSO, COLOR CAFÉ AMARILLENTO CON MANCHAS DE OXIDACIÓN.
17.70 m							

CRYOINFRA S. A. DE C. V.	
PLANTA NITROGENO HUIMANGUILLO	
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN	
Mh-06	
AUT: H.L.C.P.	



SONDEO, MUESTRA PROFUNDIDAD (m)	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S_s	RELACIÓN DE VACÍOS		PESO VOLUMÉTRICO NATURAL γ_n (T/m ³)	CLASIFICACIÓN
	NATURAL Wt %	FINAL Wt %		NATURAL e_i	FINAL e_f		
SM-2							
43-1	35.8	39.5	2.547	0.931	0.802	1.792	ARCILLA LIMOSA, CAFÉ OLIVO, CON MANCHAS GRIS VERDOSO Y ALGUNAS GRAVILLAS.
26.41 m							

CRYOINFRA S. A. DE C. V.	
PLANTA NITROGENO HUIMANGUILLO	
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN	
Mh-06	
AUT: H.L.C.P.	

ANEXO. Tabla V.2 Resumen de propiedades índice y mecánicas del subsuelo

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	CLASIFICACIÓN	w %	γ_{nat} t/m ³	Ss	LL %	LP %	Ip %	SUCS	F %	qu kg/cm ²
PCA-3	MC - 1	0.42	Capa de tierra vegetal; café oscuro con manchas café claro y raíces.	11.7	1.680	2.590	33.1	20.8	12.3	CL	41.4	0.62
PCA-1	MC - 1	0.54	Capa de tierra vegetal; café oscuro con manchas café claro y raíces.	31.0	1.760	2.649	31.0	19.5	11.5	CL	---	1.14
PCA - 2	MC-3	0.55	Capa de tierra vegetal; café oscuro con manchas café claro y raíces.	---	---	2.627	---	---	---	---	---	---
PCA - 1	MC - 3	1.22	Capa de tierra vegetal; café oscuro con manchas café claro y raíces.	---	---	---	---	---	---	---	46.0	---
PCA - 2	MC - 2	1.22	Capa de tierra vegetal; café oscuro con manchas café claro y raíces.	28.0	1.770	2.687	---	---	---	---	---	---
PCA - 3	MC-2	1.4	Acilla limosa poco arenosa, café claro con manchas amarillentas y algunas oxidaciones.	14.4	1.843	---	---	---	---	---	---	3.80
PCA - 2	MC-2	1.9	Acilla limosa poco arenosa con algunas gravillas, café rojizo claro con manchas grisáceas y algunas oxidaciones.	16.0	1.900	2.684	---	---	---	---	---	1.50
PCA-1	M C-1	1.9	Acilla limosa poco arenosa con algunas gravillas, café rojizo claro con manchas grisáceas y algunas oxidaciones.	22.7	1.76	2.687	44.6	20.2	24.4	CL	---	---
SM-2	4-2	2.3	Arena limosa poco arcillosa, café rojizo claro con algunas gravillas.	22.4	1.940	---	---	---	---	---	---	1.32
SM-3	5-1	2.55	Arena limosa poco arcillosa, café rojizo claro con algunas gravillas.	31.6	---	2.626	59.4	44.9	14.5	MH	---	---
SM-2	6	3.3	Arena limosa poco arcillosa, café rojizo claro con algunas gravillas.	---	---	---	---	---	---	---	39.9	---
SM-1	7-3	4.2	Limo arenoso, café claro amarillento con algunas manchas de oxidación.	24.3	1.830	---	---	---	---	---	---	0.92
SM-2	7-4	4.4	Limo arenoso, café claro amarillento con algunas manchas de oxidación.	22.6	1.831	---	52.9	25.7	27.2	CH	---	0.54
SM-2	8-2	4.6	Limo arenoso, café claro amarillento con algunas manchas de oxidación.	30.5	1.680	---	---	---	---	---	---	0.30
SM-2	8-3	5	Limo arenoso, café claro amarillento con algunas manchas de oxidación.	---	---	2.653	---	---	---	---	---	0.81
SM-3	11-1	6.4	Arcilla limosa, café claro amarillento con manchas gris verdoso y algunas manchas de oxidación.	23.2	2.000	---	---	---	---	---	---	0.149

NOMENCLATURA:

Ss = Densidad de sólidos
 LL = Límite líquido
 LP = Límite plástico
 Ip = Índice de plasticidad
 F = Porcentaje de finos

qu = Resistencia a la compresión simple
 γ_{nat} = Peso volumétrico natural

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO, TABASCO.
RESULTADOS DE PROPIEDADES
MAY - '06
DIB.: S.S.M.

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	CLASIFICACIÓN	w %	γ_{nat} t/m ³	Ss	LL %	LP %	Ip %	SUCS	F %	qu kg/cm ²
SM-1	10-3	6.5	Arena media a fina limosa con algunas gravillas, café claro con manchas grises y de oxidación.	46.2	---	2.653	44.9	27.7	17.2	ML	---	---
SM-2	10-2	7.3	Arena limosa con algunas gravillas, café claro con manchas grisáceas y rojizas.	21.9	1.840	---	---	---	---	---	---	0.255
SM-2	10-3	7.5	Arena limosa con algunas gravillas, café claro con manchas grisáceas y rojizas.	22.1	1.860	---	---	---	---	---	27.3	0.249
SM-2	14-2	9.2	Arcilla limosa, café rojizo claro con manchas gris olivo y verdoso y algunas manchas de oxidación.	64.6	---	2.532	63.6	21.9	41.8	CH	---	---
SM-1	15-1	9.22	Arcilla limosa, café rojizo con manchas gris olivo y verdoso y algunas manchas de oxidación.	28.7	1.870	---	---	---	---	---	---	1.61
SM-1	15-2	9.42	Arcilla limosa, café claro amarillento con manchas gris verdoso y algunas manchas de oxidación.	---	---	2.530	---	---	---	---	---	---
SM-3	16-3	9.5	Arcilla limosa, café rojizo con manchas gris olivo y verdoso y algunas manchas de oxidación.	27.3	1.850	---	---	---	---	---	---	2.45
SM-2	18-1	11.68	Arcilla limosa, café rojizo claro con manchas gris olivo y verdoso y algunas manchas de oxidación.	27.9	1.880	---	---	---	---	---	---	4.98
SM-2	18-1	11.68	Arcilla limosa, café rojizo claro con manchas gris olivo y verdoso y algunas manchas de oxidación.	26.9	1.890	---	---	---	---	---	---	4.26
SM-2	18-2	11.9	Arcilla limosa, café rojizo claro con manchas gris olivo y verdoso y algunas manchas de oxidación.	57.5	---	2.586	57	20.3	36.7	CH	---	---
SM-3	22-2	13.04	Arcilla limosa poco arenosa con algunas gravillas, gris verdoso con manchas café claro y algunas manchas de oxidación.	35.0	1.810	2.698	---	---	---	---	---	3.32
SM-1	22	13.5	Arena media y fina de pómez limosa con algunas gravillas, color café claro amarillento y manchas de oxidación.	---	---	---	---	---	---	---	21.6	---
SM-3	22-2	13.04	Arcilla limosa poco arenosa con algunas gravillas, gris verdoso con manchas café claro y algunas manchas de oxidación.	32.9	1.780	2.698	---	---	---	---	---	2.59
SM-3	25	14.7	Arcilla limosa poco arenosa con algunas gravillas, gris verdoso con manchas café claro y algunas manchas de oxidación.	---	---	---	---	---	---	---	42	---
SM-2	23-2	14.2	Arena fina (partes de pomez) limosa poco arcillosa; café claro amarillento con algunas manchas de oxidación.	27.7	1.810	---	---	---	---	---	---	0.43

#REF!

NOMENCLATURA:

Ss = Densidad de sólidos
 LL = Límite líquido
 LP = Límite plástico
 Ip = Índice de plasticidad
 F = Porcentaje de finos

qu = Resistencia a la compresión simple
 γ_{nat} = Peso volumétrico natural

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO, TABASCO.
RESULTADOS DE PROPIEDADES
MAY - '06
DIB.: S.S.M.

SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)	CLASIFICACIÓN	w %	γ_{nat} t/m ³	Ss	LL %	LP %	Ip %	SUCS	F %	qu kg/cm ²
SM-3	27-1	15.7	Limo arcillo arenoso con algunas gravillas, gris claro con manchas de oxidación.	23.0	1.880	---	---	---	---	---	---	0.521
SM-3	27-2	15.9	Limo arcillo arenoso con algunas gravillas, gris claro con manchas de oxidación.	20.6	1.858	2.343	---	---	---	---	---	0.59
SM-3	27-3	16.1	Limo arenoso poco arcilloso, color café claro grisáceo con manchas gris olivo, con algunas manchas de oxidación.	35.1	---	2.623	34.9	17.3	17.6	CL	---	---
SM-2	27-3	17.7	Limo arenoso, color café olivo amarillento, con algunas manchas de oxidación..	---	---	2.601	---	---	---	---	---	---
SM-3	31	18.3	Arena media a fina (de pomez) poco limo arcillosa, color gris verdoso con algunas gravillas.	---	---	---	---	---	---	---	19.2	---
SM - 2	31-2	20.1	Arena fina (de pomez) limosa con algunas gravillas, color café olivo verdoso con algunas manchas de oxidación.	17.7	1.89	---	---	---	---	---	---	0.66
SM-1	34	20.7	Arena fina (de pomez) limosa con algunas gravillas, gris verdoso con algunas manchas de oxidación.	---	---	---	---	---	---	---	25.8	---
SM-2	35-2	22.3	Arena fina (de pomez) limosa con algunas gravillas, gris verdoso con algunas manchas de oxidación.	18.6	1.89	---	---	---	---	---	---	0.24
SM-3	41-1	24.72	Arcilla limosa; gris olivo con algunas manchas de oxidación.	---	---	2.600	---	---	---	---	98.2	---
SM-2	43-1	26.41	Acilla limosa con algunas gravillas, color café claro y gris olivo con algunas manchas de oxidación.	59.7	---	2.547	59.0	27.0	32.1	CH	---	---
SM-2	47-1	28.53	Arena limo arcillosa, con algunas gavillas café claro con manchas de oxidación.	20.7	1.874	---	---	---	---	---	---	0.319
SM-2	47-2	28.68	Arena limo arcillosa, con algunas gavillas café claro con manchas de oxidación.	---	---	2.634	---	---	---	---	---	---
SM-3	54-2	33.05	Arena limo arcillosa, con algunas gavillas café claro con manchas de oxidación.	---	---	2.669	---	---	---	---	---	---
SM-2	55-2	33.68	Arena media a fina poco limo arcillosa, color café claro y olivo con algunas gravillas.	---	---	2.622	---	---	---	---	---	---

#[REF!]

NOMENCLATURA:

Ss = Densidad de sólidos
 LL = Límite líquido
 LP = Límite plástico
 Ip = Índice de plasticidad
 F = Porcentaje de finos

qu = Resistencia a la compresión simple
 γ_{nat} = Peso volumétrico natural

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.
PLANTA DE NITROGENO HUIMANGUILLO, TABASCO.
RESULTADOS DE PROPIEDADES
MAY - '06
DIB.: S.S.M.

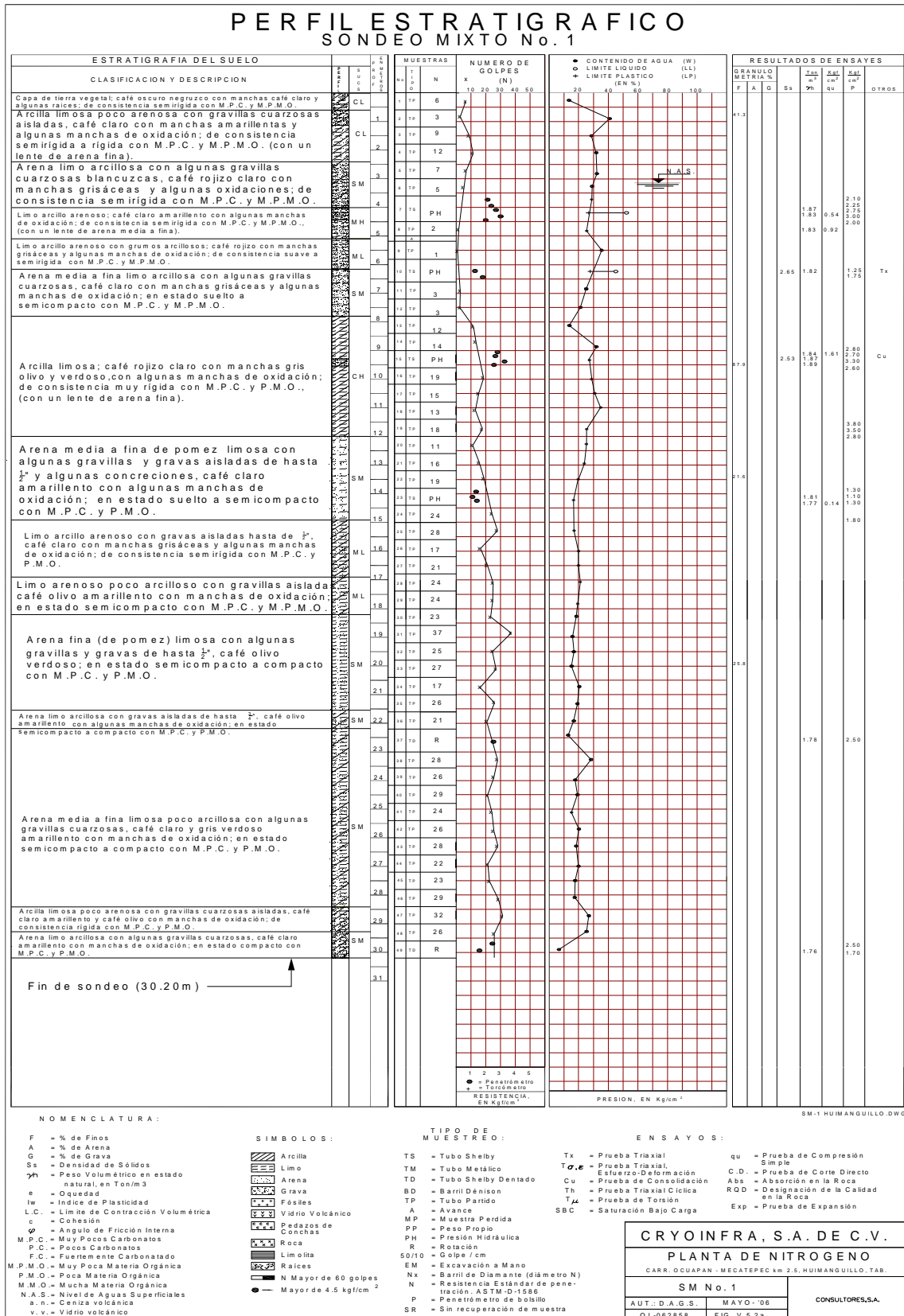
V.4 Características estratigráficas y físicas del subsuelo

A partir de las observaciones de campo y análisis de laboratorio efectuados en las muestras obtenidas en los sondeos, se determinaron los perfiles estratigráficos que se presentan en las Figs. V.5.2a – V.5.2c y las Figs. V.5.2d – V.5.2f en los cuales aparecen las propiedades índice determinadas, esto es: clasificación visual y manual de los materiales, clasificación S.U.C.S., contenido natural de agua, composición granulométrica, porcentaje de finos, límites de Atterberg y densidad de sólidos, tanto en muestras alteradas como en muestras inalteradas, así como, la resistencia al Penetrómetro de Laboratorio (tanto en Campo como en Laboratorio) y a la Penetración Estándar en campo. Estos datos sirvieron para determinar la estratigrafía del subsuelo.

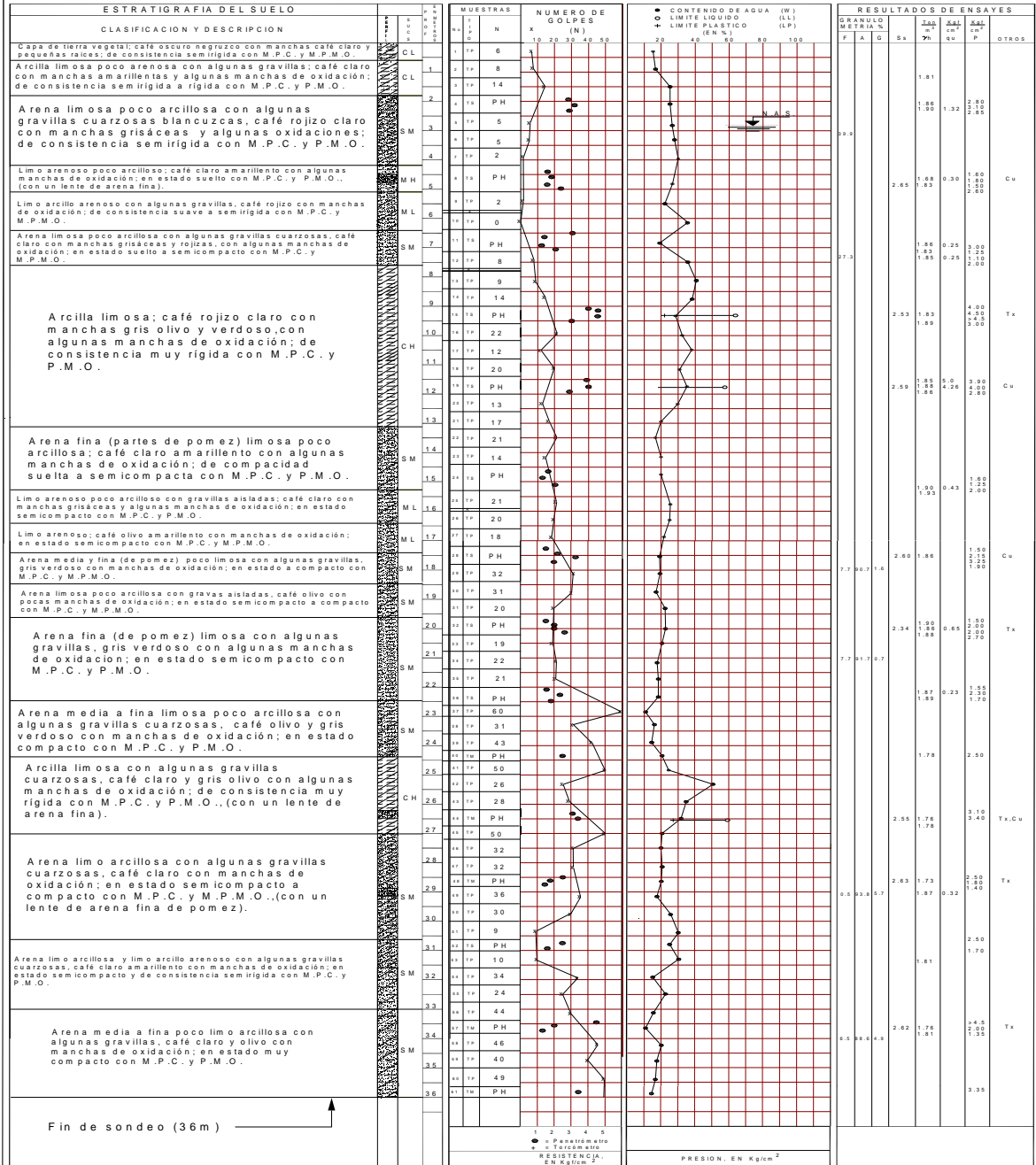
La estratigrafía y espesores indicados son promedio y están referenciados al nivel del Terreno Existente en la fecha en que se efectuaron los sondeos, los cuales pueden variar significativamente de un sitio a otro, por lo que se recomienda basarse en cada uno de los Perfiles Estratigráficos de las Figs. V.5.2a – V.5.2c y las Figs. V.5.2d – V.5.2f como en el corte estratigráfico de las Fig. V.5.2g.

