

UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU.

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA.

INGENIERIA CIVIL.



**ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE
SUELOS EN IQUITOS USANDO VELETA Y DPL.**

Presentado por:

Edgar García Villacorta
Rosa Ayde Ríos Calampa



UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS EN INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL



Tesis

**ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE
SUELOS EN IQUITOS USANDO VELETA Y DPL**

PRESENTADO POR:

Edgar García Villacorta

Rosa Ayde Ríos Calampa

ASESOR: ING. ULISES OCTAVIO IRIGOIN CABRERA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

IQUITOS - PERU

2014

DEDICATORIA

A Dios, por guiar siempre mi camino y permitir que día a día pueda cumplir con las metas que me propongo. A mis Padres, por brindarme su apoyo constante a lo largo de mi vida en lo moral, económico, sabios consejos, cariño y comprensión para formarme como profesional.

A mi hija, por hacer de esas ocasiones tristes, momentos de alegría con su ternura, travesuras y ocurrencias. También va dedicado a todas aquellas personas que de alguna u otra forma me brindaron su valioso tiempo e información necesaria para la realización del presente tema de investigación.

Edgar García Villacorta

A Dios por brindarme su infinito amor, protección, fortaleza y guiarme en cada momento de mi vida.

A mis Padres por brindarme todo su apoyo, confianza, buenas enseñanzas incondicionalmente y sobre todo su gran paciencia durante esta etapa de mi vida.

A mi preciosa hija Alexa Nicole, por ser el motor de seguir esforzándome y ser un buen profesional.

A mi hermana, por ser especial para mí y estar siempre a mi lado, apoyándome, aconsejándome, ser paciente, comprenderme y darme palabras de aliento cuando lo necesito.

Rosa Ayde Ríos Calampa

AGRADECIMIENTO:

A todos los Docentes de nuestra casa de estudios, por brindarnos las enseñanzas necesarias y formarnos como buenos profesionales.

A nuestro asesor, el Ing. Ulises Irigoin Cabrera, por brindarnos la oportunidad de realizar el presente tema de investigación y a su vez por depositar su confianza e invertir su tiempo y conocimiento durante todo el proceso. A usted nuestro más sincero agradecimiento.

A nuestras familias, por brindarnos el apoyo incondicional, MUCHAS GRACIAS.

ACTA DE EXAMEN DE SUSTENTACIÓN EN TITULACIÓN

En la ciudad de Iquitos, a las 10:00 horas del día 14, del mes de febrero de 2014, en el aula de Grados y Títulos de la Universidad Científica del Perú, se reunió el Jurado Examinador que lo conforman el docente Ing. Ulises Octavio Irigoín Cabrera como Presidente y los Docentes Ing. Liliana Bautista Serpa y Ing. Mario Amador Vela Rodríguez como Miembros, para evaluar la sustentación del Informe de Investigación Asistida "ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACIÓN DE SUELOS EN IQUITOS USANDO VELETA Y DPL", presentada por los sustentantes:

Bach. EDGAR GARCIA VILLACORTA

Bach. ROSA AYDE RIOS CALAMPA

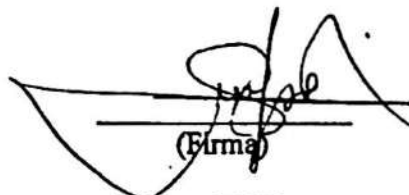
En la modalidad del Programa de Titulación de la facultad de Ciencias e Ingeniería – Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Programa de Titulación 2013 – II.

Después de las deliberaciones correspondientes, se procedió a evaluar, teniendo como resultado:

Indicador	Examinador 1	Examinador 2	Examinador 3	Promedio
A. Dominio del tema	15	15	15	15
B. Calidad de redacción del Informe	15	15	14	15
C. Competencia Expositiva argumentación y coherencia	15	15	14	15
D. Calidad de respuestas	15	15	14	15
E. Uso de terminología especializada	15	15	15	15
Calificación	15	15	14	15
Calificación Final	15			
Calificación Final (en letras)	QUINCE			

Aprobado por *Mayoría*

Presidente : Ing. Ulises Octavio Irigoín Cabrera



(Firma)

Miembro : Ing. Liliana Bautista Serpa



(Firma)

Miembro : Ing. Mario Amador Vela Rodríguez



(Firma)

Leyenda:

INDICADOR	PUNTAJE
Desaprobado	Menos de 13 puntos
Aprobado por Mayoría	De 14 a 15 puntos
Aprobado por Unanimidad	De 16 a 17 puntos
Aprobado por Excelencia	De 18 a 20 puntos

Nota: La calificación es en el sistema vigesimal (0 - 20).

ÍNDICE

Contenido

ÍNDICE	5
I. DATOS GENERALES	9
1.1. Título: ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE SUELOS EN IQUITOS USANDO VELETA Y DPL.....	9
1.2. Área y línea de investigación.	9
1.2.1. Área de investigación: Geotecnia.	9
1.2.2. Línea de investigación: Determinación De Capacidad Portante De Suelos. 9	
1.3. Autor(es)	9
1.4. Asesor(es):.....	9
II. PLAN DE INVESTIGACIÓN.....	10
2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	10
2.1.1. Descripción del problema.....	10
2.2. OBJETIVOS.....	11
2.2.1. Objetivo general.....	11
2.2.2. Objetivos específicos.	11
2.3. JUSTIFICACIÓN.....	12
2.4. MARCO TEÓRICO.....	13
2.4.1 Antecedentes de estudio.	13
2.4.2 BASES TEÓRICAS.	14
2.4.2.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL MECÁNICA DE SUELOS.	14
2.4.2.1.1 Aportes de diversos hombres de ciencia: precursores y contribuyentes modernos de la mecánica de suelos.	14
2.4.2.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS.....	18
2.4.2.2.1 LA TEXTURA DEL SUELO.	18
2.4.2.2.2 LA ESTRUCTURA DEL SUELO.....	23
2.4.2.2.3 LA DENSIDAD DEL SUELO.....	25
2.4.2.2.4 LA POROSIDAD DEL SUELO.....	26
2.4.2.3 ENSAMBLES TEÓRICOS PARA SUELOS GRANULARES.....	28
2.4.2.4 EXPLORACIONES DEL SUELO.	28