ANEXO. Perfiles estratigráficos de Pozos a Cielo Abierto y Sondeos

- Sondeo Mixto No. 1
- Sondeo Mixto No. 2
- Sondeo Mixto No. 3
- Pozo a Cielo Abierto No. 1
- Pozo a Cielo Abierto No. 2
- Pozo a Cielo Abierto No. 3
- Perfil Estratigráfico de los Sondeos



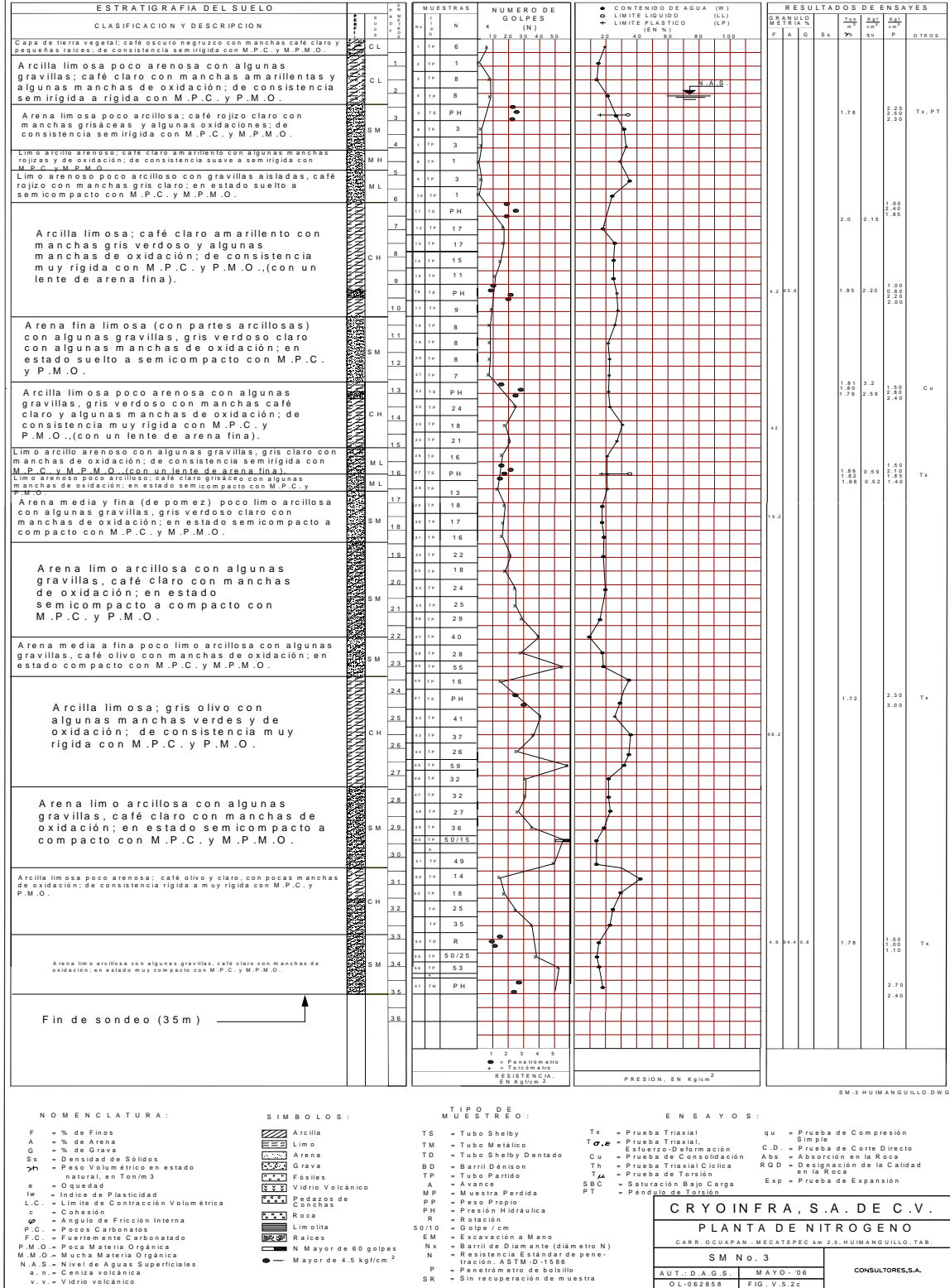
PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO MIXTO No. 2



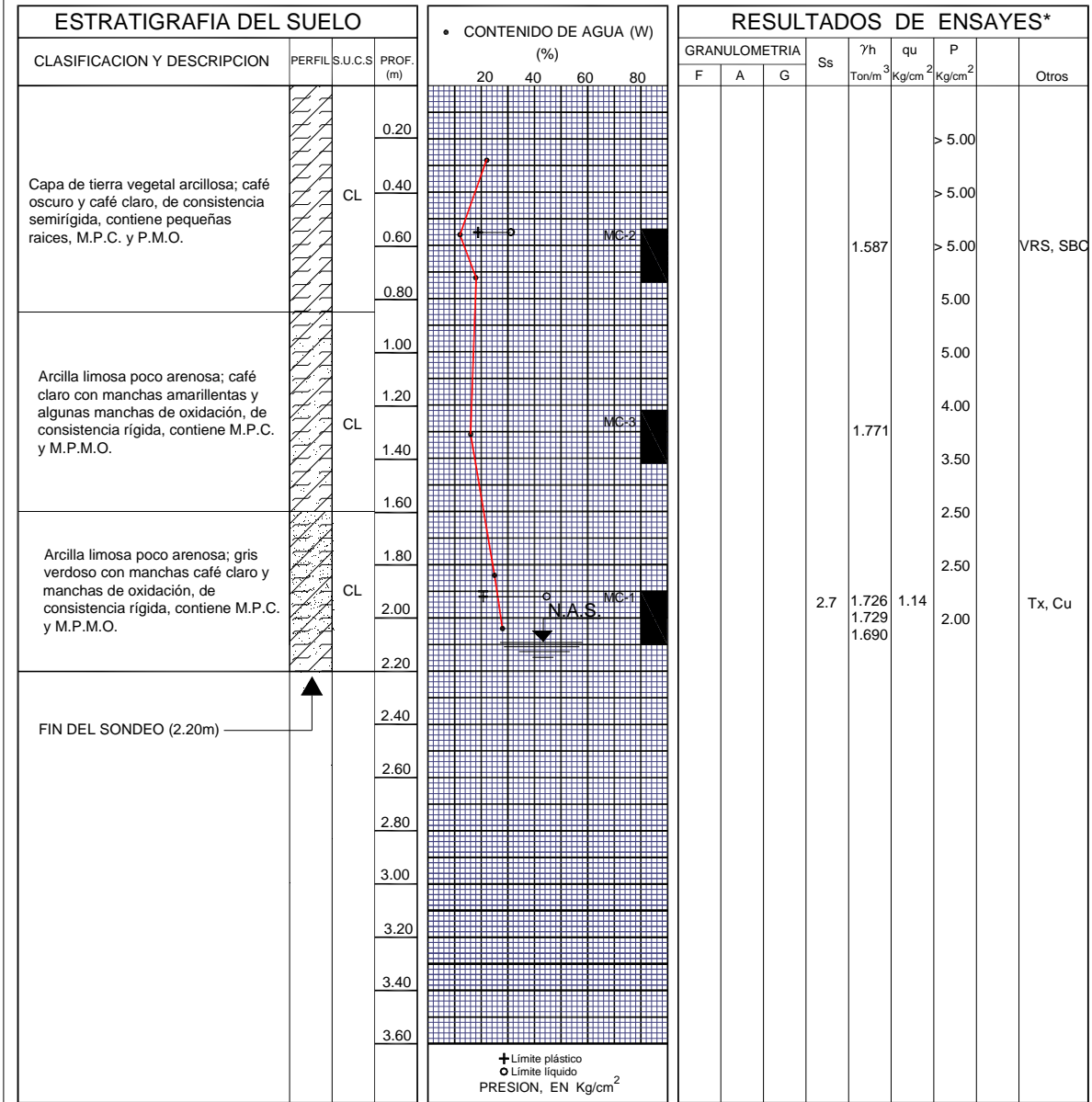
<p>NOMENCLATURA:</p> <p>F = % de Finos A = % de Arena G = % de Grava Ss = Densidad de Sólidos w = Peso Humedad en estado natural, en Ton/m³ e = Ouedad Iw = Índice de Plasticidad L.C. = Límite de Contracción Volumétrica c = Cohesión φ = Ángulo de Fricción Interna P.C. = Pocos Carbonatos F.C. = Fuertemente Carbonatado P.M.O. = Poca Materia Orgánica M.M.O. = Mucha Materia Orgánica N.A.S. = Nivel de Aguas Superficiales a. = Ceniza volcánica v. = Vidrio volcánico</p>	<p>SIMBOLOS:</p> <p>Arcilla Limo Arena Grava Fósiles Vidrio Volcánico Pedazos de Conchas Roca Limolita Raíces</p>	<p>TIPO DE MUESTREO:</p> <p>TS = Tubo Shelby TM = Tubo Metálico TD = Tubo Shelby Dentado BD = Barril Denison TP = Tubo Partido A = Avance MP = Muestra Perdida PP = Peso Propio PH = Presión Hidráulica R = Rotación 50/10 = Golpe / cm EM = Excavación a Mano Nz = Barril de Diamante (diámetro N) N = Resistencia Estándar de penetración, ASTM-D-1586 P = Penetrómetro de Bessler SR = Sin recuperación de muestra</p>	<p>ENSAYOS:</p> <p>Tx = Prueba Triaxial Td = Prueba Triaxial, Estuerzo-Deformación Cu = Prueba de Consolidación Tn = Prueba Triaxial Cíclica T = Prueba de Torsión SBC = Saturación Bajo Carga</p> <p>qu = Prueba de Compresión Simple C.D. = Prueba de Corte Directo Abs = Absorción en la Roca ROD = Designación de la Calidad en la Roca Exp = Prueba de Expansión</p>
--	--	--	--

CRYOINFR, S.A. DE C.V.
PLANTA DE NITROGENO
 CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5, HUMANGUILLO, TAB.
SM No. 2
 AUT.: D.A.G.S. MAYO '98
 O.L.062858 FIG. V.5.2b
CONSULTORES, S.A.

PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO MIXTO No. 3



PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

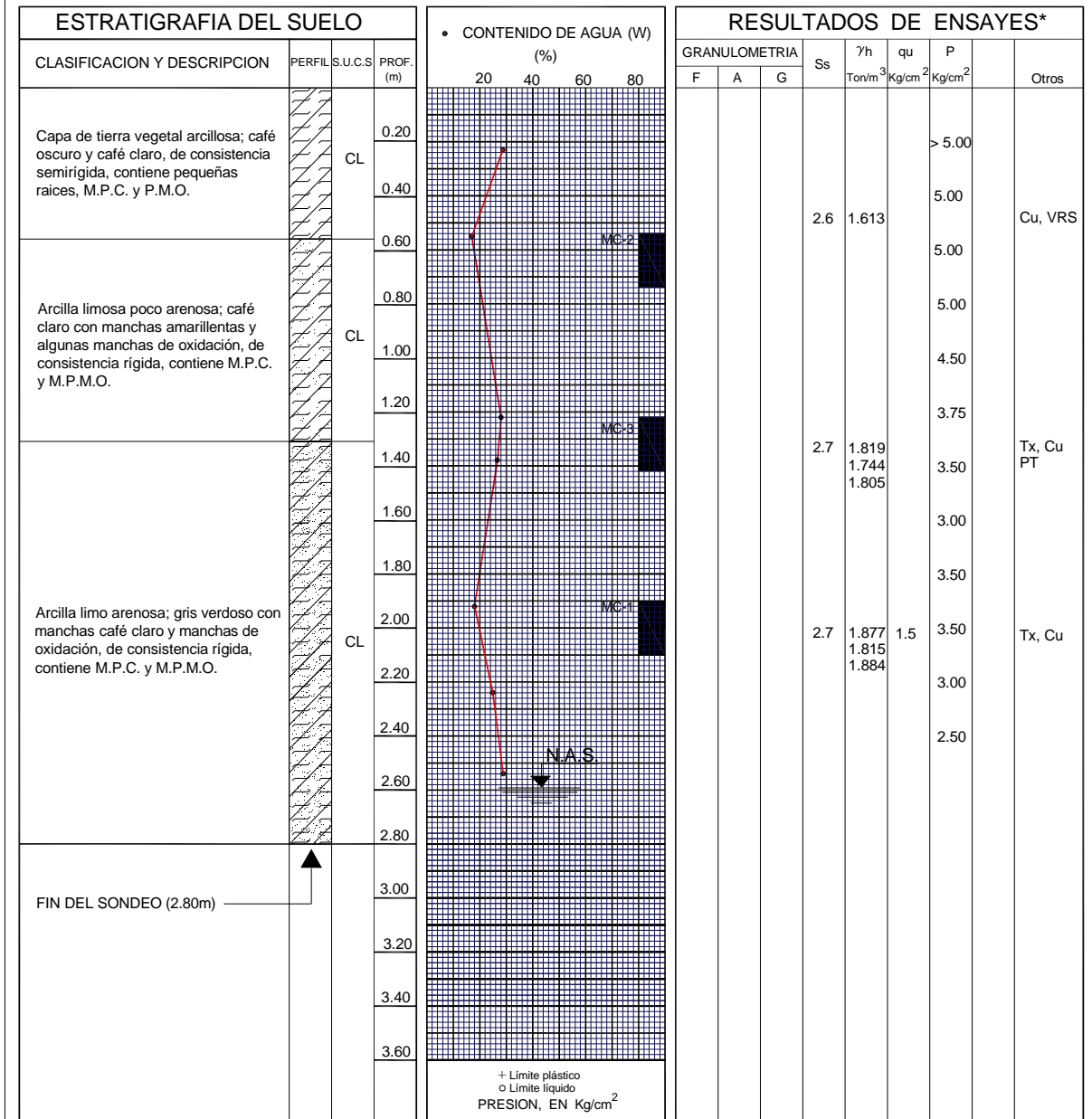


PCA1a3TAB.DWG

- | | |
|---|---|
| <p>NOMENCLATURA:</p> <ul style="list-style-type: none"> F - FINOS A - ARENA G - GRAVA Ss - DENSIDAD DE SOLIDOS 7h - PESO VOLUMETRICO qu - PBA. DE COMP. SIMPLE P - PENETROMETRO C.L. - CONTRACCION LINEAL M.P.C. - MUY POCOS CARBONATOS M.P.M.O. - MUY POCA MATERIA ORGANICA FC - FUERTEMENTE CARBONATADO E - ESPESOR * - VER TABLAS Y FIGURAS SBC - SATURACION BAJO CARGA | <p>SIMBOLOGIA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ARCILLA LIMO ARENA GRAVA ASFALTO CONCRETO MUESTRA CUBICA MUESTRA INTEGRAL ROCA |
|---|---|

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.		
PLANTA DE NITROGENO		
CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5, HUIMANGUILLO, TAB.		
PCA-1		
AUT.: D.A.G.S.	MAYO - '06	CONSULTORES,S.A.
OL-062858	FIG. V.5.2d	

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

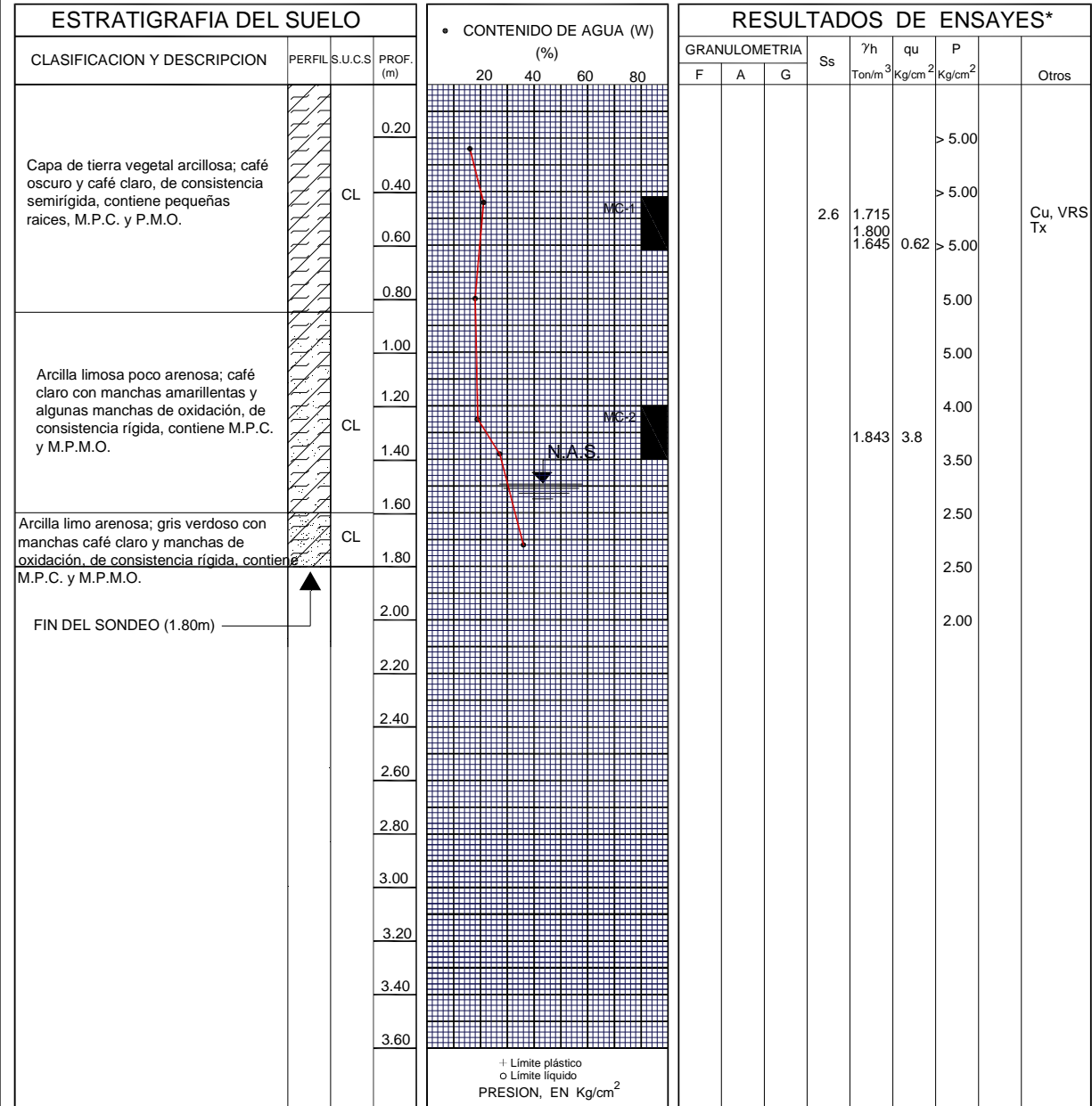


PCA1a3TAB.DWG

- | | |
|--|--|
| NOMENCLATURA:
F - FINOS
A - ARENA
G - GRAVA
Ss - DENSIDAD DE SOLIDOS
7h - PESO VOLUMETRICO
qu - PBA. DE COMP. SIMPLE
P - PENETROMETRO
C.L. - CONTRACCION LINEAL
M.P.C. - MUY POCOS CARBONATOS
M.P.M.O. - MUY POCA MATERIA ORGANICA
FC - FUERTEMENTE CARBONATADO
E - ESPESOR
* - VER TABLAS Y FIGURAS
SBC - SATURACION BAJO CARGA
PT - PENDULO DE TORSION | SIMBOLOGIA:
ARCILLA
LIMO
ARENA
GRAVA
ASFALTO
CONCRETO
MUESTRA CUBICA
MUESTRA INTEGRAL
ROCA |
|--|--|

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.	
PLANTA DE NITROGENO	
CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5, HUIMANGUILLO, TAB.	
PCA-2	
AUT.: D.A.G.S.	MAYO - '06
OL-062858	FIG. V.5.2e
CONSULTORES,S.A.	