2.4.2.4.1	MÉTODOS DE PROSPECCIÓN DE SUELOS.....	29
a.	POZOS A CIELO ABIERTO.....	29
b.	PERFORACIONES CON POSTEADORA, BARRENOS HELICOIDALES O MÉTODOS SIMILARES.....	30
c.	MÉTODO DE LAVADO.....	31
d.	METODO DE PENETRACION ESTANDAR.....	32
e.	PERFORACIONES CON BOLEOS Y GRAVAS.....	34
f.	METODOS DE SONDEO DEFINITIVO.....	34
g.	MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA.....	35
h.	MÉTODO SÍSMICO.....	37
i.	MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.....	39
j.	MÉTODOS MAGNÉTICOS Y GRAVIMÉTRICOS.....	40
2.4.2.5	EQUIPAMIENTO.....	41
2.4.2.5.1	DESCRIPCION DEL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO	41
2.4.2.5.2	ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ARENA DENSA Y SUELTA. 44	
2.4.2.5.2.1	Materiales y métodos.....	44
2.4.2.6	ENSAYO DE VELETA.....	46
2.4.2.6.1	INTRODUCCION.....	46
2.4.2.6.2	DEFINICIÓN.....	47
2.4.2.6.3	BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL ENSAYO DE VELETA.....	48
2.4.2.6.4	FUNDAMENTOS FÍSICOS DE LA APLICACIÓN DEL ENSAYO VELETA. 49	
2.4.2.6.4.1	PRUEBA DE CORTE DE VELETA.....	49
2.4.2.6.4.1.1	IDENTIFICACION DE CAMPO.....	50
2.4.2.6.4.1.2	SUELOS NO COHESIVOS.....	51
2.4.2.6.4.1.3	SUELOS COHESIVOS.....	52
2.4.2.6.4.1.4	PRUEBA DE RESISTENCIA AL CORTE EN LABORATORIO. 53	
2.4.2.6.4.1.5	PRINCIPIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	53
2.4.2.6.4.1.6	ESFUERZO EFECTIVO.....	54
2.4.2.6.4.1.7	RESISTENCIA AL CORTE.....	54
2.4.2.6.4.1.8	LICUEFACCIÓN Y ARCILLAS SENSITIVAS.....	55

2.4.2.6.4.1.9	LICUEFACCIÓN DE SUELOS NO COHESIVOS	57
2.4.2.6.4.1.10	LICUEFACCIÓN DE SUELOS COHESIVOS	58
2.4.2.6.4.1.11	ARCILLA SENSITIVAS	59
2.4.2.6.4.1.12	COMPACTACIÓN	60
2.4.2.6.5	NORMATIVIDAD DEL ENSAYO DE VELETA EN EL PERÚ Y EL MUNDO.	63
2.4.2.7	ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (DPL)	64
2.4.2.7.1	DEFINICIÓN.	64
2.4.2.7.1.1	TIPOS DE PRUEBAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.	65
2.4.2.7.2	BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL ENSAYO DPL.	66
2.4.2.7.2.1	EVOLUCIÓN HISTÓRICA.	66
2.4.2.7.3	FUNDAMENTOS FÍSICOS DE LA APLICACIÓN DEL ENSAYO DPL.	67
2.4.2.7.4	APLICABILIDAD Y RESTRICCIONES DEL ENSAYO DPL.	69
2.4.2.7.5	NORMATIVIDAD DEL ENSAYO DPL EN EL PERÚ Y EL MUNDO.	69
2.4.3	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.	70
2.4.4	Operacionalización de variables e hipótesis.	71
2.4.4.1	VARIABLE:	71
	Tendencia de la curva asignada para los resultados en cada tipo de suelo.	71
2.4.4.2	HIPOTESIS:	71
2.4.4.2.1	Hipótesis Generales	71
2.4.4.2.2	Hipótesis Específicas	71
2.5.1	TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	72
2.5.1.1	Técnicas de recolección de datos.	72
2.5.1.2	TÉCNICA DE PROCESAMIENTO DE DATOS.	73
2.5.1.2.1	Habilitación del lugar de muestreo.	74
2.5.1.2.2	Toma de muestras para análisis de suelo en laboratorio.	74
2.5.1.2.3	Demarcación de lugares de muestreo.	75
2.5.1.2.4	Construcción de equipos complementarios.	75
2.5.1.2.5	Realización de ensayo de golpes con equipo de campo.	75
2.5.2	RESULTADOS DE LA EXPERIENCIA.	77

MUESTRA ARENA N° 1 (CAMPUS UNIVERSITARIO UCP)	78
MUESTRA ARENA N° 2 (arena densa)	80
2.5. CONCLUSIONES.....	83
2.6. BIBLIOGRAFÍA.	84
3.1. ANEXOS.	88
ANEXO N°4. SIMULACION RESULTADOS DE ENSAYO DE PENETRACIÓN UTILIZANDO SONDAJE DPL Y VELETA.	90