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO POZO A CIELO ABIERTO PCA-3

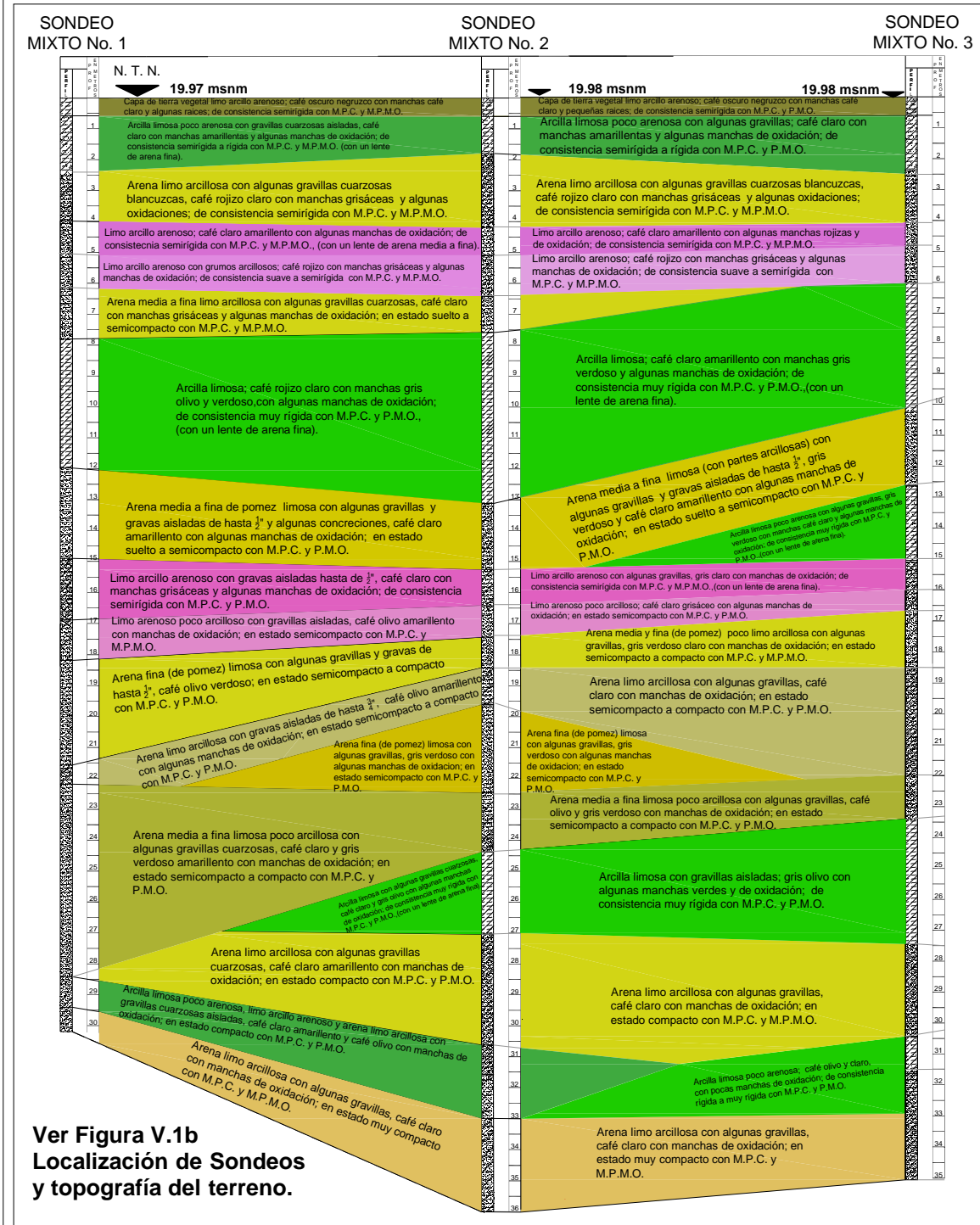


PCA1a3TAB.DWG

- | | |
|--|--|
| NOMENCLATURA:
F - FINOS
A - ARENA
G - GRAVA
S _s - DENSIDAD DE SOLIDOS
γ _h - PESO VOLUMETRICO
q _u - PBA. DE COMP. SIMPLE
P - PENETROMETRO
C.L. - CONTRACCION LINEAL
M.P.C. - MUY POCOS CARBONATOS
M.P.M.O.- MUY POCA MATERIA ORGANICA
FC - FUERTEMENTE CARBONATADO
E - ESPESOR
* - VER TABLAS Y FIGURAS
SBC - SATURACION BAJO CARGA | SIMBOLOGIA:
ARCILLA
LIMO
ARENA
GRAVA
ASFALTO
CONCRETO
MUESTRA CUBICA
MUESTRA INTEGRAL
ROCA |
|--|--|

CRYOINFRA, S. A. DE C. V.		
PLANTA DE NITROGENO		
CARR. OCUAPAN - MECATEPEC km 2.5, HUIMANGUILLO, TAB.		
PCA-3		CONSULTORES,S.A.
AUT.: D.A.G.S.	MAYO - '06	
OL-062858	FIG. V.5.2f	

CORTE ESTRATIGRÁFICO



**Ver Figura V.1b
Localización de Sondeos
y topografía del terreno.**

NOMENCLATURA:		SÍMBOLOS:		TIPO DE MUESTREO:	
P.C. = Pocos Carbonatos	Arcilla	Roca	TS = Tubo Shelby	PH = Presión Hidráulica	
F.C. = Fuertemente Carbonatado	Limo	Limolita	TM = Tubo Metálico	R = Rotación	
P.M.O. = Poca Materia Orgánica	Arena	Gravas	TD = Tubo Shelby Dentado	50/10 = Golpe / cm	
M.M.O. = Mucha Materia Orgánica	Grava		BD = Baril Dentado		
N.A.S. = Nivel de Aguas Superficiales	Fósiles		TP = Tubo Partida		
a. n. = Ceniza volcánica	Vidrio Volcánico		A = Avance		
v. v. = Vidrio volcánico	Pedraza de Conchas		MP = Muestra Perdida		
			PP = Peso Propio		

CRYOINFRA, S.A. DE C.V.

PLANTA DE NITROGENO

CARR. OCUILAPAN - MEGATEPEC km 2.6, HUMANAGULLO, TMB.

**CORTE
ESTRATIGRÁFICO**

AUT.: D.A.G.S. MAYO-'06 CONSTATORES

OL-062858 FIG. V.5.2j

RESULTADOS DE PRUEBAS ADICIONALES

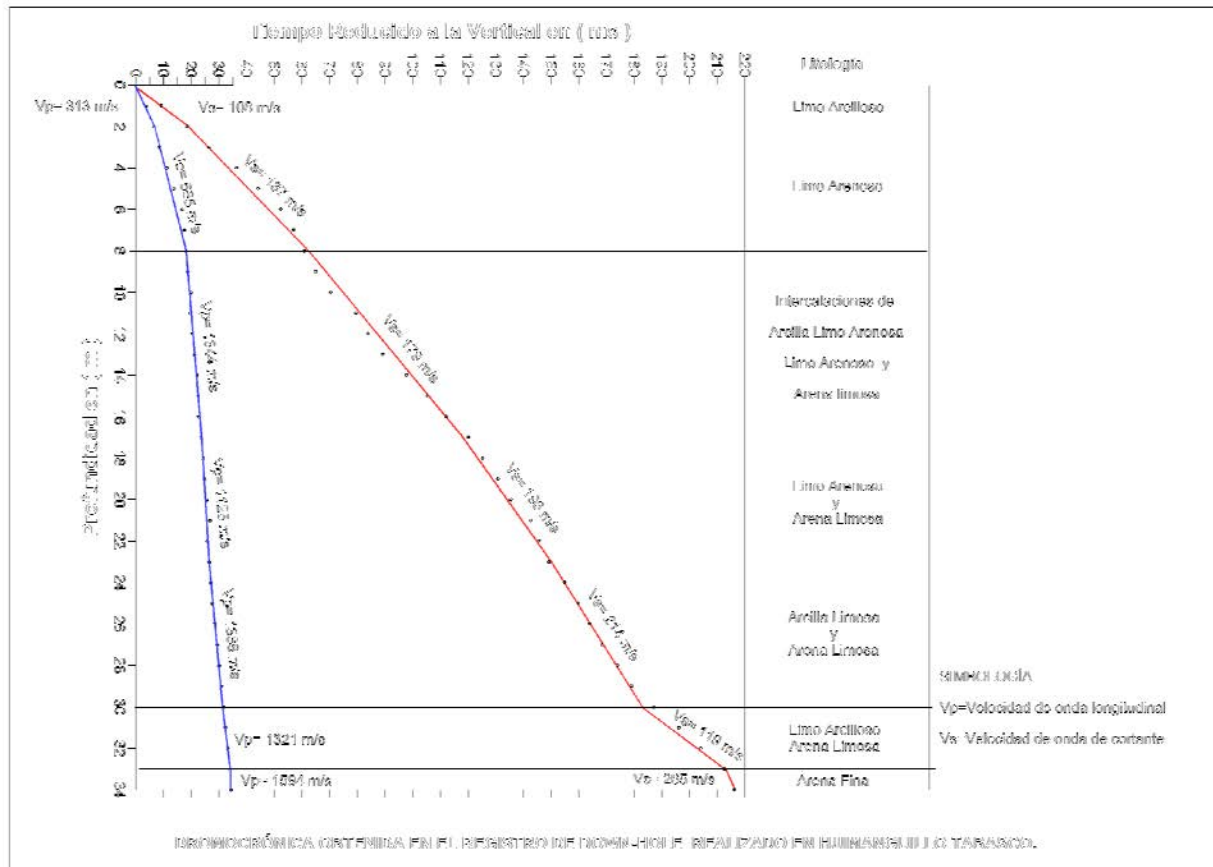


Figura V.6 Registro de Down-Hole realizado en sitio de proyecto.

Exploración Geofísica

En este ensayo se mide la velocidad de propagación de ondas desde la superficie hasta distintas profundidades en que se instala la sonda. La sonda tiene tres sensores ortogonales, X, Y, y Z, y un compás que permite su alineación desde la superficie en una dirección fija.

Mediante la diferencia en las llegadas de ondas hasta las distintas profundidades, puede calcularse el perfil de velocidades de propagación en el subsuelo.

Por medio de este tipo de prueba se puede determinar de manera preliminar la estratigrafía del subsuelo y descartar la presencia de cavernas o minas en la zona de estudio.

Los métodos geofísicos de exploración geotécnica son auxiliares en los trabajos de exploración. De éstos no se obtienen muestras de suelo, únicamente se hace un análisis; es decir, sólo se saca una “radiografía” del suelo. Es aconsejable el empleo de este método en o para detectar cavernas, minas, fallas, etc.

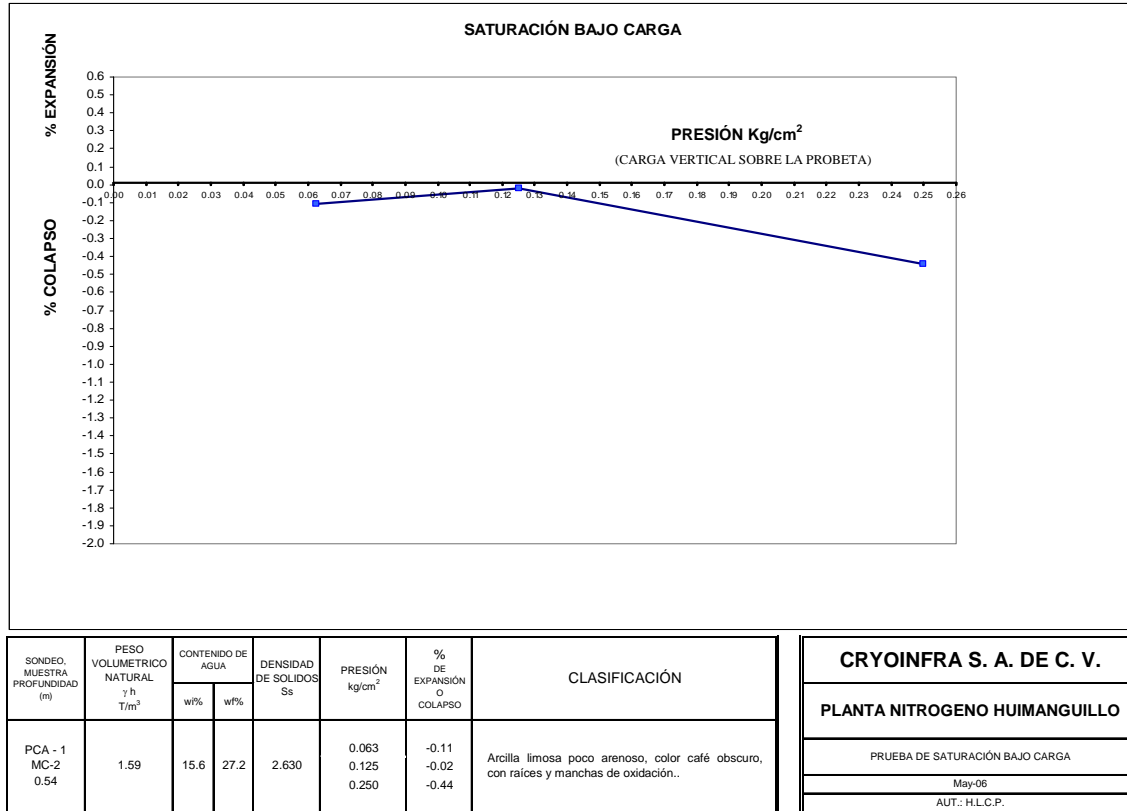


Figura V.7 Prueba de saturación bajo carga realizado en sitio de proyecto.

Prueba de saturación bajo carga.

Mediante esta prueba de laboratorio se determinó el porcentaje de colapsabilidad del subsuelo, se puede notar que no se trata de suelos expansivos.

V.5.2 Resumen de condiciones estratigráficas del área en estudio

A partir de las observaciones de campo y de los resultados de los ensayos de laboratorio, tendientes a precisar la clasificación de los materiales, se determinó la estratigrafía del subsuelo, la cual, se consigna en este Capítulo del presente Estudio y puede observarse tanto en los perfiles estratigráficos de las Figs. V.5.2a – V.5.2c y las Figs. V.5.2d – V.5.2f como en el perfil estratigráfico de la Fig. V.5.2g. En general, como se indica en seguida de este Capítulo, se describe la siguiente estratigrafía del sitio, aunque varía notoriamente de un sitio a otro ya que se trata de un suelo heterogéneo; recalcando que la profundidad mencionada es aproximada y está referida al nivel de terreno existente; por lo que se recomienda ver los mencionados perfiles estratigráficos:

Capa de tierra vegetal. Limo arcillo arenoso de color café oscuro negruzco, tiene un espesor variable entre 0.60 y 0.90 m de espesor; de consistencia semirígida; con algunas raíces, su resistencia a la penetración estándar es de 6 golpes en promedio, con un contenido de agua promedio de 18%; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica. Este material presenta propiedades de

colapsabilidad baja a media que fue lo que reporto el laboratorio, dicha prueba se presenta en la figura V.4.

De 0.90 m a 1.35 m. Limo arcillo arenoso con algunas gravillas cuarzosas; de color café claro con manchas amarillentas y algunas manchas de oxidación; de consistencia semirígida a rígida; su resistencia a la penetración estándar varía entre 1 y 8 golpes; con un contenido de agua entre 15 y 41%; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica; con una lente de arena fina en el Sondeo Mixto N° 1. Este material presenta propiedades de colapsabilidad baja a media.

De 1.35 m a 2.40 m. Arcilla limosa poco arenosa con algunas gravillas cuarzosas; de color café claro con manchas amarillentas y algunas manchas de oxidación; de consistencia semirígida a rígida; su resistencia a la penetración estándar varía entre 8 y 14 golpes; con un contenido de agua entre 14 y 30%; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica.

De 2.40 m a 7.60 m. Se encuentran una serie de depósitos de arena limo arcillosa y limo arcillo arenoso, con algunas gravillas cuarzosas y algunas manchas de oxidación; de consistencia suave a semirígida; su resistencia a la penetración estándar varía entre 0 y 7 golpes; con un contenido de agua entre 13 y 36%; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica. Se intercala una con un lente de arena fina en el Sondeo Mixto N° 1 y en el Sondeo Mixto N° 2.

De 7.60 m a 11.70 m. Arcilla limosa, de color café rojizo y café claro amarillento, con manchas gris verdoso y gris olivo además de algunas manchas de oxidación; tiene una consistencia muy rígida; presenta una resistencia a la penetración estándar de entre 8 y 22 golpes; con un contenido de agua variable entre 14 y 40 %; contiene muy pocos carbonatos de calcio y muy poca materia orgánica.

De 11.70 m a 22.40 m. Se encuentran una serie de depósitos de arena media a fina limosarcillosa de color café claro amarillento con manchas grisáceas y con algunas manchas de oxidación; en estado semicompacto (compacto en la parte inferior) y de consistencia suave a semirígida; con una resistencia a la penetración estándar de entre 7 y 40 golpes; presenta un contenido de agua de entre 10 y 40 %; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica.

Estos depósitos, en el Sondeo Mixto N° 3, son interceptados por un estrato de arcilla limosa poco arenosa con algunas gravillas, de color gris verdoso con manchas café claro y algunas manchas de oxidación; de consistencia muy rígida; presenta una resistencia a la penetración estándar variable entre 22 y 25 golpes; con un contenido de agua en promedio de 25 %; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica. Se intercala una lente de arena fina de pómez.

De 22.40 m a 24.40 m. Arena media a fina limosa poco arcillosa con algunas gravillas cuarzosas, de color café olivo, café claro y gris verdoso amarillento con

manchas de oxidación; se encuentra en estado semicompacto a compacto; presenta una resistencia a la penetración estándar variable de entre 22 y más de 50 golpes; con un contenido de agua variable entre 10 y 30 %; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica. Este depósito se encontró hasta una profundidad de 29 m en el Sondeo Mixto N° 1.

De 24.40 m a 27.20 m. Arcilla limosa con algunas gravillas cuarzosas, de color gris olivo y café claro con algunas manchas verdes y algunas manchas de oxidación; de consistencia muy rígida; presenta una resistencia a la penetración estándar variable entre 26 y más de 50 golpes; con un contenido de agua variable entre 20 y 50%; contiene muy pocos carbonatos de calcio y poca materia orgánica. Se intercala un lente de arena fina de pómez. Este estrato se encontró únicamente en los Sondeo Mixto N° 2 y 3.

De 27.20 m a 28.40 m. Arena limo arcillosa con algunas gravillas cuarzosas, de color café claro con manchas de oxidación; se encuentra en estado semicompacto; presenta una resistencia a la penetración estándar variable de entre 9 y más de 50 golpes; con un contenido de agua variable entre 8 y 30 %; contiene muy pocos carbonatos de calcio y muy poca materia orgánica. Este depósito no se encontró en el Sondeo Mixto N° 1.

De 28.40 m a 33.00 m. Se encuentran una serie de depósitos de arcilla limosa poco arenosa, limo arcillo arenoso y arena limo arcillosa con algunas gravillas cuarzosas, de color café olivo, café claro y café claro amarillento con pocas manchas de oxidación; de consistencia rígida a muy rígida; presentan una resistencia a la penetración estándar variable de entre 9 y 32 golpes; con un contenido de agua variable entre 13 y 42%; contiene muy pocos carbonatos de calcio y muy poca materia orgánica.

De 33.00 m a 36.00 m. que fue la máxima profundidad explorada. Arena limo arcillosa con algunas gravillas cuarzosas, de color café claro con manchas de oxidación; se encuentra en estado muy compacto; presenta una resistencia a la penetración estándar variable de entre 24 y más de 50 golpes; con un contenido de agua variable entre 11 y 25 %; contiene muy pocos carbonatos de calcio y muy poca materia orgánica.

El Nivel de Aguas Superficiales (NAS) se detectó a una profundidad promedio de 3.0 m. (de una variación de 1.80 y 3.15 m), en la fecha en que se realizaron los sondeos (Abril del 2006); El NAS detectado en cada uno de los sondeos se presenta en las Figs. V.5.2a a V.5.2f. Teniendo en cuenta tanto la geología como las condiciones estratigráficas determinadas en el presente estudio en el sitio en cuestión y de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo, de la C.F.E. (Ref. 10), ver Fig. V.5.2g., se concluye que el Coeficiente Sísmico a emplear en este proyecto es de 0.30, para estructuras del Grupo "B", que es el correspondiente a la Zona sísmica "B" para un Suelo Tipo III.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS

En este capítulo se describen las estructuras del edificio en forma general y en base a su proyecto arquitectónico y estructural se propone el tipo de cimentación más factible técnicamente, para la construcción de la planta de Nitrógeno y efectuar los análisis de estabilidad de la cimentación propuesta, siguiendo los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro del Estado de Tabasco que se basa casi en su totalidad en las propuestas por la Comisión de Adiciones y Reformas al Reglamento del Distrito Federal.

VI.1 Descripción de la superestructura

Se analizará el caso de un predio de 29,936.30 m² ubicado en la zona III, Huimanguillo Tabasco, México., donde se planea construir una planta generadora de Nitrógeno.

Las estructuras y equipos se encuentran distribuidos en un área de 6,002.0 m². La instalación del equipo quedará a la interperie, donde cada una de las estructuras será cimentada de manera que no presente deformaciones importantes que puedan ocasionar daños al equipo de la Planta, principalmente en la losa donde será empotrado el generador de Nitrógeno. Esta losa abarca un área de 261.0 m² (29.0x9.0m) con un peralte 1.80 m la cual deberá quedar desplantada a nivel del terreno natural.

Las características de la máquina son las siguientes:

Generador de Nitrógeno IGS[®] Inc.,
Producción de Nitrógeno Líquido de 4,915 Nm³/h.
Peso 3000 t en operación (puesto en marcha nunca debe quedar vacío).

Este tipo de generador esta diseñado para disipar la energía producto de la oscilación de su funcionamiento. Es decir las acciones variables que obran en la estructura como su funcionamiento del generador y equipo, incluyendo efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje se desprecian. De acuerdo a las especificaciones de su instalación, este deberá quedar anclado sobre una base de concreto armado de ancho de 9.0 m, largo 29.0 m. y peralte de 1.80m.

Siendo ésta, la estructura a cimentar más crítica del equipo de la planta en cuanto cargas se le clasifico como estructura primaria para fines de análisis. En la figura VI.1 se puede observar su ubicación indicada con la letra A.

La planta generadora de Nitrógeno se construirá con el propósito de cubrir las demandas de suministro de Nitrógeno para el mantenimiento de presión de las tuberías del campo petrolero Jujo-Tecominoacán PEMEX, ubicado en las

inmediaciones de la zona de estudio. La figura VI.1 Muestra el plano de la planta de los edificios.

Para el análisis de las estructuras de la planta de Nitrógeno se evaluarón en forma jerárquica y se clasificaron en base a las cargas que transmitirían al subsuelo. La clasificación fue la siguiente:

1.- Estructuras primarias:

- Generador de Nitrógeno – ESTRUCTURA “A”.

2.- Estructuras secundarias:

- Instalaciones de procesamiento de Nitrógeno Líquido comprende las ESTRUCTURAS “B” y “C”. Edificios de un sólo nivel desplantado a nivel de terreno.
- Subestación eléctrica (instalaciones eléctricas necesarias para el funcionamiento de la planta) ESTRUCTURA “D”. Edificio de un sólo nivel desplantado a nivel de terreno.
- Área de contenedores (almacenamiento de agua y productos químicos) ESTRUCTURA “E”. Edificio de un sólo nivel desplantado a nivel de terreno.
- Edificio de oficinas para control administrativo. Edificio de 3 niveles ESTRUCTURA “F”.

En la figura VI.1 se presenta la distribución de las estructuras a cimentar y el área efectiva a cargar por cada una de ellas.

Las acciones que se tomarán en la revisión de cada una de las estructuras de la planta se presentarán en forma sucesiva más adelante en el punto VI.4.

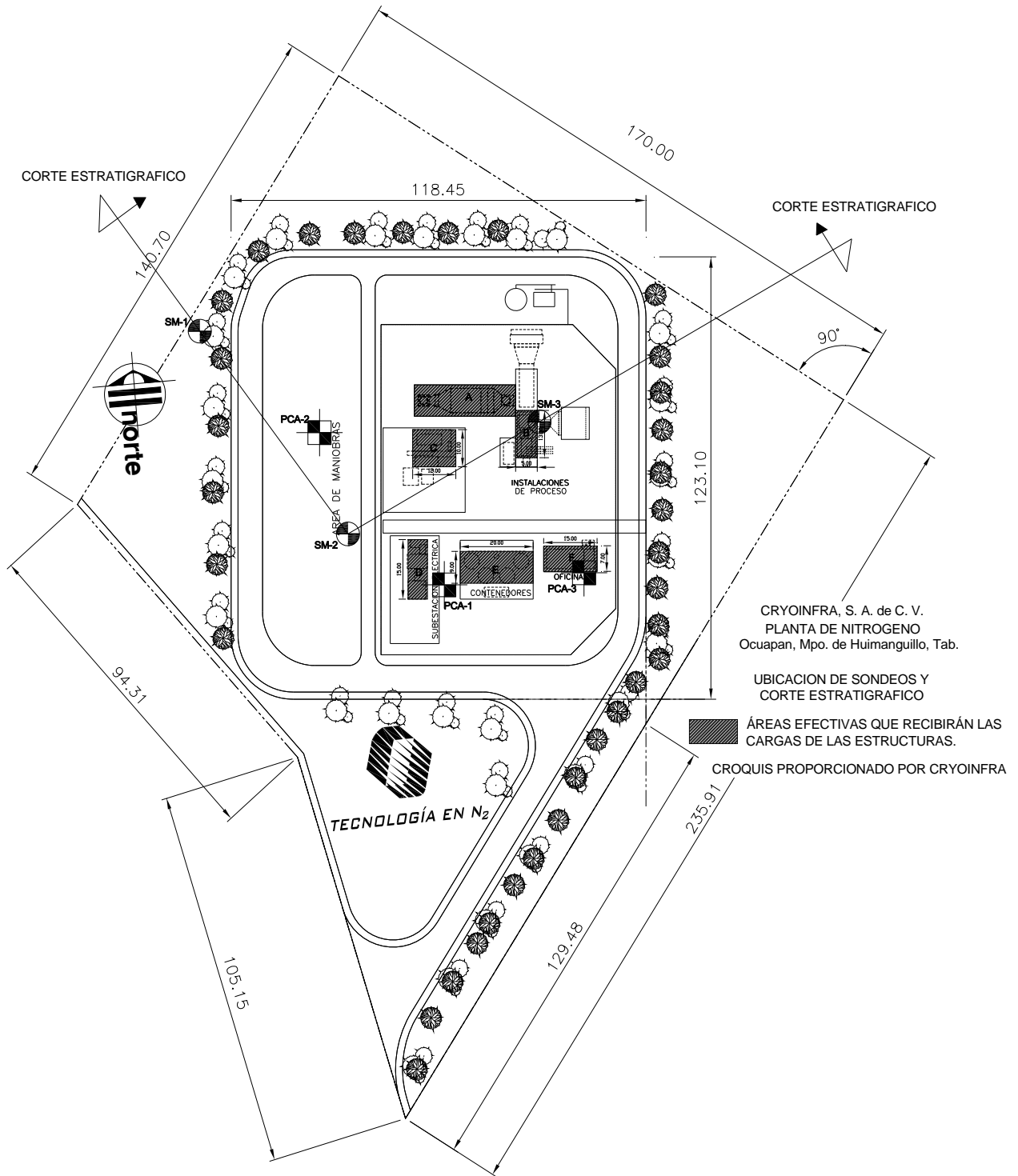


Figura VI.1 ANEXO. Distribución de las estructuras a cimentar.

VI.2 Alternativas de cimentación del área en estudio

En base a las características del proyecto arquitectónico, al peso del equipo y a las propiedades estratigráficas, físicas y mecánicas de los depósitos del subsuelo en donde se desplantarán, se tomó como alternativas de cimentación más factible técnicamente, las siguientes:

Se realizó la revisión de la zapata más cargada para cada una de las estructuras o equipos de la planta de Nitrógeno, en ninguno de los casos se obtuvieron resultados satisfactorios. Los resultados fueron zapatas de grandes dimensiones y bastante pesadas desplantadas a profundidades inadecuadas para el proyecto. Además, de que para que cumplierán con las revisiones de capacidad de carga y de servicio ocupaban más del 50% en cada una de las áreas a cimentar. Por lo tanto es recomendable usar losas de cimentación, dado que con ésta alternativa se cumple con todos los requisitos de revisión ante los estados límites de falla y de servicio e incluso se disminuye la carga al suelo, además de que resultan más económicas en cuanto a la reducción del tiempo en su construcción. Todas las estructuras de la planta de Nitrógeno excepto la que albergará al generador de Nitrógeno serán cimentadas en losas de cimentación desplantadas a nivel del terreno natural. El desplante a nivel de terreno natural es una condición especificada en el proyecto por razones de seguridad de la planta en cuanto a su funcionamiento.

Las losas se rigidizarán mediante una retícula de contratrabes que estarán en su base de fondo. Se recomienda que las contratrabes sean continuas a través de la junta de cimentación colocando acero de refuerzo adicional para la rigidización y uniformización de los hundimientos. Las estructuras a cimentar con ésta alternativa están señaladas en la figura VI.1 indicadas con las letras B, C, D, E y F.

En cuanto al área donde se desplantará la estructura del generador de Nitrógeno se hicieron las revisiones de zapatas y losas de cimentación. En ambos casos los resultados no cumplieron con las revisiones ante los estados límites de falla y de servicio. Por lo tanto se propone una cimentación del tipo profunda.

Se analizó una cimentación totalmente compensada a base de un cajón hueco de concreto. Con esta alternativa el nivel de desplante de la losa de cimentación sería del orden de 8 metros medidos a partir del terreno natural, sin embargo, por la profundidad podría ocasionar problemas durante la construcción debido a la presencia del NAF y por que la cimentación debería quedar totalmente estanca (volviéndose esta alternativa muy costosa por mantenimiento).

En una segunda alternativa se propone una cimentación a base de pilas de fricción de sección cuadrada (0.45 x 0.45 m), cuya punta quedará a 30.40 m de profundidad (longitud de la pila: 30.40 m) las estructuras y equipo quedarán desplantadas a nivel de terreno.

La losa de apoyo del generador se desplantará a nivel de N – 0.00 m con respecto al

nivel de banquetta. La losa de apoyo se rigidizará mediante una retícula de contratrabes en su fondo. Se recomienda que las contratrabes sean continuas a través de la junta de cimentación, colocando acero de refuerzo adicional para rigidización y uniformización de los hundimientos.

Ligados a la losa de cimentación y a las contratrabes se encontrarán las pilas que serán de sección cuadrada de 0.45 m de lado y 30.40 m de longitud, de tal manera que su punta se apoyará a 30.40 m de profundidad.

VI.3 Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación.

ESTRUCTURA “A” GENERADOR DE NITRÓGENO

En base a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y son las siguientes:

a).- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de 4,631 t. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afectó por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

b).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de 4,622.5 t, más la acción accidental más desfavorable, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de 1,290 t-m. La carga y momentos indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

c).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de 4,613.4 t, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

Generador de Nitrógeno

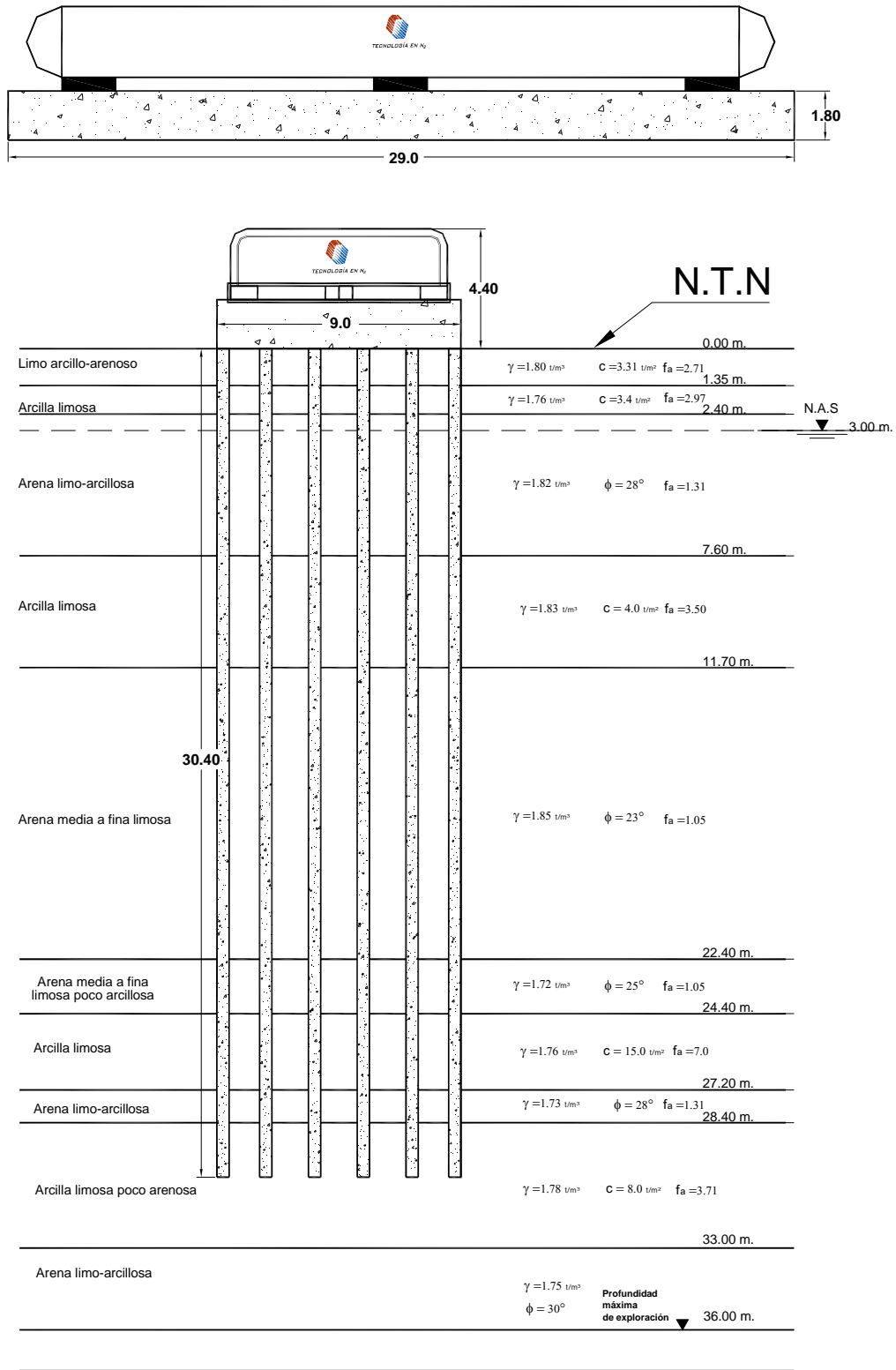


Figura VI. 2 Corte Estratigráfico.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones vigente exigen revisar la seguridad de una cimentación con pilas de fricción en base a los estados límites de falla y de servicio.

VI.4 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, una cimentación es estable si cumple la siguiente desigualdad, cabe hacer mención que los lineamientos que marca este reglamento es prácticamente lo mismo a lo que indica el Reglamento de Construcciones del Municipio de Centro del Estado de Tabasco, en lo que respecta a cimentaciones:

$$\Sigma QF_c < RF_R$$

donde:

ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.4

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga del sistema, que será igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-pilas de fricción, que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga por punta de las pilas individuales, más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de las pilas individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilas.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de las pilas.

Desarrollando

a) La capacidad de carga admisible de las pilas será el resultado de la suma de la capacidad de carga por punta y su capacidad por fricción.

Se calcularán por separado la resistencia por fricción y punta de la pila.

$$R_T = R_F + R_P$$

R_T = Capacidad de carga total de la pila.

R_F = Capacidad de carga por fricción de la pila.

R_P = Capacidad de carga por apoyo en la punta de la pila.

a.1) Capacidad de carga del suelo-pilas en suelos combinados.

Para obtener la capacidad de carga en suelos combinados, se suma la acción que produce el suelo cohesivo y el suelo friccionante.

$$R_F = [f_a + k_s \cdot \gamma \cdot L \cdot \tan \delta] \cdot A_L$$

k_s = Relación entre el esfuerzo vertical y horizontal. Está influenciado por el ángulo de fricción interna, la compresibilidad, así como del método de instalación. En estos casos se considerarán valores de k_s no mayores de 0.4 y de δ de 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo.

$\tan \delta$ = Coeficiente de fricción entre pila y el suelo.

$$\delta = \frac{2}{3} \phi, \text{ se obtiene con el valor del coeficiente de fricción interna del suelo.}$$

$$F_R = 0.7$$

$$A_L = p \times L = (0.45 \text{ m} \times 4) \text{ (Longitud del pilote en m)}$$

f_a = Adherencia entre suelo y pila que se calcula con los valores de la de adherencia mostrados en la siguiente tabla, valores que fueron obtenidos de la gráfica de Tomlimson⁽¹⁾.

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión (t/m ²)	Adherencia
Concreto y madera	Blanda	0-4	0-3.5
	Firme	4-8	3.5-4.5
	Dura	8-15	4.5-7.0
Acero	Blanda	0-4	0-3
	Firme	4-8	3-4
	Dura	8-15	?

⁽¹⁾ Enrique Tamez González, Ingeniería de Cimentaciones, Capítulo 2-6, Tgc Geotecnia, México 2001.

A partir de los valores de cohesión de cada uno de los estratos se obtiene el valor de “ f_a ”, esto se logra interpolando los valores que se muestran en la tabla anterior.

P = Perímetro de la sección del pilote.

L = Longitud del pilote en metros.

Datos generales:

$$k_s = 0.4$$

$$F_R = 0.7$$

$$P = 1.80 \text{ m}$$

$$L = 30.40 \text{ m}$$

Para la obtención de la capacidad de carga por fricción en la pila, se calculó la capacidad de carga de cada uno de los estratos que la circundan, el valor de f_a se muestra en el plano del corte estratigráfico de la figura VI. 2. La suma de las capacidades de carga de los estratos que alojarán a las pilas dieron como resultado una capacidad de carga por fricción de la pila de:

$$R_F = \underline{\underline{155.0532 \text{ t.}}}$$

a.2) Para el cálculo de la capacidad de carga por punta en la pila, Skempton propuso la siguiente expresión para calcular R_p .

$$R_p = (c N_c + \gamma D_f) A_s$$

c = cohesión del terreno en t/m^2 .

N_c = factor que depende de la relación D/B , que se obtiene del gráfico de los valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

D = profundidad de empotramiento de la pila.

B = sección transversal de la pila en metros.

γ = peso volumétrico del suelo en t/m^3 .

D_f = profundidad de la punta de la pila con respecto a la superficie del terreno en metros.

A_s = área de la sección transversal de la pila.

Para la relación D/B ,

$$D = 2 \text{ m}$$

$$B = 0.45 \text{ m}$$

Entonces $D/B = 4.44$ y entrando con este valor a la gráfica de la figura IV.10b, página 77, capítulo IV, obtenemos $N_c = 9$.

Resistencia de la pila por punta:

$$c = 8 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = 1.78 \text{ t/m}^3$$

$$A_s = (0.45 \times 0.45) = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$\gamma D_f = (1.80 \times 1.35) + (1.76 \times 1.05) + (1.82 \times 0.60) + (0.82 \times 4.60) + (0.83 \times 4.10) + (0.85 \times 10.70) + (0.72 \times 2.00) + (0.76 \times 2.80) + (0.73 \times 1.20) + (0.78 \times 2.00) = 27.644 \text{ t/m}^2$$

$$R_p = ((8.0 \times 9.0) + 27.644) 0.2025 = 20.1779 \text{ t}$$

Por lo tanto la capacidad de carga total de la pila es de:

$$R_T = 155.0532 \text{ t} + 20.1779 \text{ t}$$

$$R_T = 175.23 \text{ t}$$

Para la obtención del número de pilas se emplea la ecuación:

$$\text{No. de pilas} = \frac{\sum Q_c(1.4)}{R_T(0.70)}$$

$$\sum Q_c (1.4) = 6,483.4 \text{ t}$$

$$\sum Q_c = 4631 \text{ t}$$

$$\text{No. de pilas} = \frac{6,483.4}{122.66t} = 52.85 \cong 53 \text{ pilas}$$

$$\begin{aligned} \text{Separación entre pilas} &= (3 \times \text{ancho de la pila, medido centro a centro}) \\ &= 3 (0.45) \\ &= 1.35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = \frac{29.0}{1.35} = 21.48 \text{ PILAS}$$

$$B = \frac{9.0}{1.35} = 6.66 \text{ PILAS}$$

CABEN UN TOTAL DE 143 PILAS EN UN ÁREA DE 261m² POR LO TANTO LAS 53 PILAS CABEN SIN PROBLEMA.

$$\mathbf{R = (122.66) (53 \text{ pilas}) = 6,500.98 \text{ t}}$$

b) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$R = cNc F_R + P_V$$

$$c = 3.31 \text{ t/m}^2$$

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$

$$D_f = 0.00 \text{ m}$$

$$B = 9.00 \text{ m}$$

$$L = 29.00 \text{ m}$$

$$Nc = 5.14 [1 + 0.25 (9/29)]$$

$$Nc = 5.54$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_V = \gamma D_f = 0$$

$$R = 3.31 \text{ t/m}^2 (5.54) (0.7) + 0$$

$$R = 12.83 \text{ t/m}^2$$

$$R = 12.83 \text{ t/m}^2 (9.0 \text{ m} \times 29.0 \text{ m})$$

$$\mathbf{R = 3,348.63 \text{ t.}}$$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas

a) Pilas de fricción

$$\Sigma QFc < R(N^\circ \text{ de pilas})$$

$$4,631 \text{ t} (1.4) < 122.66 \text{ t} (53 \text{ pilas})$$

$$\mathbf{6,483.4 \text{ t} < 6,500.98 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}}$$

b) Losa de cimentación

$$\Sigma QFc < RA_{LOSA}$$

$$4,631 \text{ t (1.4)} < 12.83 \text{ t/m}^2 (261 \text{ m}^2)$$

$$6,483.4 \text{ t} < 3,348.63 \text{ t} \Rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Se concluye que la cimentación en la condición analizada es estable. Además de que ésta capacidad de carga de la losa de cimentación queda como un factor de seguridad adicional en la evaluación.

VI.5 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La seguridad de una cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se verifica cumpliendo la siguiente desigualdad:

Pilas de fricción

De acuerdo con los datos anteriores $e = M/W_L$, donde $M = 1,290 \text{ t-m}$ y $W_L = 4,622.5 \text{ t}$. Sustituyendo la excentricidad resulta de 0.28 m , por lo tanto se descuenta 1 pila por excentricidad y se cumple la desigualdad con los siguientes valores.

$$\Sigma QFc < R$$

$R = \text{Capacidad de carga}$

$$\Sigma QFc < R (\text{No. de pilotes} - \text{No. de pilotes descontados por excentricidad})$$

$$4,622.5 \text{ t (1.1)} < 122.66 \text{ t (53 - 1 pilotes)}$$

$$5,084.75 \text{ t} < 6,378.32 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

Losa de cimentación

$$F_c W_L \leq F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_c c} \right]$$

$$F_c = 1.1$$

$$c = 3.31 \text{ t/m}^2$$

$$W_L = 4,622.5 \text{ t}$$

$$F_R = 0.7$$

$$A_R = [B - 2e] L$$

$$B = 9.0 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$e = M/W_L = 1,290 \text{ t-m} / 4,622.5 \text{ t} = 0.28 \text{ m}$$

$$A_R = (9.0 - 0.56) 29.0 = 244.81 \text{ m}^2$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

Para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante en m y L la longitud del cimiento en m. En caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

Por lo tanto $N_c = 5.54$

$$q_1 = cN_c = (3.31) (5.54) = 18.33 \text{ t/m}^2$$

$$a_0 = 0.4/2 = 0.20$$

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará = 8.44m

h = profundidad desde el desplante hasta la capa mas dura próxima = 30.40 m

$$1.2 (30.40) = 36.48 \text{ m tomamos } 20 \text{ m.}$$

Sustituyendo:

$$1.1 (4,622.5 \text{ t}) \leq 0.7 (244.81) (18.33) \left(1 - \frac{0.12(1.1)(0.2)(20)(1.80)}{0.7(3.31)} \right)$$

$$5,048.75 \text{ t} \leq 1,852.71 \text{ t} \quad \text{NO CUMPLE}$$

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable y cumple al considerar la capacidad de carga del grupo de pilas de fricción.