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.DETALLE DE CONO DINÁMICO DE EQUIPO DE SONDAJE DPL ..	88
Ilustración 2..EQUIPO DPL DIN 4094	88
ILUSTRACIÓN 3.BARRA GUÍA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL.....	88
ILUSTRACIÓN 4.DETALLE DE MARTILLO DE GOLPE DE EQUIPO DE SONDAJE DPL.....	88
ILUSTRACIÓN 5.DETALLE DE VARILLAS DE TRASPASO DE CARGA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL.....	89
ILUSTRACIÓN 6.DETALLE DE VARILLAS DE TRASPASO DE CARGA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL.....	89
ILUSTRACIÓN 7.DETALLE DE VARILLAS DE TRASPASO DE CARGA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL.....	89

I. DATOS GENERALES

1.1. Título: ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE SUELOS EN IQUITOS USANDO VELETA Y DPL.

1.2. Área y línea de investigación.

1.2.1. Área de investigación: Geotecnia.

1.2.2. Línea de investigación: Determinación De Capacidad Portante De Suelos.

1.3. Autor(es):

- Edgar García Villacorta
- Rosa Ayde Ríos Calampa

1.4. Asesor(es):

- Ing. Ulises Irigoín Cabrera.

II. PLAN DE INVESTIGACIÓN.

2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

2.1.1. Descripción del problema.

Los suelos de Iquitos son geológicamente recientes y están básicamente conformados de arena, arcilla, limo o la mezcla de estos. Para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas con fines de cimentación hay una serie de instrumentos y equipos que permiten evaluar estas propiedades con resultados equivalentes; que bien pudieran determinarse a partir del uso de uno de los tipos de ensayos y colegir los valores que se podrían obtener usando los otros equipos alternativos.

Uno de los ensayos universalmente aceptados para determinación de la capacidad portante de los suelos es el de corte directo con el que se intenta conseguir la rotura de una muestra según un plano predeterminado, con el fin de poder conocer experimentalmente los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento que nos definen la resistencia del suelo granulares y cohesivos.

La Firma "ELE International " En los años 50 se desarrolló un instrumento llamado PORTABLE DINAMIC CONE PENETROMETER (Penetrómetro Dinámico Ligero - DPL) el cual tiene los mismos principios del Ensayo de Penetración Estándar pero con la ventaja de que este nuevo instrumento es manual y totalmente como su nombre lo indica, mucho más liviano, el ensayo sería más rápido, con menos área requerida y con menos personal (solo dos personas para ejecutar el ensayo y una para tomar los registros), el cual en su manual de uso esta calibrado con para el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ; pero el problema se suscita justamente aquí, en que la Norma E.050; Suelos y Cimentaciones, las obliga a definir correlaciones que muestra no están totalmente claras y que además de eso fueron hechas para cada tipo de un suelo, característico del lugar país de origen.

En la presente propuesta de investigación se propone correlacionar el método de Cono de Penetración Dinámica Ligera de Punta Cónica (DPL), con el ensayo de corte de VELETA para así dar soluciones rápidas y coherentes en tres tipos de suelos representativos de la ciudad de Iquitos, usando además en las correlaciones, a las densidades relativas encontradas medidas en cada tipo de suelo y a diferentes profundidades sin modificarlas.

2.2. OBJETIVOS.

2.2.1. Objetivo general.

Comparar el Ensayo de Cono Dinámico de Penetración Dinámica Ligera-DPL con el Ensayo de corte de Veleta en los suelos de Iquitos.

2.2.2. Objetivos específicos.

- i. Evaluar los resultados de los ensayos de corte directo en suelos arenosos y arcillosos en los suelos de Iquitos.
- ii. Evaluar los resultados de los ensayos de corte directo en suelos arenosos y arcillosos en los suelos de Iquitos con veleta.
- iii. Contrastar los resultados obtenidos de los ensayos utilizando veleta y DPL.

2.3. JUSTIFICACIÓN.

Sin duda, las propiedades mecánicas de mayor interés en el suelo son: la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante, y como consecuencia, la predicción de los hundimientos y la capacidad de carga.

Estos fenómenos han propiciado que los investigadores y los ingenieros constructores analicen las causas que producen los efectos de hundimiento e inestabilidad en suelos, para encontrar soluciones a los problemas ocasionados por la incertidumbre que se presenta en el momento de realizar el diseño y la construcción, así como el futuro comportamiento de las estructuras alojadas en el suelo de la ciudad de Iquitos.

Se han hecho investigaciones experimentales con arcillas de otras partes del mundo (Allman, 1992, Burland, 1990), en las que se ha encontrado una estrecha relación entre los efectos de desestructuración reestructuración del suelo y la variación en las propiedades de compresibilidad y resistencia.

Estas son algunas de las razones por las que es necesario conocer el comportamiento de los suelos ante distintos tipos de alteración, ya sea remoldeo en laboratorio o directamente alteración en campo. Se puede prever que los resultados a los que se lleguen en determinados ensayos son sólo una aproximación de las características reales del suelo. Sin embargo, estas deficiencias posteriormente pueden ser compensadas entre sí durante la ejecución de la prueba, o bien en los cálculos.

Con la ayuda de nuevos métodos de trabajo y formas de experimentación, tenemos la ventaja de estudiar con mayor profundidad las propiedades de un suelo, incluso predecir su comportamiento a largo y mediano plazo.