VI.6 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio

La revisión del estado límite de servicio corresponde a la estimación de las expansiones y hundimientos que sufrirá la estructura y se estimaron con los procedimientos siguientes:

VI.6.1 Expansiones

Expansiones por excavación

En la cimentación de las estructuras y equipos de la planta de Nitrógeno no se realizarán excavaciones de importancia, por lo cual no se consideró necesario el cálculo de las expansiones debidas a la excavación.

Los movimientos verticales que sufrirá la estructura respecto al terreno circundante se deberá a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los

depósitos arcillosos, producidos por los incrementos de presión neta transmitida al subsuelo.

Para poder tener la seguridad de que nos desplantamos sobre un suelo confiable, se realizó la prueba de saturación bajo carga, que se presenta en el capítulo V de esta tesis.

Con los resultados arrojados por la prueba de saturación bajo carga, tenemos la confianza de que no se presentarán expansiones que pudieran ocasionar daños, sin embargo este material presenta propiedades de colapsabilidad de baja a media. Es importante hacer mención que en entrevista con el Ingeniero a cargo del estudio geotécnico, informó que había una cierta incertidumbre ante el resultado de la prueba de saturación bajo carga, debido a que el resultado esperado era la presencia de suelos expansivos. Pero sin embargo se tomó el resultado del laboratorio como válido, debido a que ya no se contaba con muestras de los sondeos que pudieran arrojar otro resultado más confiable.

VI.6.2 Asentamientos

Cálculo de asentamientos elásticos al centro de la cimentación sin considerar las pilas.

CRITERIO DE STEINBRENNER

(El criterio de Steinbrenner se emplea para el cálculo de asentamientos o expansiones).

Se aplica para el cálculo de asentamientos elásticos o inmediatos en suelos estratificados. El método de Steinbrenner toma en cuenta que por lo general el subsuelo está constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, con frecuencia será necesario recurrir a este método.

De acuerdo con este método, el asentamiento Δe_1 bajo una esquina de área rectangular con cargas uniformes “q” localizada en la superficie de una capa elástica de espesor D, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Delta e_d = \frac{qB}{E} \left[(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \right]$$

Donde:

Δe_d = Asentamiento en la esquina del área cargada en, m.

q = Carga uniformemente repartida

B = Ancho del área cargada en, m.

D = Espesor del estrato en, m.

L = Largo del área cargada en, m.

E = Módulo de elasticidad del estrato en, t/m².

ν = Módulo de Poisson del estrato.

F_1 y F_2 = Factores de influencia en función de D, L y B.

En la figura VI.3 se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

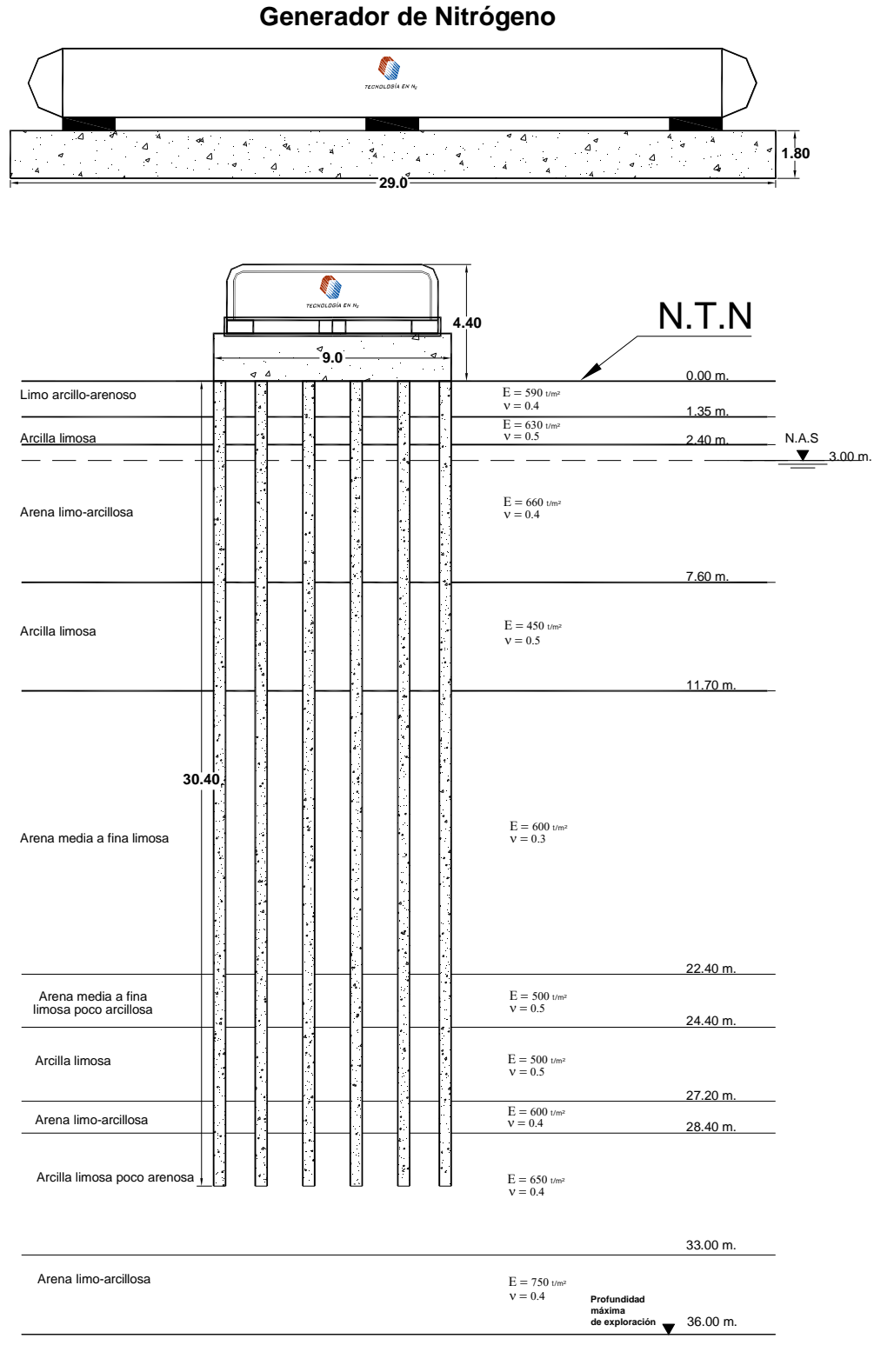


Figura VI.3 Valores del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.

Los factores de influencia F_1 y F_2 en función de D , L y B . Se determinan empleando la gráfica de la figura VI.4.

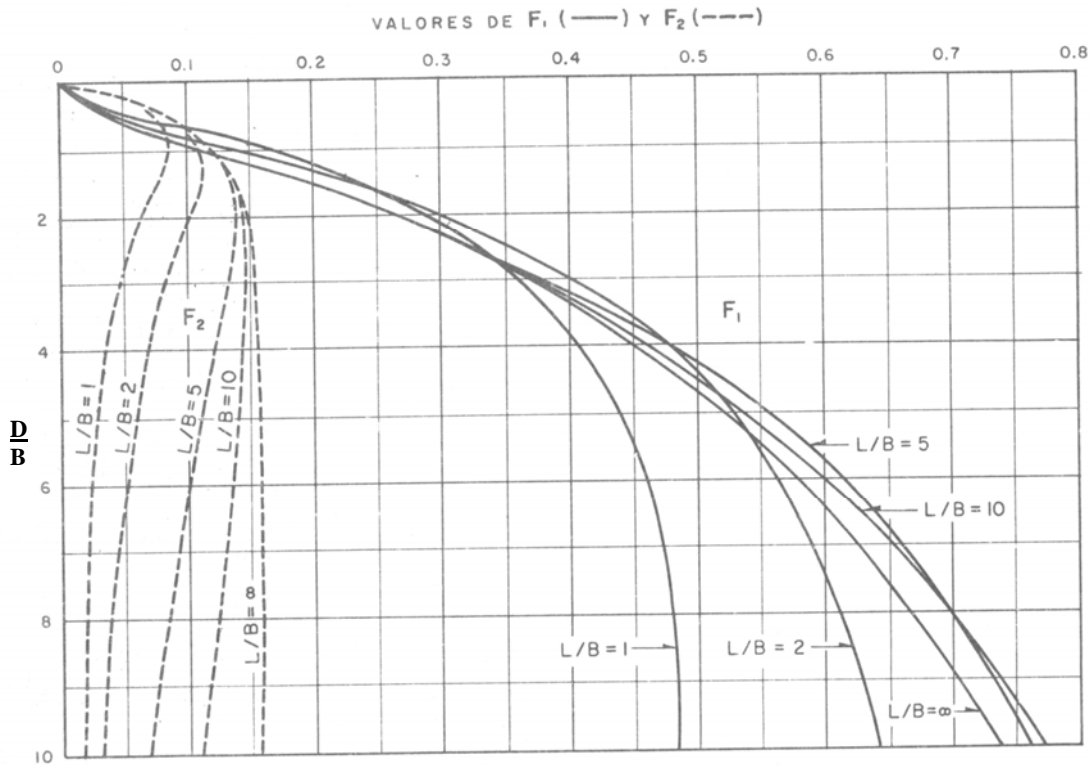


Figura VI.4 Factores de influencia (Steinbrenner)⁽²⁾.

⁽²⁾Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Anexo III-a, Tomo II, 2001.

El asentamiento en el centro del área cargada podrá calcularse dividiendo el área en cuatro partes y obtener la deformación en la esquina de una de las cuatro áreas y sumar cuatro veces la deformación obtenida.

Para un suelo estratificado constituido por N capas de características elásticas respectivas E_i , ν_i , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad D_i , el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta e_d = \Delta e_{d1}(E_1, \nu_1) + [\Delta e_{d2}(E_2, \nu_2) - \Delta e_{d1}(E_2, \nu_2)] + \dots + [\Delta e_{dn}(E_n, \nu_n) - \Delta e_{d_{n-1}}(E_n, \nu_n)]$$

$\Delta e_{di}(E_i, \nu_i)$, es el valor corregido por la ecuación base en los parámetros E_i , ν_i , D_i correspondiente al estrato i .

TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN SIN CONSIDERAR PILAS.

PROFUNDIDAD (m)	E (t/m ²)	v	D (m)	D/B	L/B	F ₁	F ₂	Δe _d
0.00 - 1.35	590	0.4	1.35	0.30	3.22	0.025	0.065	0.005
1.35 - 2.40	630	0.5	1.05	0.23	3.22	0.020	0.055	0.000
2.40 - 7.60	660	0.4	5.2	1.16	3.22	0.125	0.120	0.013
7.60 - 11.7	450	0.5	4.1	0.91	3.22	0.100	0.110	-0.003
11.7 - 22.4	600	0.3	10.7	2.38	3.22	0.335	0.130	0.030
22.4 - 24.4	500	0.5	2	0.44	3.22	0.040	0.080	-0.035
24.4 - 27.2	500	0.5	2.8	0.62	3.22	0.052	0.090	0.001
27.2 - 28.4	600	0.4	1.2	0.27	3.22	0.020	0.055	-0.005
28.4 - 33.0	650	0.4	4.6	1.02	3.22	0.120	0.115	0.012
33.0 - 36.0	750	0.4	3	0.67	3.22	0.040	0.080	-0.008

B = 4.5 m
 L = 14.5 m
 q = 17.68 t/m²

0.010 m
0.96 cm

Se obtienen los asentamientos en la losa de cimentación sin considerar pilas, al centro 3.84 cm y en la esquina de 0.96 cm los cuales resultan admisibles.

La deformación diferencial entre el centro y la esquina es de 2.88 cm.

Cálculo de asentamientos por consolidación en grupos de pilas de fricción.

**Distribución de esfuerzos en cimentaciones con pilas o pilotes.
 Método Empírico propuesto por Terzaghi**

El método propuesto considera que las cargas que actúan en la cabeza del pilote o pila, empiezan a distribuirse a 2/3 de su longitud. A partir de los 2/3 la carga en los pilotes o pilas se distribuye en un área definida por los pilotes, llamada área piloteada.

A partir de los 2/3 el área piloteada es proyectada en la profundidad en líneas que forman 60° con un plano horizontal ó 30° con un plano vertical. Para obtener los esfuerzos a una profundidad “z”, el área piloteada se proyecta a esa profundidad y sobre ella se aplica la carga que actúa sobre los pilotes. Teniendo como resultado el valor del esfuerzo al centro del área proyectada figura VI.5.

Para cualquier otra profundidad, el proceso de proyección del área se repite y sobre las áreas proyectadas se aplica la carga. Para el cálculo de las deformaciones en cimentaciones con pilas o pilotes se aplican las mismas ecuaciones y criterios aplicados en las cimentaciones superficiales.

$$\Delta P = \frac{\sum W}{A}$$

Los asentamientos se calcularán empleando las siguientes fórmulas:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} H * \log \frac{p_0 + \Delta P}{p_0} \quad (\text{Para arcillas normalmente consolidadas})$$

$$\Delta H = \frac{C_s}{1 + e_0} H * \log \frac{p_0 + \Delta P}{p_0} \quad (\text{Para arcillas preconsolidadas})$$

De esta manera utilizamos la ecuación para arcillas preconsolidadas que es el caso de este estudio, por lo tanto se calculó el índice de compresibilidad para los estratos considerados y así tenemos que los asentamientos en los puntos analizados, utilizando pilas de fricción quedan como sigue:

L = 30.40 m
Cota 2/3L = 20.30 m

Cálculo de P₀

$$P_{01} = (1.8 \times 1.35) + (1.76 \times 1.05) + (1.82 \times 0.6) + (.82 \times 4.6) + (0.83 \times 4.1) + (0.85 \times 10.7) + (0.72 \times 2) + (0.76 \times 1.4)$$

$$P_{01} = 24.144 \text{ t/m}^2$$

$$P_{02} = (1.8 \times 1.35) + (1.76 \times 1.05) + (1.82 \times 0.6) + (0.82 \times 4.6) + (0.83 \times 4.1) + (0.85 \times 10.7) + (0.72 \times 2) + (0.76 \times 2.8) + (0.73 \times 1.20) + (0.78 \times 2.30)$$

$$P_{02} = 27.878 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de ΔP

$$\Delta P = \frac{W_{neta}}{A_{proyectada}}$$

$$a' = \tan 30^\circ (h)2 + a$$

$$b' = \tan 30^\circ (h)2 + b$$

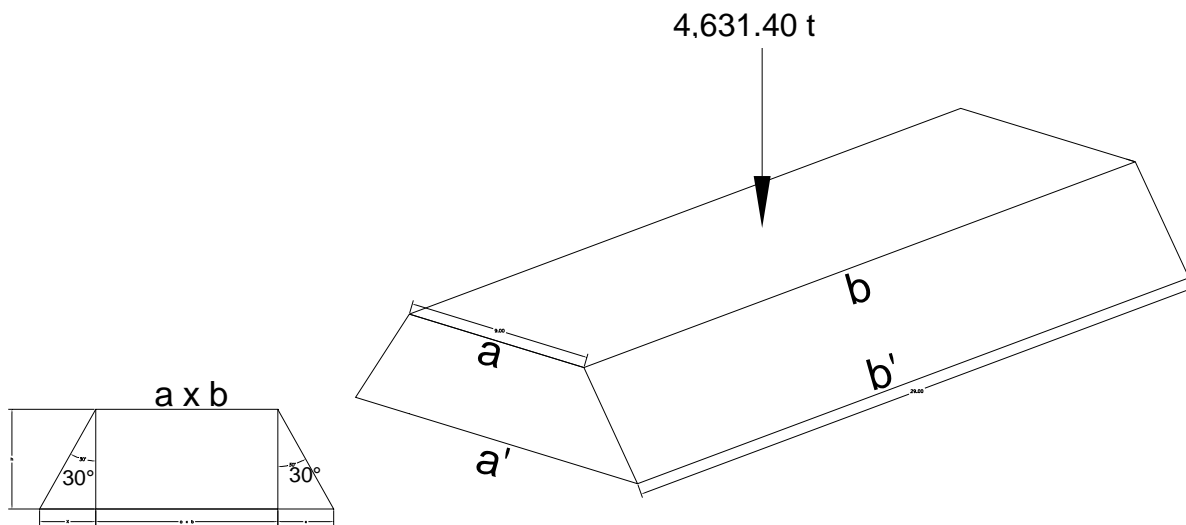


Figura IV. 5 Proyección del área cimentada con pilas.

En la figura VI.6 se presentan los valores del índice de compresibilidad y de expansibilidad para los estratos considerados.

Generador de Nitrógeno

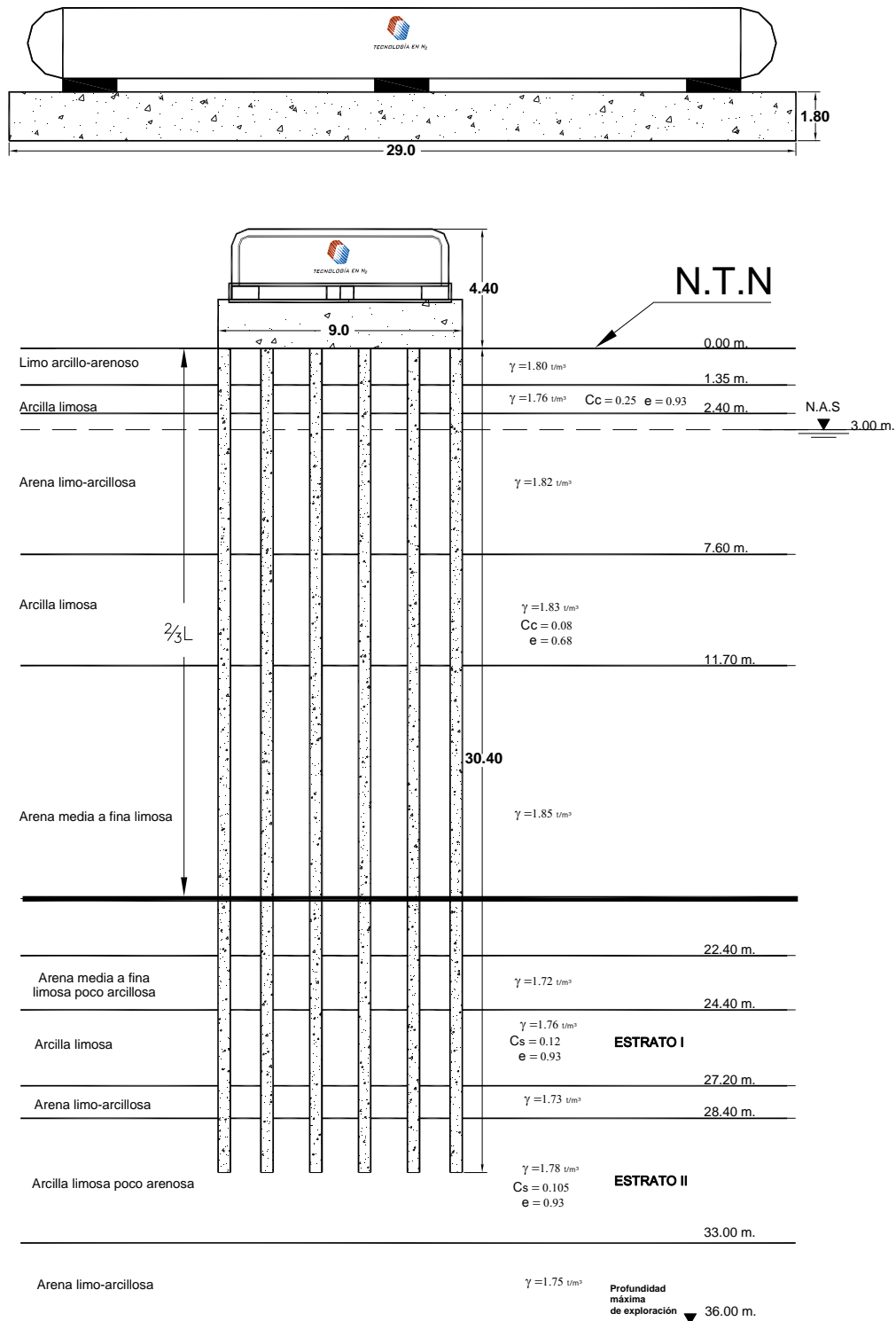


Figura VI.6 Valores del índice de compresibilidad y de expansibilidad para los estratos considerados.

ESTRATO I.

Para $h = 5.50 \text{ m}$

$$a' = \tan 30^\circ (5.50)2+9 = 15.35 \text{ m}$$

$$b' = \tan 30^\circ (5.50)2+29 = 35.35 \text{ m}$$

$$A_{\text{proyectada}} = (15.35) (35.35) = 542.62 \text{ m}^2$$

$$\Delta P = \frac{4613.4}{542.62} = 8.50 \text{ t/m}^2$$

ESTRATO II.

Para $h = 10.40 \text{ m}$

$$a' = \tan 30^\circ (10.40)2+9 = 21.0 \text{ m}$$

$$b' = \tan 30^\circ (10.40)2+29 = 41.0 \text{ m}$$

$$A_{\text{proyectada}} = (21.0) (41.0) = 861.00 \text{ m}^2$$

$$\Delta P = \frac{4613.4}{861.00} = 5.35 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los resultados de los asentamientos calculados en una cimentación a base de pilas.

ESTRATOS COMPRESIBLES	H (m)	e ₀	C _s	P ₀ (m ²)	h (m)	a' (m)	b' (m)	A _{proy} (m ²)	ΔP (t/m ²)	ΔH (m)
ESTRATO I	2.8	0.93	0.120	24.144	5.5	15.35	35.35	542.62	8.5	0.02
ESTRATO II	4.6	0.92	0.105	27.878	10.4	21	41	861.00	5.35	0.02
									ΣΔH_T	0.04 m
										4.2 cm

H = espesor del estrato de arcilla.

e₀ = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla.

C_s = índice de expansibilidad.

P₀ = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla.

h = profundidad de proyección del área cargada para cada uno de los estratos considerados.

a' y b' = dimensiones proyectadas en cada estrato del área cargada.

A_{proy} = área proyectada del área cargada.

ΔP = incremento de presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

ΔH = asentamiento en arcillas preconsolidadas.

La deformación total es de 4.2 cm con el empleo de pilas, por lo tanto se cumple con las especificaciones del proyecto y de igual forma no excede los valores indicados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones vigente.

ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS SECUNDARIAS DE LA PLANTA DE NITRÓGENO

- **Instalaciones de procesamiento de Nitrógeno Líquido comprende las ESTRUCTURAS “B” y “C”. Edificios de un sólo nivel desplantado a nivel de terreno.**
- **Subestación eléctrica (instalaciones eléctricas necesarias para el funcionamiento de la planta) ESTRUCTURA “D”. Edificio de un sólo nivel desplantado a nivel de terreno.**
- **Área de contenedores (almacenamiento de agua y productos químicos) ESTRUCTURA “E”. Edificio de un sólo nivel desplantado a nivel de terreno.**
- **Edificio de oficinas para control administrativo. Edificio de 3 niveles ESTRUCTURA “F”.**

VI.6.3 Revisiones de seguridad y de servicio de las cimentaciones de las estructuras secundarias de la planta de Nitrógeno.

Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación.

ESTRUCTURA “B” INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO

En base a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y son las siguientes:

a).- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de 409.73 t. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afecto por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

b).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de 407.50 t, más la acción accidental más desfavorable, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de 72 t-m. La carga y momentos indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

c).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de 405.20 t, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

PARA LA PRIMERA COMBINACIÓN DE CARGAS

ESTRUCTURA “B” INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO.

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} &= & 46.8 & \text{ t} \\ \gamma_{\text{concreto}} &= 2.4 \text{ t/m}^3 && \text{(Peso volumétrico del concreto reforzado)} \end{aligned}$$

- B = 5 m (Base de la losa de cimentación).
- L = 13 m (Longitud de la losa de cimentación).
- b = 0.3 m (Peralte de la losa de cimentación).
- h = 2.5 m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).

Peso de la estructura	=	305.00	t
10% W de la estructura (peso de la cimentación)=		35.18	t
C.V (CARGAS VIVAS)	=	22.75	t

Para la primera combinación de cargas $Q = P_T = 409.73 \quad t$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

$$\sum Q F_c < R F_R$$

donde:

$\sum Q$ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.4

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$R = (c N_c F_R + P_v) A_{LOSA}$$

A_{LOSA} = área de la losa.

$$c = 3.31 \quad t/m^2$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L)$$

$$D_f = 0 \quad m$$

$$B = 5 \quad m$$

$$L = 13 \quad m$$

$$N_c = 5.63$$

$$\gamma = 1.8 \quad t/m^3$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = \gamma D_f = 0$$

$$R = 13.05 \quad t/m^2$$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.

$$\sum Q F_c < R A_{LOSA}$$

$$573.62 \quad t < 848.54 \quad t \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

La cimentación en la condición analizada es estable.

**PARA LA SEGUNDA COMBINACIÓN DE CARGAS
ESTRUCTURA “B” INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO.**

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 46.8 \quad \text{t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \quad \text{t/m}^3 \text{ (Peso volumétrico del concreto reforzado)}$$

$$B = 5 \text{ m (Base de la losa de cimentación).}$$

$$L = 13 \text{ m (Longitud de la losa de cimentación).}$$

$$b = 0.3 \text{ m (Peralte de la losa de cimentación).}$$

$$h = 2.5 \text{ m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).}$$

$$\text{Peso de la estructura} = 305.00 \quad \text{t}$$

$$10\% W \text{ de la estructura (peso de la cimentación)} = 35.18 \quad \text{t}$$

C.V (CARGAS VIVAS) = 20.475 t

$$\text{Para la segunda combinación de cargas } W_L = P_T = 407.5 \quad \text{t}$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

$$\sum Q F_c < R F_R$$

donde:

$\sum Q$ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.1

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$F_c = 1.1$$

$$c = 3.31 \quad \text{t/m}^2$$

$$W_L = 407.455 \text{ t}$$

$$F_R = 0.7$$

$$A_R = [B - 2e] L$$

$$B = 5 \quad \text{m}$$

$$L = 13 \quad \text{m}$$

$$\gamma = 1.8 \quad \text{t/m}^3$$

$$D_f = 0 \quad \text{m}$$

Cálculo de excentricidad (e).

$M = 72 \text{ t} \cdot \text{m}$ (momento sísmico)

$e = M/WL = 0.18 \text{ m}$

$A_R = 60.43 \text{ m}^2$

$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$

$N_c = 5.63$

Para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante en metros y L la longitud del cimiento en metros. En caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$q_1 = cN_c$

$q_1 = 18.65 \text{ t/m}^2$

$a_0 = 0.4/2 = 0.20$

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará 4.64 m

h = profundidad desde el desplante hasta la capa mas dura próxima = 30.40 m

$1.2 (30.40) = 36.48 \text{ m}$ tomamos 20 m.

Sustituyendo:

$448.20 \text{ t} \leq 465.27 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable.

PARA LA TERCERA COMBINACIÓN DE CARGAS

ESTRUCTURA "B" INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO.

C.M (CARGAS MUERTAS)

$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 46.8 \text{ t}$

$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Peso volumétrico del concreto reforzado)

$B = 5 \text{ m}$ (Base de la losa de cimentación).

$L = 13 \text{ m}$ (Longitud de la losa de cimentación).

$b = 0.3 \text{ m}$ (Peralte de la losa de cimentación).

$h = 2.5 \text{ m}$ (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).

Peso de la estructura = 305.0 t

10% W estructura (peso de la cimentación) = 35.18 t

$$\begin{aligned} \text{C.V (CARGAS VIVAS)} &= 18.2 \text{ t} \\ \text{Para la tercera combinación de cargas} &P_T = 405.2 \text{ t} \end{aligned}$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio.

Cálculo de asentamientos elásticos al centro de la cimentación

CRITERIO DE STEINBRENNER

De acuerdo con este método, el asentamiento Δe_1 bajo una esquina de área rectangular con cargas uniformes "q" localizada en la superficie de una capa elástica de espesor D, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Delta e_d = \frac{qB}{E} \left[(1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2 \right]$$

Donde:

Δe_d = Asentamiento en la esquina del área cargada en, m.

q = Carga uniformemente repartida

B = Ancho del área cargada en, m.

D = Espesor del estrato en, m.

L = Largo del área cargada en, m.

E = Módulo de elasticidad del estrato en, t/m².

ν = Módulo de Poisson del estrato.

F_1 y F_2 = Factores de influencia en función de D, L y B.

En la figura VI.3 donde se observa el corte estratigráfico del área a cimentar se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

El asentamiento en el centro del área cargada podrá calcularse dividiendo el área en cuatro partes y obtener la deformación en la esquina de una de las cuatro áreas y sumar cuatro veces la deformación obtenida.

Para un suelo estratificado constituido por N capas de características elásticas respectivas E_i , ν_i , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad D_i , el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta e_d = \Delta e_{d1}(E_1, \nu_1) + [\Delta e_{d2}(E_2, \nu_2) - \Delta e_{d1}(E_2, \nu_2)] + \dots + [\Delta e_{dn}(E_n, \nu_n) - \Delta e_{d_{n-1}}(E_n, \nu_n)]$$

$\Delta e_{d_i}(E_i, \nu_i)$, es el valor corregido por la ecuación base en los parámetros E_i , ν_i , D_i correspondiente al estrato i.

TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.

PROFUNDIDAD (m)	E(t/m ²)	v	D (m)	D/B	L/B	F ₁	F ₂	Δe _d
0.00 - 1.35	590	0.4	1.35	0.54	2.60	0.040	0.090	0.002
1.35 - 2.40	630	0.5	1.05	0.42	2.60	0.035	0.070	0.000
2.40 - 7.60	660	0.4	5.2	2.08	2.60	0.280	0.120	0.005
7.60 - 11.7	450	0.5	4.1	1.64	2.60	0.230	0.115	-0.001
11.7 - 22.4	600	0.3	10.7	4.28	2.60	0.470	0.070	0.005
22.4 - 24.4	500	0.5	2	0.80	2.60	0.110	0.120	-0.008
24.4 - 27.2	500	0.5	2.8	1.12	2.60	0.150	0.120	0.001
27.2 - 28.4	600	0.4	1.2	0.48	2.60	0.065	0.090	-0.002
28.4 - 33.0	650	0.4	4.6	1.84	2.60	0.260	0.120	0.004
33.0 - 36.0	750	0.4	3	1.20	2.60	0.160	0.100	-0.002

B = 2.5 m
 L = 6.5 m
 q = 6.2 t/m²

0.003 m
0.31 cm

Se obtienen los asentamientos en la losa de cimentación, al centro 1.25 cm y en la esquina de 0.31 cm los cuales resultan admisibles.

La deformación diferencial entre el centro y la esquina es de 0.94 cm.

Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación.

ESTRUCTURA “C” INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO

En base a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y son las siguientes:

- a).- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de 853.36 t. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afecto por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.
- b).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de 849.20 t, más la acción accidental más desfavorable, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de 197 t-m. La carga y momentos indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.
- c).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de 845 t, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

PARA LA PRIMERA COMBINACIÓN DE CARGAS
ESTRUCTURA " C " INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO.

C.M (CARGAS MUERTAS)

Losa = $B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}}$ = 57.6 t
 $\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Peso volumétrico del concreto reforzado)
 B = 10 m (Base de la losa de cimentación).
 L = 12 m (Longitud de la losa de cimentación).
 b = 0.2 m (Peralte de la losa de cimentación).
 h = 3 m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).

Peso de la estructura = 680.00 t
 10% W de la estructura (peso de la cimentación) = 73.76 t

C.V (CARGAS VIVAS) = 42 t

Para la primera combinación de cargas $Q = P_T = 853.36 \text{ t}$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

$\Sigma QF_c < RF_R$
 donde:

- ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación).
- F_c = Factor de carga igual a 1.4
- F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual 0.7.
- R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$R = (cN_c F_R + P_v) A_{\text{LOSA}}$
 $A_{\text{LOSA}} = \text{Área de la losa.}$
 $c = 3.31 \text{ t/m}^2$

$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f / B + 0.25B / L)$

$D_f = 0 \text{ m}$
 $B = 10 \text{ m}$
 $L = 12 \text{ m}$

$N_c = 6.21$
 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
 $F_R = 0.7$
 $P_v = \gamma D_f = 0$
 $R = 14.39 \text{ t/m}^2$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.

$$\Sigma QF_c < RA_{LOSA}$$

1,194.70 t < 1,726.86 t ⇒ **CUMPLE**

La cimentación en la condición analizada es estable.

**PARA LA SEGUNDA COMBINACIÓN DE CARGAS
ESTRUCTURA “C” INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO.**

C.M (CARGAS MUERTAS)

Losa = B x L x b x $\gamma_{concreto}$ = 57.6 t

$\gamma_{concreto}$ = 2.4 t/m³ (Peso volumétrico del concreto reforzado)

B = 10 m. (Base de la losa de cimentación).

L = 12 m. (Longitud de la losa de cimentación).

b = 0.2 m. (Peralte de la losa de cimentación).

h = 3.0 m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).

Peso de la estructura = 680.00 t

10% W estructura (peso de la cimentación) = 73.76 t

C.V (CARGAS VIVAS) = 37.8 t

Para la segunda combinación de cargas $W_L = P_T = 849.2$ t

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

$$\Sigma QF_c < RF_R$$

donde:

ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.1

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$F_c W_L \leq F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_c c} \right]$$

$F_c = 1.1$

$c = 3.31$ t/m²

$W_L = 849.160$ t

$F_R = 0.7$

$$A_R = [B - 2e] L$$

$$B = 10 \text{ m}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$D_f = 0 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidad (e).

$$M = 197 \text{ t - m (momento sísmico)}$$

$$e = M/W_L = 0.23 \text{ m}$$

$$A_R = 114.43 \text{ m}^2$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$N_c = 6.21$$

Para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante en m y L la longitud del cimiento en m.

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$$q_1 = cN_c$$

$$q_1 = 20.56 \text{ t/m}^2$$

$$a_0 = 0.4/2 = 0.20$$

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará = 9.54 m

h = profundidad desde el desplante hasta la capa mas dura próxima = 30.4m

1.2 (30.40) = 36.48 m tomamos 20 m.

Sustituyendo:

$$934.08 \text{ t} \leq 971.22 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable.

PARA LA TERCERA COMBINACIÓN DE CARGAS

ESTRUCTURA "C" INSTALACIÓN DE CONTROL DE PROCESO.

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 57.6 \text{ t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3 \quad (\text{Peso volumétrico del concreto reforzado})$$

$$B = 10 \text{ m} \quad (\text{Base de la losa de cimentación}).$$

$$L = 12 \text{ m} \quad (\text{Longitud de la losa de cimentación}).$$

$$b = 0.2 \text{ m} \quad (\text{Peralte de la losa de cimentación}).$$

$h = 3 \text{ m}$ (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).

Peso de la estructura	=	680.00	t
10% W estructura (peso de la cimentación)	=	73.76	t
C.V (CARGAS VIVAS)	=	33.6	t
Para la tercera combinación de cargas	PT =	845.0	t

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio.

Cálculo de asentamientos elásticos al centro de la cimentación

CRITERIO DE STEINBRENNER

De acuerdo con este método, el asentamiento Δe_1 bajo una esquina de área rectangular con cargas uniformes "q" localizada en la superficie de una capa elástica de espesor D, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Delta e_d = \frac{qB}{E} \left[(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \right]$$

Donde:

Δe_d = Asentamiento en la esquina del área cargada en, m.

q = Carga uniformemente repartida

B = Ancho del área cargada en, m.

D = Espesor del estrato en, m.

L = Largo del área cargada en, m.

E = Módulo de elasticidad del estrato en, t/m².

ν = Módulo de Poisson del estrato.

F_1 y F_2 = Factores de influencia en función de D, L y B.

En la figura VI.3 donde se observa el corte estratigráfico del área a cimentar se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

El asentamiento en el centro del área cargada podrá calcularse dividiendo el área en cuatro partes y obtener la deformación en la esquina de una de las cuatro áreas y sumar cuatro veces la deformación obtenida.

Para un suelo estratificado constituido por N capas de características elásticas respectivas E_i , ν_i , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad D_i , el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta e_d = \Delta e_{d1}(E_1, \nu_1) + [\Delta e_{d2}(E_2, \nu_2) - \Delta e_{d1}(E_2, \nu_2)] + \dots + [\Delta e_{dn}(E_n, \nu_n) - \Delta e_{d_{n-1}}(E_n, \nu_n)]$$

$\Delta e_{di}(E_i, \nu_i)$, es el valor corregido por la ecuación base en los parámetros E_i , ν_i , D_i correspondiente al estrato i.

TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.

PROFUNDIDAD (m)	E(t/m ²)	v	D (m)	D/B	L/B	F ₁	F ₂	Δe _d
0.00 - 1.35	590	0.4	1.35	0.27	1.20	0.030	0.055	0.002
1.35 - 2.40	630	0.5	1.05	0.21	1.20	0.020	0.060	0.000
2.40 - 7.60	660	0.4	5.2	1.04	1.20	0.180	0.120	0.008
7.60 - 11.7	450	0.5	4.1	0.82	1.20	0.170	0.110	-0.001
11.7 - 22.4	600	0.3	10.7	2.14	1.20	0.300	0.070	0.006
22.4 - 24.4	500	0.5	2	0.40	1.20	0.070	0.090	-0.012
24.4 - 27.2	500	0.5	2.8	0.56	1.20	0.100	0.090	0.002
27.2 - 28.4	600	0.4	1.2	0.24	1.20	0.023	0.064	-0.004
28.4 - 33.0	650	0.4	4.6	0.92	1.20	0.180	0.130	0.008
33.0 - 36.0	750	0.4	3	0.60	1.20	0.100	0.070	-0.004

B = 5 m
 L = 6 m
 q = 7.0 t/m²

0.005 m
 0.46 cm

Se obtienen los asentamientos en la losa de cimentación, al centro 1.85 cm y en la esquina de 0.46 cm. los cuales resultan admisibles.

La deformación diferencial entre el centro y la esquina es de 1.39 cm.

Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación.

ESTRUCTURA "D" SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

En base a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y son las siguientes:

- a).- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de 460.75 t. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afecto por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.
- b).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de 458.10 t, más la acción accidental más desfavorable, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de 118 t-m. La carga y momentos indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.
- c).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de 455.50 t, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

PARA LA PRIMERA COMBINACIÓN DE CARGAS
ESTRUCTURA "D" SUBESTACIÓN ELÉCTRICA.

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\begin{aligned} \text{Losas} &= B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} &= & 45 \quad \text{t} \\ \gamma_{\text{concreto}} &= 2.4 \text{ t/m}^3 && \text{(Peso volumétrico del concreto reforzado)} \\ B &= 5 \text{ m} && \text{(Base de la losa de cimentación).} \\ L &= 15 \text{ m} && \text{(Longitud de la losa de cimentación).} \\ b &= 0.25 \text{ m} && \text{(Peralte de la losa de cimentación).} \\ h &= 3.5 \text{ m} && \text{(Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de la estructura} &= 350.00 \quad \text{t} \\ 10\% W \text{ de la estructura (peso de la cimentación)} &= 39.50 \quad \text{t} \\ \text{C.V} \text{ (CARGAS VIVAS)} &= 26.25 \quad \text{t} \\ \text{Para la primera combinación de cargas} \quad Q = P_T &= 460.75 \quad \text{t} \end{aligned}$$

$$\Sigma Q F_c < R F_R$$

donde:

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= \text{Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la} \\ &\quad \text{cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.} \\ F_c &= \text{Factor de carga igual a 1.4} \\ F_R &= \text{Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.} \\ R &= \text{Capacidad de carga de la losa.} \end{aligned}$$

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$R = (c N_c F_R + P_v) A_{\text{LOSA}}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{LOSA}} &= \text{área de la losa.} \\ c &= 3.31 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L)$$

$$\begin{aligned} D_f &= 0 \text{ m} \\ B &= 5 \text{ m} \\ L &= 15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_c &= 5.57 \\ \gamma &= 1.8 \text{ t/m}^3 \\ F_R &= 0.7 \end{aligned}$$

$$P_v = \gamma D_f = 0$$

$$R = 12.90 \text{ t/m}^2$$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.

$$S Q_{Fc} < R A_{LOSA}$$

$$645.05 \text{ t} < 967.64 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

La cimentación en la condición analizada es estable.

PARA LA SEGUNDA COMBINACIÓN DE CARGAS ESTRUCTURA "D" SUBESTACIÓN ELÉCTRICA.

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 45 \text{ t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3 \text{ (Peso volumétrico del concreto reforzado)}$$

$$B = 5 \text{ m} \text{ (Base de la losa de cimentación).}$$

$$L = 15 \text{ m} \text{ (Longitud de la losa de cimentación).}$$

$$b = 0.25 \text{ m} \text{ (Peralte de la losa de cimentación).}$$

$$h = 3.5 \text{ m} \text{ (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).}$$

$$\text{Peso de la estructura} = 350.00 \text{ t}$$

$$10\% W \text{ de la estructura (peso de la cimentación)} = 39.50 \text{ t}$$

$$\text{C.V (CARGAS VIVAS)} = 23.625 \text{ t}$$

$$\text{Para la segunda combinación de cargas } W_L = P_T = 458.1 \text{ t}$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

$$\Sigma Q_{Fc} < R F_R$$

donde:

ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.1

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$F_c W_L \leq F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_c c} \right]$$

- F_c = 1.1
- c = 3.31 t/m²
- W_L = 458.125 t
- F_R = 0.7
- A_R = [B - 2e] L
- B = 5 m
- L = 15 m
- γ = 1.8 t/m³
- Df = 0 m

Cálculo de excentricidad (e).

- M = 118 t - m (momento sísmico)
- e = M/W_L
- e = 0.26 m
- A_R = 67.26 m²
- N_c = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)
- N_c = 5.57
- Para Df/B < 2 y B/L < 1

donde Df es la profundidad de desplante en m y L la longitud del cimiento en m. En caso de que Df/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

q₁ = cN_c

q₁ = 18.43 t/m²

a₀ = 0.4/2 = 0.20

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará = 4.48 m

h = profundidad desde el desplante hasta la capa mas dura próxima = 30.40 m

1.2 (30.40) = 36.48 m tomamos 20 m.

Sustituyendo:

503.94 t ≤ 511.86 t **CUMPLE**

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable.

PARA LA TERCERA COMBINACIÓN DE CARGAS ESTRUCTURA "D" SUBESTACIÓN ELÉCTRICA.