El conocimiento de las características de esfuerzo-deformación y resistencia al esfuerzo cortante en un suelo, son parte esencial para el diseño de cimentaciones, en este caso para los suelos de la ciudad de Iquitos, los que han sufrido eventos geológicos naturales como: Inundaciones y hundimiento regional que los hace sumamente complejos.

2.4. MARCO TEÓRICO.

2.4.1 Antecedentes de estudio.

En nuestra región la llanura impone serias dificultades para localizar yacimientos de suelos arenosos, limosos y/o arcillosos adecuados a cada tipo de obra. Estos tipos de suelos pueden ser detectados con ensayos de laboratorios apropiados, pero en el caso de obras de considerable extensión sería útil contar con criterios geomorfológicos y/o edafológicos que permitan en gabinete identificar locales de posible ocurrencia de cada tipo de suelo por el costo que implica realizar muestreos, principalmente en etapas de anteproyecto.

En este sentido, este trabajo tiene como objetivo definir criterios geomorfológicos y edafológicos que permitan distinguir a los suelos en arenosos, limosos y/o arcillosos. Debido a que son múltiples las variables que condicionan la ubicación de un determinado tipo de suelo, se considera necesario emplear también herramientas que permitan un análisis multivariable como el procesamiento digital de imágenes.

Actualmente se emplean ensayos de laboratorio para caracterizar geotécnicamente a los distintos tipos de suelos. Como estos ensayos necesitan muestras de suelos para ser efectuados, en obras de extensión considerable se torna necesario contar con criterios de gabinete que sirvan de guía para programar las operaciones de exploración y muestreo.

Algunas áreas de la ingeniería pueden ser utilizadas como complemento de la geotecnia tradicional, como ser la geomorfología y la edafología, de las cuales existen numerosos trabajos de aplicación en la región.

2.4.2 BASES TEÓRICAS.

2.4.2.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL MECÁNICA DE SUELOS.

2.4.2.1.1 Aportes de diversos hombres de ciencia: precursores y contribuyentes modernos de la mecánica de suelos.

La tierra, uno de los elementos más abundantes en la Naturaleza, ya señalado por los antiguos como uno de los cuatro (4) básicos que componen nuestro inmemoriales como material de construcción. En su manejo y utilización el análisis científico ha ido reemplazando, gradualmente, a las reglas intuitivas, siendo el estado actual del conocimiento la suma de los aportes de diversos científicos, físicos, matemáticos e ingenieros, que desde el pretérito fueron forjando, sin saberlo, una nueva ciencia, nutrida por sus investigaciones. Entre estos pioneros cabe destacar los nombres de:

- **Carlos A. de Coulomb (1736-1806)**
- **Alexander Collin**
- **Tomás Telford (1757-1834)**
- **Juan V. Poncelet (1788-1867)**
- **Guillermo Rankine (1820-1872)**
- **Karl Culmann (1821-1881)**
- **O. Mohr (1835-1918)**
- **José V. Boussinesq (1842-1929)**

Coulomb, Poncelet, Collin y Rankine aportaron valiosas experiencias en el análisis de presiones de tierras.

Las contribuciones del ingeniero militar francés Coulomb tienen todavía vigencia, en fricción, electricidad y magnetismo. Poncelet ofreció en 1840 un método gráfico para la determinación directa de la superficie de falla y las presiones de tierra activa y pasiva.

Collin publicó en 1846 su trabajo "Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux". Guillermo M. Rankine fue un ingeniero y físico escocés que se distinguió, también, por sus trabajos en termodinámica.

Culmann le dio una solución gráfica a la teoría Coulomb - Poncelet, permitiendo la resolución de problemas complejos de presiones de tierras.

Tomás Telford fue un ingeniero inglés, constructor de puentes, puertos y canales, primer presidente de la Asociación Británica de Ingenieros Civiles, en 1820. Sus investigaciones le llevaron a desarrollar una modalidad de pavimentos.

Mohr ideó un método gráfico para representar esfuerzos normales y tangenciales actuantes en planos inclinados, cuando el material se somete a esfuerzos biaxiales, de útil aplicación en el campo de los suelos.

De Boissinesq hemos aprovechado sus ecuaciones para establecer los valores de las componentes verticales de esfuerzos generados por la aplicación de cargas.

Dos nombres no incluidos en la relación de precursores antiguos y que merecen ser citados son los G. G. Stokes, quien enunció una ley que rige el descenso de una esfera en un líquido, fundamento del ensayo granulométrico por sedimentación y el del físico francés H. Darcy autor, en 1856, de una ley básica para el estudio del flujo del agua en los suelos.

Entre los principales contribuyentes modernos tenemos a:

- Karl Terzaghi (1883-1963)
- Atterberg
- Wolmar Fellenius (1876-1957)
- Arturo Casagrande (1902-1981)
- Laurits Bjerrum (1918-1973)
- W. Skempton

Karl Terzaghi, el padre indiscutible de la mecánica de suelos, nació en Praga, Checoslovaquia, y murió en los Estados Unidos de Norteamérica, a los ochenta (80) años de edad. Trabajó en Austria, Hungría y Rusia, de 1915 a 1911.

Fue profesor del Robert College de Constantinopla, de 1915 a 1925. Enseñó ingeniería de fundaciones en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, entre 1925 a 1929, dedicándose simultáneamente a la práctica consultiva en Norte y Centro América. Catedrático en Viena, de 1929 a 1938, comenzó a laborar a partir de este último año con la Universidad de Harvard. Su obra "Erdbaumechanik", publicada en 1925, en Viena y en idioma alemán, marcó el nacimiento de una nueva disciplina.

A. Atterberg, sueco, estableció una serie de ensayos para determinar el comportamiento plástico de los suelos cohesivos, de amplia difusión mundial, hoy en día, en cuyos resultados están basados todos los sistemas de clasificación ideada.

Fellenius, trabajando para la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles del Estado Sueco, creó un método para analizar y diseñar taludes que se designa con su apellido o es denominado "Método Sueco", el cual se ha convertido en el procedimiento indispensable para el estudio de taludes de presas, carreteras o de cualquier otro tipo.

Arturo Casagrande, alemán de origen, emigró a los EE.UU. en 1926. Alumno sobresaliente y compañero de Terzaghi, es después del maestro la figura más relevante en la mecánica de suelos; siendo notables sus contribuciones en equipos y sistemas al estudio de la plasticidad, consolidación y clasificación de los suelos. Organizó junto al Dr. Terzaghi el Primer Congreso de Mecánica de Suelos y Fundaciones, celebrado en la Universidad de Harvard, Cambridge, Massachusetts, en el año de 1936, habiendo sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Bjerrum nació y estudió en Dinamarca. Laboró en Suiza y en su país natal, siendo el primer director, en 1951, del Instituto Geotécnico Noruego. De esa época son sus valiosas investigaciones en torno a la resistencia al corte de los suelos y de modo especial sobre la sensibilidad de las arcillas.

Skempton, nacido en Inglaterra, es profesor del colegio Imperial de la Universidad de Londres, donde introdujo la enseñanza de la mecánica de suelos. Ha sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones. Sus contribuciones han discurrido sobre presiones efectivas, capacidad de carga y estabilidad de taludes.

2.4.2.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS.

Las propiedades físicas del suelo son:

2.4.2.2.1 LA TEXTURA DEL SUELO.

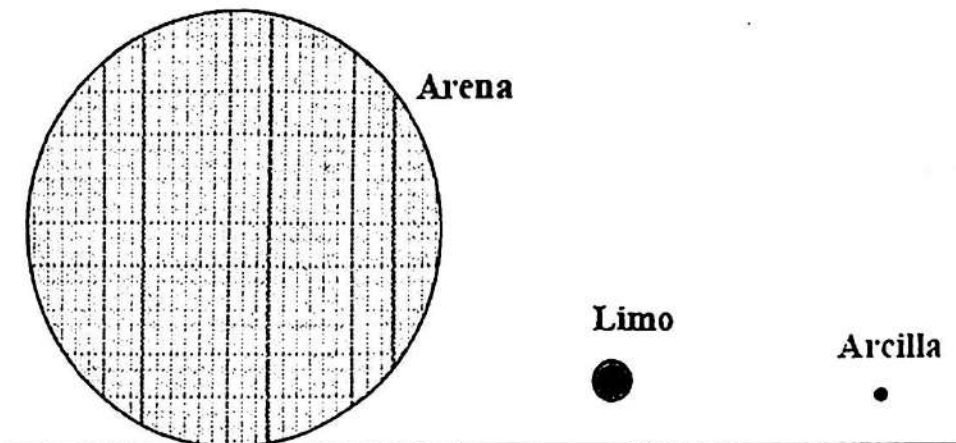
Se consideran partículas del suelo a las partículas minerales cuyo tamaño es menor a 2 mm. Estas partículas del suelo se clasifican según su tamaño en arena, limo y arcilla. Las partículas de tamaño superior a 2 mm. Se consideran fragmentos gruesos del suelo, y se clasifican según su tamaño en grava, piedra y roca.

a. CLASIFICACION DE LAS PARTICULAS DEL SUELO SEGÚN SUB TAMAÑO SEGÚN SU TAMAÑO (U.S.D.A).

Nombre	Diámetro (mm)
Arcilla	< 0,002
Limo	0,002 - 0,05
Arena	0,05 - 2,0
· arena fina	0,05 - 0,5
· arena gruesa	0,5 - 2,0

b. PARTÍCULAS DEL SUELO.

Tamaño medio comparado de la partícula de arena, limo y arcilla.



c. FRAGMENTOS GRUESOS DEL SUELO. (NO SE CONSIDERAN A EFECTOS DE GRANULOMETRÍA).