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 45 \text{ t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3 \text{ (Peso volumétrico del concreto reforzado)}$$

$$B = 5 \text{ m (Base de la losa de cimentación).}$$

$$L = 15 \text{ m (Longitud de la losa de cimentación).}$$

$$b = 0.25 \text{ m (Peralte de la losa de cimentación).}$$

$$h = 3.5 \text{ m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).}$$

$$\text{Peso de la estructura} = 350.00 \text{ t}$$

$$10\% \text{ W estructura (peso de la cimentación)} = 39.50 \text{ t}$$

$$\text{C.V (CARGAS VIVAS)} = 21.0 \text{ t}$$

$$\text{Para la tercera combinación de cargas } P_T = 455.5 \text{ t}$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio.

Cálculo de asentamientos elásticos al centro de la cimentación

CRITERIO DE STEINBRENNER

De acuerdo con este método, el asentamiento Δe_1 bajo una esquina de área rectangular con cargas uniformes "q" localizada en la superficie de una capa elástica de espesor D, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Delta e_d = \frac{qB}{E} \left[(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \right]$$

Donde:

Δe_d = Asentamiento en la esquina del área cargada en, m.

q = Carga uniformemente repartida

B = Ancho del área cargada en, m.

D = Espesor del estrato en, m.

L = Largo del área cargada en, m.

E = Módulo de elasticidad del estrato en, t/m^2 .

ν = Módulo de Poisson del estrato.

F_1 y F_2 = Factores de influencia en función de D, L y B.

En la figura VI.3 donde se observa el corte estratigráfico del área a cimentar se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

El asentamiento en el centro del área cargada podrá calcularse dividiendo el área en cuatro partes y obtener la deformación en la esquina de una de las cuatro áreas y sumar cuatro veces la deformación obtenida.

Para un suelo estratificado constituido por N capas de características elásticas respectivas E_i, ν_i , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad D_i , el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta e_d = \Delta e_{d_1}(E_1, \nu_1) + [\Delta e_{d_2}(E_2, \nu_2) - \Delta e_{d_1}(E_2, \nu_2)] + \dots + [\Delta e_{d_n}(E_n, \nu_n) - \Delta e_{d_{n-1}}(E_n, \nu_n)]$$

$\Delta e_{d_i}(E_i, \nu_i)$, es el valor corregido por la ecuación base en los parámetros E_i, ν_i, D_i correspondiente al estrato i.

TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.

PROFUNDIDAD (m)	E(t/m ²)	ν	D (m)	D/B	L/B	F ₁	F ₂	Δe_d
0.00 - 1.35	590	0.4	1.35	0.54	3.00	0.040	0.090	0.002
1.35 - 2.40	630	0.5	1.05	0.42	3.00	0.045	0.080	0.000
2.40 - 7.60	660	0.4	5.2	2.08	3.00	0.270	0.120	0.005
7.60 - 11.7	450	0.5	4.1	1.64	3.00	0.200	0.125	-0.002
11.7 - 22.4	600	0.3	10.7	4.28	3.00	0.460	0.075	0.005
22.4 - 24.4	500	0.5	2	0.80	3.00	0.100	0.120	-0.008
24.4 - 27.2	500	0.5	2.8	1.12	3.00	0.140	0.120	0.001
27.2 - 28.4	600	0.4	1.2	0.48	3.00	0.050	0.100	-0.002
28.4 - 33.0	650	0.4	4.6	1.84	3.00	0.255	0.130	0.004
33.0 - 36.0	750	0.4	3	1.20	3.00	0.280	0.120	0.000

B = 2.5 m
 L = 7.5 m
 q = 6.1 t/m²

0.005 m
0.50 cm

Se obtienen los asentamientos en la losa de cimentación, al centro 2.0 cm y en la esquina de 0.50 cm los cuales resultan admisibles.

La deformación diferencial entre el centro y la esquina es de 1.50 cm.

Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación.

ESTRUCTURA "E" CONTENEDORES DE AGUA Y QUÍMICOS

En base a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y son las siguientes:

- a).- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de 1,197.32 t. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afecto por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

b).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de 1,191.0 t, más la acción accidental más desfavorable, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de 205 t-m. La carga y momentos indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

c).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de 1,184.7 t, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

PARA LA PRIMERA COMBINACIÓN DE CARGAS ESTRUCTURA "E" CONTENEDORES DE AGUA Y QUÍMICOS

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 151.2 \quad \text{t}$$

$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Peso volumétrico del concreto reforzado)

$$B = 9 \text{ m} \quad (\text{Base de la losa de cimentación})$$

$$L = 20 \text{ m} \quad (\text{Longitud de la losa de cimentación}).$$

$$b = 0.35 \text{ m} \quad (\text{Peralte de la losa de cimentación}).$$

$$h = 2.5 \text{ m} \quad (\text{Altura de la estructura medida a partir del terreno natural}).$$

$$\text{Peso de la estructura} = 880.00 \quad \text{t}$$

$$10\% \text{ W estructura (peso de la cimentación)} = 103.12 \quad \text{t}$$

$$\text{C.V (CARGAS VIVAS)} = 63 \quad \text{t}$$

$$\text{Para la primera combinación de cargas } Q = P_T = 1,197.32 \quad \text{t}$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

$$\Sigma Q F_c < R F_R$$

donde:

ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.4

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$R = (cNc F_R + Pv) A_{LOSA}$$

$$A_{LOSA} = \text{Área de la losa.}$$

$$c = 3.31 \text{ t/m}^2$$

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25Df / B + 0.25B/L)$$

$$Df = 0 \text{ m}$$

$$B = 9 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$Nc = 5.72$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$F_R = 0.7$$

$$Pv = \gamma Df$$

$$Df = 0$$

$$R = 13.249 \text{ t/m}^2$$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.

$$\Sigma QFc < RA_{LOSA}$$

$$1,676.25 \text{ t} < 2,384.85 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

La cimentación en la condición analizada es estable.

PARA LA SEGUNDA COMBINACIÓN DE CARGAS ESTRUCTURA "E" CONTENEDORES DE AGUA Y QUÍMICOS

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\text{Losa} = B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 151.2 \text{ t}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3 \text{ (Peso volumétrico del concreto reforzado)}$$

$$B = 9 \text{ m (Base de la losa de cimentación).}$$

$$L = 20 \text{ m (Longitud de la losa de cimentación).}$$

$$b = 0.35 \text{ m (Peralte de la losa de cimentación).}$$

$h = 2.5$ m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).

Peso de la estructura	=	880.00 t
10% W estructura (peso de la cimentación)	=	103.12 t
C.V (CARGAS VIVAS)	=	56.7 t
Para la segunda combinación de cargas W_L	=	$P_T = 1191.0$ t

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

$$\Sigma Q F_c < R F_R$$

donde:

ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.1

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$F_c W_L \leq F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_c c} \right]$$

$$F_c = 1.1$$

$$c = 3.31 \text{ t/m}^2$$

$$W_L = 1191.020 \text{ t}$$

$$F_R = 0.7$$

$$A_R = [B - 2e] L$$

$$B = 9 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$D_f = 0 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidad (e).

$$M = 205 \text{ t - m (momento sísmico)}$$

$$e = M/W_L = 0.17 \text{ m}$$

$$A_R = 173.13 \text{ m}^2$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$N_c = 5.72$$

Para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde Df es la profundidad de desplante en m y L la longitud del cimiento en m. En caso de que Df/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$$q_1 = cNc$$

$$q_1 = 18.93 \text{ t/m}^2$$

$$a_0 = 0.4/2 = 0.20$$

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará = 8.66 m

h = profundidad desde el desplante hasta la capa mas dura próxima = 30.40 m

1.2 (30.40) = 36.48 m tomamos 20 m.

Sustituyendo:

$$1310.12 \text{ t} \leq 1352.92 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable.

PARA LA TERCERA COMBINACIÓN DE CARGAS ESTRUCTURA "E" CONTENEDORES DE AGUA Y QUÍMICOS

C.M (CARGAS MUERTAS)

Losa =	B x L x b x 2.40 =	=	151.2 t
	2.4 t/m ³ (Peso volumétrico del concreto reforzado)		
B =	9 m (Base de la losa de cimentación).		
L =	20 m (Longitud de la losa de cimentación).		
b =	0.35 m (Peralte de la losa de cimentación).		
h =	2.5 m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).		

Peso de la estructura = 880.00 t

10% W estructura (peso de la cimentación) = 103.12 t

C.V (CARGAS VIVAS) = 50.4 t

Para la tercera combinación de cargas

PT = 1184.7 t

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio.

Cálculo de asentamientos elásticos al centro de la cimentación

CRITERIO DE STEINBRENNER

De acuerdo con este método, el asentamiento Δe_1 bajo una esquina de área rectangular con cargas uniformes "q" localizada en la superficie de una capa elástica de espesor D, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Delta e_d = \frac{qB}{E} \left[(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2 \right]$$

Donde:

Δe_d = Asentamiento en la esquina del área cargada en, m.

q = Carga uniformemente repartida

B = Ancho del área cargada en, m.

D = Espesor del estrato en, m.

L = Largo del área cargada en, m.

E = Módulo de elasticidad del estrato en, t/m².

ν = Módulo de Poisson del estrato.

F_1 y F_2 = Factores de influencia en función de D, L y B.

En la figura VI.3 donde se observa el corte estratigráfico del área a cimentar se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

El asentamiento en el centro del área cargada podrá calcularse dividiendo el área en cuatro partes y obtener la deformación en la esquina de una de las cuatro áreas y sumar cuatro veces la deformación obtenida.

Para un suelo estratificado constituido por N capas de características elásticas respectivas E_i , ν_i , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad D_i , el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta e_d = \Delta e_{d1}(E_1, \nu_1) + [\Delta e_{d2}(E_2, \nu_2) - \Delta e_{d1}(E_2, \nu_2)] + \dots + [\Delta e_{dn}(E_n, \nu_n) - \Delta e_{d(n-1)}(E_n, \nu_n)]$$

$\Delta e_{di}(E_i, \nu_i)$, es el valor corregido por la ecuación base en los parámetros E_i , ν_i , D_i correspondiente al estrato i.

TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.

PROFUNDIDAD (m)	E(t/m ²)	v	D (m)	D/B	L/B	F ₁	F ₂	Δe _d
0.00 - 1.35	590	0.4	1.35	0.30	2.22	0.025	0.050	0.002
1.35 - 2.40	630	0.5	1.05	0.23	2.22	0.010	0.040	-0.001
2.40 - 7.60	660	0.4	5.2	1.16	2.22	0.170	0.110	0.007
7.60 - 11.7	450	0.5	4.1	0.91	2.22	0.150	0.105	-0.001
11.7 - 22.4	600	0.3	10.7	2.38	2.22	0.310	0.100	0.007
22.4 - 24.4	500	0.5	2	0.44	2.22	0.070	0.090	-0.011
24.4 - 27.2	500	0.5	2.8	0.62	2.22	0.090	0.080	0.001
27.2 - 28.4	600	0.4	1.2	0.27	2.22	0.010	0.050	-0.004
28.4 - 33.0	650	0.4	4.6	1.02	2.22	0.150	0.105	0.006
33.0 - 36.0	750	0.4	3	0.67	2.22	0.100	0.090	-0.002

0.005 m
0.49 cm

B = 4.5 m
L = 10 m
q = 6.6 t/m²

Se obtienen los asentamientos en la losa de cimentación, al centro 1.98 cm. y en la esquina de 0.49 cm. los cuales resultan admisibles.

La deformación diferencial entre el centro y la esquina es de 1.48 cm.

Acciones de carga a considerar en la revisión de estabilidad de la cimentación.

ESTRUCTURA "F" EDIFICIO DE 3 NIVELES (OFICINAS)

En base a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y son las siguientes:

a).- Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de 632.73 t. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afecto por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

b).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de 629.10 t, más la acción accidental más desfavorable, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de 309 t-m. La carga y momentos indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

c).- Combinación de cargas permanentes más cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de 625.4 t, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

PARA LA PRIMERA COMBINACIÓN DE CARGAS

ESTRUCTURA "F" EDIFICIO DE 3 NIVELES (OFICINAS).

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\begin{aligned} \text{Losas} &= B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} &= & 37.8 \quad \text{t} \\ \gamma_{\text{concreto}} &= & 2.4 \text{ t/m}^3 & \text{ (Peso volumétrico del concreto reforzado)} \\ B &= & 7 \text{ m} & \text{ (Base de la losa de cimentación).} \\ L &= & 15 \text{ m} & \text{ (Longitud de la losa de cimentación).} \\ b &= & 0.15 \text{ m} & \text{ (Peralte de la losa de cimentación).} \\ h &= & 6.2 \text{ m} & \text{ (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de la estructura} = 504.00 \quad \text{t}$$

$$10\% \text{ W de la estructura (peso de la cimentación)} = 54.18 \quad \text{t}$$

$$\text{C.V (CARGAS VIVAS)} = 36.75 \quad \text{t}$$

$$\text{Para la primera combinación de cargas} \quad Q = P_T = 632.73 \quad \text{t}$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

$$\Sigma Q F_c < R F_R$$

donde:

ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F_c = Factor de carga igual a 1.4

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$R = (c N_c F_R + P_v) A_{\text{LOSA}}$$

$$A_{\text{LOSA}} = \text{Área de la losa.}$$

$$c = 3.31 \text{ t/m}^2$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L)$$

$$D_f = 0 \text{ m}$$

$$B = 7 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$N_c = 5.74$$

$$\begin{aligned}\gamma &= 1.8 \text{ t/m}^3 \\ F_R &= 0.7 \\ P_V = \gamma D_f &= 0 \\ R &= 13.30 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.

$$S Q_{Fc} < R A_{LOSA}$$

$$885.82 \text{ t} < 1,396.37 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

La cimentación en la condición analizada es estable.

**PARA LA SEGUNDA COMBINACIÓN DE CARGAS
ESTRUCTURA "F" EDIFICIO DE 3 NIVELES (OFICINAS).**

C.M (CARGAS MUERTAS)

$$\begin{aligned}\text{Losa} &= B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}} = 37.8 \text{ t} \\ \gamma_{\text{concreto}} &= 2.4 \text{ t/m}^3 \text{ (Peso volumétrico del concreto reforzado)} \\ B &= 7 \text{ m (Base de la losa de cimentación).} \\ L &= 15 \text{ m (Longitud de la losa de cimentación).} \\ b &= 0.15 \text{ m (Peralte de la losa de cimentación).} \\ h &= 6.2 \text{ m (Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Peso de la estructura} &= 504.00 \text{ t} \\ 10\% W \text{ estructura (peso de la cimentación)} &= 54.18 \text{ t} \\ \text{C.V (CARGAS VIVAS)} &= 33.075 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\text{Para la segunda combinación de cargas } W_L = P_T = 629.1$$

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

$$\Sigma Q_{Fc} < R F_R$$

donde:

- ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.
- F_c = Factor de carga igual a 1.1
- F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.
- R = Capacidad de carga de la losa.

a) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$F_c W_L \leq F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_c c} \right]$$

$F_c = 1.1$

$c = 3.31 \text{ t/m}^2$

$W_L = 629.055 \text{ t}$

$F_R = 0.7$

$A_R = [B - 2e] L$

$B = 7 \text{ m}$

$L = 15 \text{ m}$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

$D_f = 0 \text{ m}$

Cálculo de excentricidad (e).

$M = 309 \text{ t - m (momento sísmico)}$

$e = M/W_L = 0.49 \text{ m}$

$A_R = 90.28 \text{ m}^2$

$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$

$N_c = 5.74$

Para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante en m y L la longitud del cimiento en m. En caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$q_1 = c N_c$

$q_1 = 19.00 \text{ t/m}^2$

$a_0 = 0.4/2 = 0.20$

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará = 6.02 m

h = profundidad desde el desplante hasta la capa mas dura próxima = 30.40 m

1.2 (30.40) = 36.48 m tomamos 20 m.

Sustituyendo:

$691.96 \text{ t} \leq 708.12 \text{ t} \Rightarrow \text{CUMPLE}$

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable.

**PARA LA TERCERA COMBINACIÓN DE CARGAS
ESTRUCTURA "F" EDIFICIO DE 3 NIVELES (OFICINAS).**

C.M (CARGAS MUERTAS)

Losa =	$B \times L \times b \times \gamma_{\text{concreto}}$	=	37.8 t
γ_{concreto} =	2.4 t/m ³	(Peso volumétrico del concreto reforzado)	
B =	7 m	(Base de la losa de cimentación).	
L =	15 m	(Longitud de la losa de cimentación).	
b =	0.15 m	(Peralte de la losa de cimentación).	
h =	6.2 m	(Altura de la estructura medida a partir del terreno natural).	
Peso de la estructura		=	504 t
10% W estructura (peso de la cimentación)		=	54.18 t
C.V (CARGAS VIVAS)		=	29.4 t
Para la tercera combinación de cargas		$P_T =$	625.38 t

Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio.

Cálculo de asentamientos elásticos al centro de la cimentación

CRITERIO DE STEINBRENNER

De acuerdo con este método, el asentamiento Δe_1 bajo una esquina de área rectangular con cargas uniformes "q" localizada en la superficie de una capa elástica de espesor D, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\Delta e_d = \frac{qB}{E} [(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2]$$

Donde:

Δe_d = Asentamiento en la esquina del área cargada en, m.

q = Carga uniformemente repartida

B = Ancho del área cargada en, m.

D = Espesor del estrato en, m.

L = Largo del área cargada en, m.

E = Módulo de elasticidad del estrato en, t/m².

ν = Módulo de Poisson del estrato.

F_1 y F_2 = Factores de influencia en función de D, L y B.

En la figura VI.3 se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

El asentamiento en el centro del área cargada podrá calcularse diviendo el área en cuatro partes y obtener la deformación en la esquina de una de las cuatro áreas y sumar cuatro veces la deformación obtenida.

Para un suelo estratificado constituido por N capas de características elásticas respectivas E_i, ν_i , cuyas fronteras inferiores se encuentran a la profundidad D_i , el asentamiento bajo la esquina del área cargada es:

$$\Delta e_d = \Delta e_{d1}(E_1, \nu_1) + [\Delta e_{d2}(E_2, \nu_2) - \Delta e_{d1}(E_2, \nu_2)] + \dots + [\Delta e_{dn}(E_n, \nu_n) - \Delta e_{d(n-1)}(E_n, \nu_n)]$$

$\Delta e_{d_i}(E_i, \nu_i)$, es el valor corregido por la ecuación base en lo parámetros E_i , ν_i , D_i correspondiente al estrato i .

TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS AL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN.

PROFUNDIDAD (m)	E(t/m ²)	ν	D (m)	D/B	L/B	F ₁	F ₂	De _d
0.00 - 1.35	590	0.4	1.35	0.39	2.14	0.040	0.070	0.002
1.35 - 2.40	630	0.5	1.05	0.30	2.14	0.030	0.070	0.000
2.40 - 7.60	660	0.4	5.2	1.49	2.14	0.200	0.120	0.005
7.60 - 11.7	450	0.5	4.1	1.17	2.14	0.180	0.130	-0.001
11.7 - 22.4	600	0.3	10.7	3.06	2.14	0.470	0.070	0.008
22.4 - 24.4	500	0.5	2	0.57	2.14	0.070	0.100	-0.013
24.4 - 27.2	500	0.5	2.8	0.80	2.14	0.170	0.130	0.003
27.2 - 28.4	600	0.4	1.2	0.34	2.14	0.035	0.070	-0.005
28.4 - 33.0	650	0.4	4.6	1.31	2.14	0.175	0.124	0.004
33.0 - 36.0	750	0.4	3	0.86	2.14	0.150	0.120	-0.001

B = 3.5 m
 L = 7.5 m
 q = 6.0 t/m²

0.004 m
0.37 cm

Se obtienen los asentamientos en la losa de cimentación, al centro 1.48 cm y en la esquina de 0.37 cm los cuales resultan admisibles.

La deformación diferencial entre el centro y la esquina es de 1.11 cm.

NOTAS:

- 1). La distancia mínima entre pilas, centro a centro, deberá ser mayor de tres veces su diámetro.
- 2). La profundidad que se indica para el desplante de las pilas, es aproximada, ya que la estratigrafía es muy errática. El manto de apoyo está formado básicamente por arcilla limosa poco arenosa con algunas gravillas cuarzosas, de color café claro olivo con manchas de oxidación; de consistencia rígida a muy rígida; presenta una resistencia a la penetración estándar variable de entre 9 y 32 golpes. Ver perfiles estratigráficos.
- 2a). Se deberá asegurar que debajo de todas y cada una de las pilas, no existan materiales o discontinuidades que pudieran ocasionar una disminución de la capacidad de carga admisible que aquí se consigna.
- 3). Para determinar la capacidad de carga admisible para condiciones estáticas, se empleó un factor de resistencia de 0.70.

$$Q_a = R F_R$$

Donde:

Q_a = Capacidad de carga admisible.

R = Capacidad de carga de la cimentación.

F_R = Factor de resistencia.

4). La capacidad de carga admisible " Q_a " fue determinada para cargas estáticas; por lo que para la combinación de cargas permanentes y cargas accidentales (viento y sismo), la capacidad de carga admisible podrá ser incrementada.