Nombre	Diámetro (cm)
Roca	> 20
Piedra	2 - 20
Grava	0,2 - 2

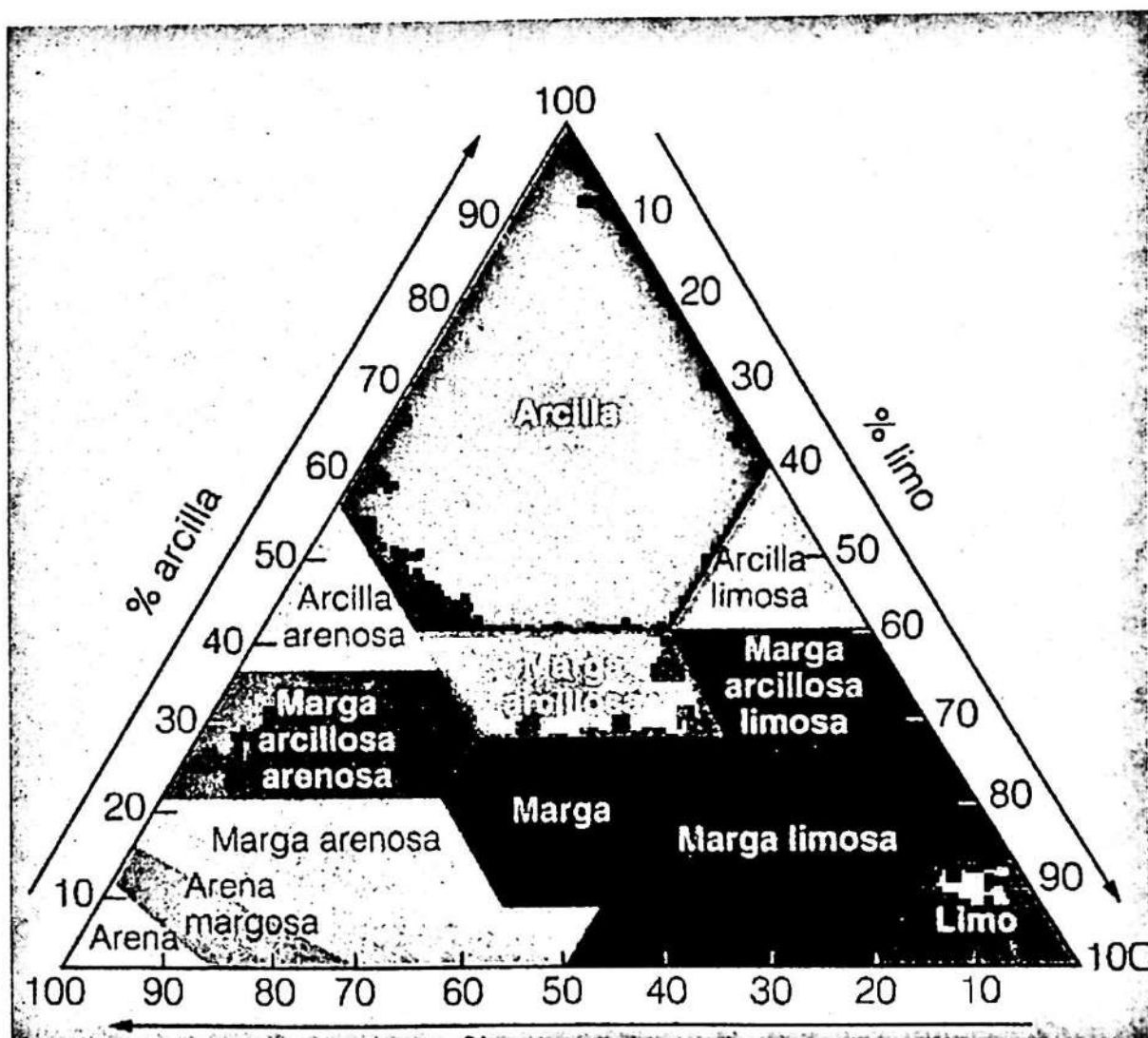
d. DETERMINACIÓN DE LA TEXTURA DEL SUELO

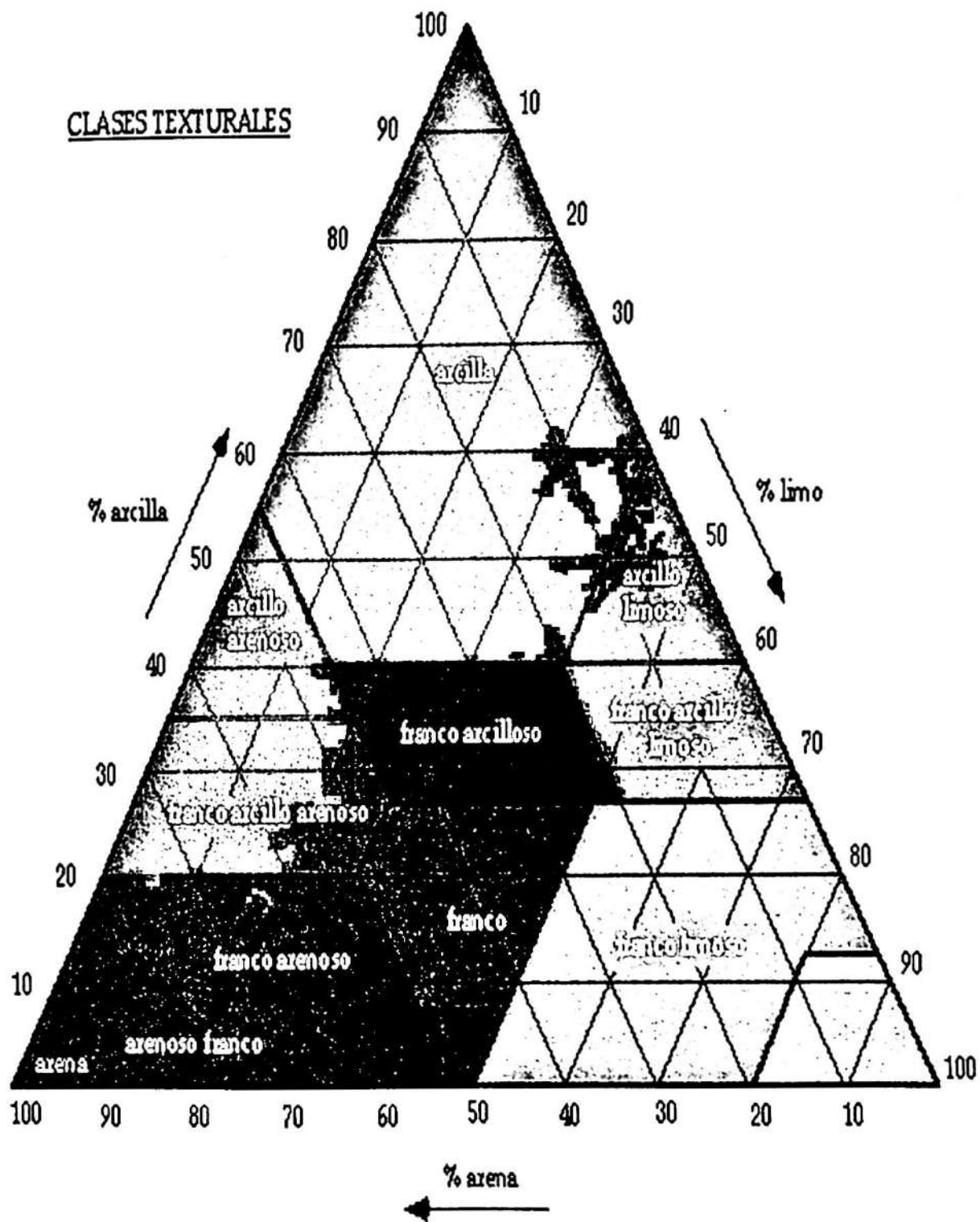
Granulometría: proporción relativa de arena, limo y arcilla que contiene un suelo.