5). En los análisis de capacidad de carga admisible ya está considerado el peso propio de la cimentación.

6).- El suelo subyacente a la cimentación se encuentra estratificado, por lo que se realizó el cálculo de asentamientos elásticos o inmediatos en el centro y en la esquina del área de la cimentación con el método de Steinbrenner. De esta forma se obtuvo un asentamiento instantáneo (ΔH_{ed}) en el centro y en la esquina de cada una de las estructuras de planta de Nitrógeno.

Por la naturaleza de los suelos involucrados (suelos cohesivo-friccionantes), el análisis fue de tipo elástico, ya que en estos suelos no es aplicable con todo rigor la teoría de consolidación debida a Terzaghi, aunque para este estudio se calcularon los asentamientos por consolidación en la estructura "A" empleando el método empírico propuesto por Terzaghi en el grupo de pilas (ver inciso 7). En estos materiales la componente elástica juega un papel mucho más importante que la deformación plástica.

Para los análisis de asentamientos se determinó un módulo de elasticidad variable con la profundidad de $E = 450$ a 750 kg/cm^2 ; una relación de poisson " ν " de 0.3 a 0.5. De esta forma se obtuvieron los asentamientos elásticos.

7).- Los asentamientos que se prevén podrán ocurrir en las Pilas se obtuvieron empleando los procedimientos aceptados para éste propósito y las teorías desarrolladas por el Dr. K. Terzaghi en las cuales se considera tanto el índice de expansibilidad " C_s " empleado en el calculo de asentamientos para arcillas preconsolidadas que es el caso de este estudio. El " C_s " se determinó en pruebas de consolidación en el edómetro y el módulo de elasticidad E_{50} para los materiales analizados se obtuvo en pruebas triaxiales esfuerzo-deformación unitaria realizadas en la cámara triaxial.

Cabe señalar que en el análisis de la cimentación del generador de Nitrógeno se calcularon los asentamientos elásticos sin considerar pilas con el propósito de conocer su comportamiento en tales condiciones, ya que para el cálculo de asentamientos por consolidación en una cimentación a base de pilas se empleo el método empírico propuesto por Terzaghi para grupo de pilotes o pilas.

Mientras que, la distribución de esfuerzos con la profundidad se determinó con la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq para un área rectangular uniformemente cargada.

8). Los asentamientos consignados, son generados por el incremento de esfuerzos en el subsuelo, debidos a las cargas permanentes más las cargas variables con intensidad media. Estos asentamientos corresponden a una "carga media" aplicada sobre la pila igual a la capacidad de carga admisible "Qa"; por lo que, para "cargas medias" menores a la "Qa" aquí indicada, los asentamientos serán menores.

9). Los asentamientos totales a largo plazo son la suma de los asentamientos inmediatos más asentamientos diferidos. Aproximadamente el 80% de estos asentamientos totales se verificarán durante la construcción e instalación de equipo y el resto a largo plazo.

10). Esta capacidad de carga admisible no es exclusiva ni definitiva, por lo que, para seleccionar la capacidad de carga admisible que se empleará en el proyecto y diseño de las cimentaciones de las estructuras y equipos (pilas y en su caso, con contra-trabes de cimentación), se recomiendan realizar los análisis de interacción suelo-estructura (subestructura + superestructura) para las estructuras en general, en los cuales se consideran los hundimientos probables para cada una de las pilas, grupos de pilas (o sea, implícitamente, las propiedades de compresibilidad de los materiales del subsuelo) para la "carga real" que cada una de éstas transmitirá al subsuelo.

Debiéndose considerar las fuerzas cortantes y momentos que puedan resistir todos y cada uno de los elementos de cimentación, incluyendo muros, contratrabes perimetrales y losa.

Además, se deberán limitar tanto los hundimientos totales como los hundimientos diferenciales para que no excedan a los hundimientos tolerables indicados en los Reglamentos de Construcciones que marcan 30 cm en construcciones aisladas, los cuales de acuerdo al cálculo se encuentran dentro los límites permisibles, por el proyecto general y/o por cada edificación que indica 5 cm máximo, estructura o equipo y/o por las edificaciones e instalaciones vecinas. Esto es con el propósito de lograr un funcionamiento estructural óptimo, tanto de las cimentaciones como de las estructuras propiamente dichas, así como de disminuir el costo de las cimentaciones y estructuras.

11). Se hace notar que en éstos análisis no esta considerada la deformación estructural propia de la pila, ya que ésta es instantánea, dicha deformación deberá ser considerada en los análisis estructurales tanto de las pilas como el de la cimentación y superestructura.

ACLARACIONES:

Además de las recomendaciones contenidas en el presente estudio, se hace hincapié en lo siguiente:

- a). Es altamente recomendable construir pilas, ya que éstas resultan más eficientes, económicas y rápidas de construir. Sin embargo, el contratista deberá probar la eficacia de su equipo y experiencia, antes de proceder a la construcción de éstas.
- b). Las dimensiones de las contratrabes de cimentación serán las que considere como convenientes el ingeniero estructurista.
- c). Se deberá garantizar mediante un método constructivo apropiado y una supervisión estricta, que el suelo adyacente a la excavación, donde se alojarán las pilas, no se altere importantemente, y que se obtenga una perforación limpia y con las dimensiones de proyecto en toda su longitud. Durante la excavación deberá tenerse cuidado de no alterar el suelo donde se apoyará la base de la pila. Finalmente, se deberá retirar todo el material suelto que se encuentre en el fondo de la perforación, antes de iniciar la colocación del armado de la pila.
- d). El contratista deberá contar con suficiente ademe metálico y/o lodo bentonítico para estabilizar las perforaciones de las pilas. Además, se deberá garantizar en todo momento que no exista peligro para el personal que ejecuta las perforaciones.
- e). Antes de iniciar el colado de las pilas, se deberá extraer todo el material suelto del fondo de la perforación, evitando la sobre-excavación. El colado de las pilas deberá realizarse con tuberías estancas (tremie), colocando el concreto a partir del fondo de la perforación y dejando permanentemente embebido el extremo inferior del tubo en el concreto fresco, para que al avanzar el colado tenga lugar el correcto acomodo del concreto y, en su caso, el adecuado desplazamiento del lodo.
- f). Con el propósito de garantizar que las pilas queden adecuadamente construidas es indispensable contar con la supervisión de un especialista en mecánica de suelos, desde el inicio de las perforaciones y hasta la terminación de la construcción de las cimentaciones.
- g). Las pilas serán de concreto armado para resistir las fuerzas de compresión, tensión, fuerzas cortantes y momentos flexionantes correspondientes.
- h). La conexión de las pilas con las contratrabes de cimentación, deberá ser la adecuada para resistir las fuerzas de compresión, tensión, cortantes y momentos flexionantes correspondientes, tanto estáticas como accidentales (viento y sismo).
- i). Los resultados consignados en este estudio son válidos únicamente para el área estudiada. Por lo que estos resultados no deben ser empleados en el diseño de otras edificaciones ya que la estratigrafía es muy errática.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

Siempre que se pretenda cimentar una obra de ingeniería, es de suma importancia e indispensable conocer las condiciones del subsuelo en donde se desplantará, es decir, se necesita tener conocimiento de las características físicas, estratigráficas y mecánicas; todo esto con la finalidad de determinar qué tipo de cimentación es la más adecuada para soportarla y que pueda transmitir su peso al subsuelo sin ocasionar daños.

Al inicio de este trabajo se presentó una breve descripción geológica del área de estudio. Se describe a detalle su ubicación geográfica, fisiográfica, climática y la zona sísmica a la que pertenece, todo esto con el propósito de contar con un panorama más amplio del sitio donde se desea cimentar. Es decir, toda esta información previa la debemos considerar como una guía, la cuál debemos actualizar con estudios geotécnicos de buena calidad producto de la elaboración de programas de exploración y muestreo acordes con las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, de las probables soluciones de cimentación y métodos constructivos; y nunca deben anteponerse cuestiones económicas que pongan en riesgo la seguridad y funcionalidad de las obras.

En la mecánica de suelos no se tiene un procedimiento estándar de exploración y muestreo, este debe estar diseñado para cada obra en particular y los sondeos que se realicen en el sitio donde se va a cimentar o construir una obra, serán la mejor herramienta para determinar de manera confiable las condiciones del subsuelo.

En este trabajo se describieron los métodos de exploración más empleados en México. Los métodos de exploración geotécnica se pueden dividir en directos e indirectos, dentro de los directos se encuentran: los pozos a cielo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de cono eléctrico, sondeos de cono dinámico. Dentro de los indirectos se pueden clasificar los métodos geofísicos. Los más empleados en la ingeniería civil son el sísmico y el de resistividad eléctrica. Es importante recordar que los métodos geofísicos pueden servir únicamente como complemento en la investigación geotécnica, pero de ninguna manera proporcionan información para el diseño de una cimentación.

A las muestras de suelo obtenidas de la exploración convencional se les realizaron ensayos de laboratorio con los que se definen sus propiedades físicas y mecánicas. Con el propósito de dar un mayor entendimiento de lo que se realiza en el laboratorio de mecánica de suelos, se describieron los procedimientos de ensaye más comunes a los materiales o muestras de suelo.

Con los resultados obtenidos en el laboratorio se realizaron los análisis de las teorías de capacidad de carga junto con las revisiones de estabilidad que indica el Reglamento

de Construcciones vigente de donde se verifican así las condiciones de seguridad y servicio de las cimentaciones elegidas que soportarán a las estructuras.

Dentro de las cimentaciones consideradas a emplearse, se estudiaron varias alternativas, para esto las estructuras que conformarán la planta de Nitrógeno se clasificaron en primarias y secundarias. Dentro de las primeras se encuentra el generador de Nitrógeno el cual se abordó de manera especial en este estudio por ser la estructura más desfavorable a cimentar en cuanto a cargas, y por consiguiente las estructuras secundarias son el resto de las estructuras de la planta con un peso unitario no mayor a 7 t/m^2 las cuales se solucionaron con cimentaciones a base de losas de cimentación rigidizadas mediante una retícula de contrabes bajo su base de apoyo en el terreno. Antes de determinar este tipo de cimentación se analizaron zapatas aisladas, la más cargada, resultando ser una alternativa inadecuada por no cumplir con los requerimientos de estabilidad y servicio que marca el Reglamento vigente. Por lo tanto se consideró la losa de cimentación como la más factible técnicamente para este propósito.

En cuanto al generador de Nitrógeno habiendo desechado la selección de zapatas, losa de cimentación y cajón de cimentación. Se optó por proponer pilas de fricción con el propósito de disminuir los asentamientos que pudieran provocar daños significativos a la planta de Nitrógeno, y también considerándose las condiciones de la estratigrafía del subsuelo en el área de estudio que resultaron muy heterogéneas, formadas básicamente por arcillas y arenas intercaladas de gran espesor con alto contenido de agua. Se estableció así el tipo de cimentación más factible técnicamente para el alojamiento del contenedor del generador de Nitrógeno que será a base de pilas de fricción, constituido por una losa de cimentación y contrabes que rigidizarán la estructura, desplantados a nivel de terreno natural como lo marca el proyecto.

El proyecto exigía asentamientos menores a 5 cm aunque los valores indicados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento nos da un margen de 30 cm para construcciones aisladas. Por razones de seguridad y a criterio del especialista en mecánica de suelos se tomó la decisión de emplear pilas de fricción para este caso, siendo la alternativa más factible técnicamente que puede garantizar la seguridad y funcionamiento de la planta.

Cabe recalcar que se realizó el análisis de toda la planta de Nitrógeno pero se presenta más a detalle el análisis de la cimentación que soportará al Generador de Nitrógeno, siendo esta una de las partes más críticas en cuanto a cargas de las estructuras y equipos que conformarán la planta.

Es de suma importancia mencionar, que el diseño de cimentaciones en el área que comprende al Estado de Tabasco sigue los mismos lineamientos que se marcan en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En realidad no hay diferencias significativas entre ambos reglamentos en lo que respecta al diseño de cimentaciones. De acuerdo con el tipo de diseño que se adopte se revisó la seguridad de la cimentación con pilas de fricción con base en lo que especifican las Normas Técnicas

Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal. Las cuales especifican que, para revisar la seguridad de una cimentación con pilas de fricción deben evaluarse los estados límite de falla y de servicio.

La revisión del estado límite de falla consistió en verificar la estabilidad de la construcción en condiciones estáticas y dinámicas (diseño en términos de capacidad de carga) y en la revisión de los estados límite de servicio, se verificarán los asentamientos de la cimentación con pilotes de fricción bajo cargas estáticas (diseño en términos de deformaciones), los cuales no deben de exceder los valores indicados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de 30 cm máximo en construcciones aisladas.

La solución adoptada de emplear pilas de fricción, es la que se emplea generalmente cuando no se encuentra ningún estrato resistente del suelo en que podrían apoyarse los pilotes o pilas de punta que es el caso en el que nos encontramos o también es común su empleo en sitios que sufren asentamientos significativos por consolidación regional como ocurre en el Distrito Federal.

Las ventajas de emplear pilas de fricción para el caso particular es la reducción de asentamientos, los cuales superiores a 5 cm provocarían daños importantes en el funcionamiento de la Planta Generadora de Nitrógeno, además de que transfieren parte de la carga a estratos más profundos.

La fricción que se desarrolla en las pilas no depende únicamente de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, sino también de la forma de las pilas, textura del material de la pila, longitud de la pila, tiempo después de la construcción e historia de deformaciones.

Las pilas de fricción sujetas a cargas axiales tienen un comportamiento predominantemente lineal con cargas que pueden alcanzar hasta el 70% de la carga de falla.

En las pilas de fricción el aporte de la punta puede alcanzar el 25% de la capacidad total de la pila.

Los esfuerzos y deformaciones en las pilas de fricción y en su entorno dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la separación de las pilas.

El presente trabajo se desarrolló siguiendo todos los lineamientos establecidos en las teorías y requisitos que se indican para la correcta interpretación del Reglamento con el objeto de determinar la seguridad que se requiere para los proyectos y se llegó satisfactoriamente al resultado esperado habiéndose cumplido la hipótesis planteada al principio de este trabajo. La cual proponía una cimentación profunda para el caso del generador y cimentaciones seguras y económicas para el resto de las estructuras de la planta de Nitrógeno, seleccionadas bajo las revisiones de seguridad y de servicio.

ANEXO FOTOGRAFICO



FOTO 1.- VISTA GENERAL DEL TERRENO



FOTO 2.- VISTA GENERAL DEL TERRENO



FOTO 3.- PERFORACION PRIMER SONDEO MIXTO (SM 1)



FOTO 4.- AVANCE GENERAL SM 1



FOTO 5.- SUMINISTRO DE FLUIDO DE PERFORACIÓN



FOTO 6.- BROCA TRICÓNICA DESPUES DEL AVANCE



FOTO 7.- LAVADO Y ARMADO DEL TUBO PARTIDO



FOTO 8.- PENETRÓMETRO DE BOLSILLO EN MUESTRA DEL SPT.



FOTO 9.- EXTRACCIÓN DE TUBO SHELBY (TS) DEL SM 1



FOTO 10.- PENETRÓMETRO DE BOLSILLO EN MUESTRA



FOTO 11.- MUESTRA ALTERADA GENERAL (TS)



FOTO 12.- PREPARACIÓN DE TUBO DENTADO (TD)



FOTO 13.- VISTA FRONTAL DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)



FOTO 14.- EXTRACCIÓN DE TUBO SHELBY (TS) DEL SM 2



FOTO 15.- MUESTRA ALTERADA GENERAL (TS)



FOTO 16.- RECUBRIMIENTO DE LAS MUESTRAS INALTERADAS



FOTO 17.- VISTA GENERAL DEL POZO A CIELO ABIERTO N° 1



FOTO 18.- LABRADO DE MUESTRAS INALTERADAS (MUESTRAS CUBICAS) DEL PCA N° 2



FOTO 19.- RECUBRIMIENTO ESPECIAL DE MUESTRAS

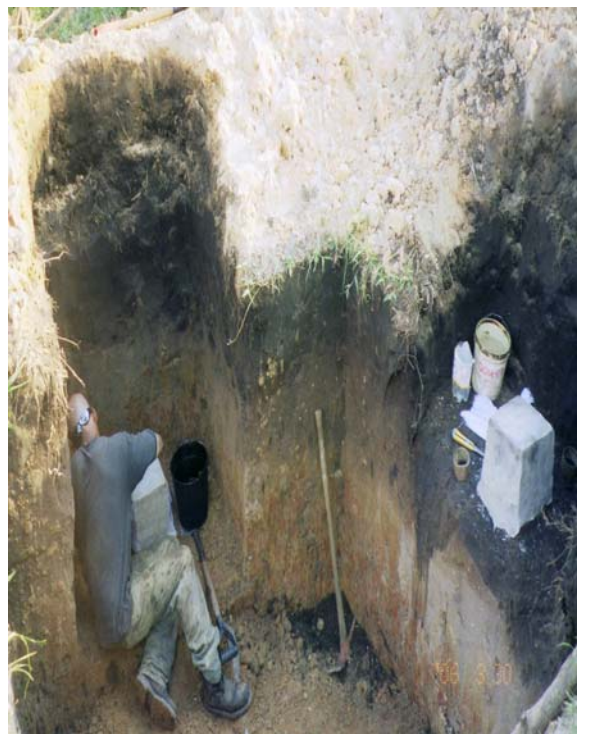


FOTO 20.- DISTRIBUCIÓN Y OBTENCIÓN DE MUESTRAS

INALTERADAS.



FOTO 21.- INSTALACIÓN DE TUBERIA DE ADEME PARA ESTUDIO GEOFÍSICO DOWN HOLE

INALTERADAS DEL PCA Nº 1



FOTO 22.- LLENADO DE TUBERIA DE PVC HIDRÁULICO PARA ESTUDIO GEOFÍSICO DOWN HOLE

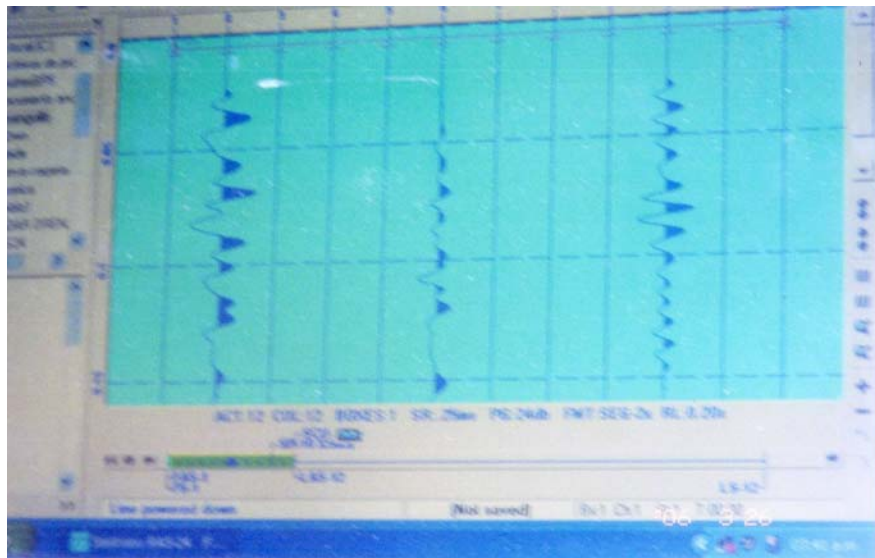


FOTO 23.- REGISTRO DE LECTURAS POR COMPUTADORA DEL ESTUDIO GEOFÍSICO DOWN HOLE (GRAFICA TIPICA DE ONDAS "P" Y "S").

BIBLIOGRAFÍA:

- 1.- Diseño y Construcción de Cimentaciones, Tomlinson M. J
Editorial Urmo, 1971.
- 2.- Fundamentos de Mecánica de Suelos, Roy Whitlow
Editorial CECSA, México 1998. Segunda Edición.
- 3.- Ingeniería de Cimentaciones, Peck R.B Haason W.E, Thurabura T. H.
Limusa, 1982, Segunda Edición, 1988.
- 4.- Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica, Enrique Tamez
González. TGC Geotécnia S. A de C. V , México 2001.
- 5.- Foundation Analysis and desing, Joseph E. Bowles.
Mc Graw Hill, 1988, Cuarta Edición.
- 6.- Mecánica de Suelos, Juárez Badillo y Rico Rodríguez
Editorial Limusa, México 1989.
Tomo I A III.
- 7.- Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz
Limusa Editores, 1990. Cuarta Edición.
- 8.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones
Editorial Libros Económicos, México 1987.
- 9.- Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das
Internacional Thomson Editores, Cuarta Edición, 1999.
- 10.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Editores Unidos Mexicanos, 1988.

- 11.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Exploración Geotécnica México, D.F 1986.
- 12.- Interacción Suelo Estructura de Cimentaciones, Leonardo Zeevaert. Editorial Limusa, México, 1982.
- 13.- El cono en la Exploración Geotécnica, Santoyo, Enrique, Lin Xue, Riqing y Ovando, Efraín. TGC Geotécnica, México, 1990.
- 14.- Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes”, SMMS (1983), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, segunda reimpresión, México, 218 pp.
- 15.- Manual de Construcción Geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS 2002.
- 16.- Manual de Diseño de Obras Civiles, sección de Geotecnia, (C. F. E Manual B.4.2.1).México 1986.