Textura: tipo de suelo según su granulometría.

Análisis granulométrico: determinación de los porcentajes de arena, limo y arcilla, una vez que se han separado los fragmentos gruesos.

e. EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DETERMINA LA CLASE DE TEXTURA, SEGÚN EL ESQUEMA TRIANGULAR DE LAS TEXTURAS DE LA U.S.D.A.





f. CLASE TEXTURAL IDEAL: SUELOS FRANCOS

Entre la textura arenosa y la arcillosa se encuentran las otras 10 clases, con características intermedias entre ambas.

La textura franca se considera la textura ideal, porque tiene una mezcla equilibrada de arena, limo y arcilla. Esto supone un equilibrio entre permeabilidad al agua y retención de agua y de nutrientes.

g. PROPIEDADES DEL SUELO SEGÚN SU TEXTURA.

Propiedad	Suelo Arenoso	Suelo Arcilloso	Suelo Franco
• <i>Permeabilidad</i>	alta	nula	media
• <i>Capacidad de retención de agua</i>	* poco	mucho	medio
• <i>Aireación</i>	buena	* mala	buena
• <i>Nutrientes</i>	pocos	muchos	Medio-alto
• <i>Tamaño de las partículas</i>	medias	muy finas	finas

2.4.2.2 LA ESTRUCTURA DEL SUELO.

La estructura del suelo es la forma de agregación natural de las partículas del suelo, para formar unidades de mayor tamaño con carácter más persistente.

Estas unidades se denominan agregados.

Su formación se debe a la presencia de cargas eléctricas en la superficie de las arcillas, lo que da como resultado unas interacciones fisico-químicas con los demás componentes del suelo.

a. TIPOS DE ESTRUCTURA.

Según el grado de desarrollo de los agregados, la estructura puede ser:

Fuerte: agregados duraderos, con separación bien definida cuando el suelo se seca.

Moderada: agregados relativamente bien formados y Diferenciados, de duración media.

Débil: agregados poco diferenciados, que sólo se distinguen cuando el suelo está húmedo.

Sin estructura: agregados que no se distinguen por falta de aglomeración, como ocurre en los suelos.

TIPOS DE ESTRUCTURA DEL SUELO

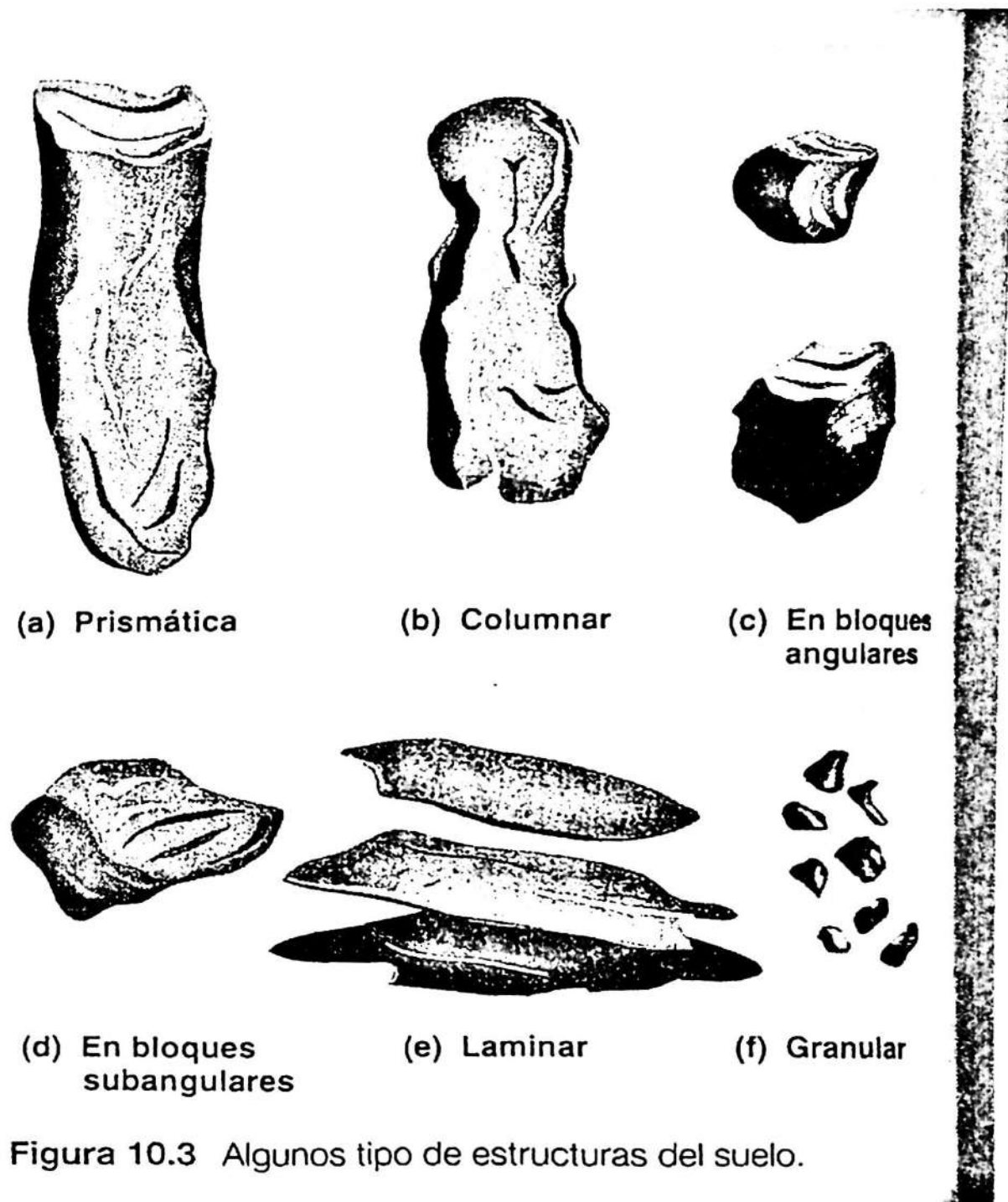


Figura 10.3 Algunos tipo de estructuras del suelo.

Según la forma de los agregados:

Laminar. Los agregados tienen forma aplanada, con predominio de la dimensión horizontal. Las raíces y el aire penetran con dificultad.

En bloques. Angulares o subangulares. Los agregados tienen forma de bloque, sin predominio de ninguna dimensión.

Prismática. Los agregados tienen forma de prisma, de mayor altura que anchura. Es típico de suelos con mucha arcilla.

Columnar. Semejante a la estructura prismática, pero con la base redondeada. Ésta estructura es típica de suelos envejecidos.

Granular. Los agregados son esferas imperfectas, con tamaño de 1 a 10 mm de grosor. Es la estructura más ventajosa, al permitir la circulación de agua y aire.

2.4.2.2.3 LA DENSIDAD DEL SUELO

En el suelo se consideran dos tipos de densidad: densidad aparente y densidad real.

DENSIDAD APARENTE (d_a): es la masa contenida en una unidad de volumen de una muestra de suelo tal y como es, incluyendo el volumen ocupado por los poros. Para determinarla, se divide el peso de un determinado volumen de tierra secada a estufa por ese volumen de suelo, y se expresa el resultado en kg/m^3

DENSIDAD REAL: La densidad real (d_r) es la densidad de las partículas sólidas del suelo. Se determina dividiendo el peso del suelo secado a estufa por el volumen que ocupan los sólidos.

La densidad real de los suelos minerales más comunes varía de 2.500 a 2.700 kg/m^3 . La densidad aparente de los suelos varía según la textura y estructura entre los 1.100 y los 1.900 kg/m^3 .

2.4.2.2.4 LA POROSIDAD DEL SUELO.

Los huecos que dejan entre sí las partículas sólidas del suelo pueden ser:

Poros. Huecos que dejan las partículas y los agregados. Tienen contornos irregulares y están conectados entre ellos, lo que favorece la circulación de agua y aire.

Canales. Huecos comunicantes que se forman por la actividad de la fauna del suelo.

Fisuras o grietas. Huecos intercomunicados que se forman como consecuencia de la retracción del suelo al secarse.

Clasificación de los poros del suelo

Microporos: Son los poros de menor tamaño, capaces de retener agua.

Macroporos: Son los poros de mayor tamaño, por los que el agua circula pero no es retenida. Normalmente los Macroporos están ocupados por aire, excepto cuando el agua está circulando por ellos.

Definición de porosidad.

Es la relación entre el volumen de huecos de cualquier tipo y el volumen total del suelo.

Se expresa en tanto por ciento (%), y está condicionada por la textura y la estructura del suelo.

Los suelos de textura fina tienen mayor porosidad que los de textura gruesa. Los suelos arcillosos tienen gran número de poros pequeños (microporos), mientras que los arenosos tienen un número escaso de poros grandes (Macroporos) comunicados entre sí.

Fórmula de la porosidad.

La porosidad se puede expresar como porcentaje de volumen total de suelo mediante la fórmula:

$$POROSIDAD(\%) = \frac{dr - da}{da} \times 100$$

dr = densidad real

da = densidad aparente

2.4.2.3 ENSAMBLES TEÓRICOS PARA SUELOS GRANULARES.

2.4.2.4 EXPLORACIONES DEL SUELO.

El objetivo de una investigación exploratoria, incluyendo pruebas de campo y laboratorio, es facilitar al ingeniero los datos cuantitativos del suelo y de la roca del lugar que se investiga, para dar recomendaciones para la construcción de la obra.

Para llegar el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito, es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible, como es la obtención de las muestras del suelo, apropiadas para la realización de las pruebas correspondientes.

Por procedimientos simples y económicos debe procurarse adquirir información preliminar suficiente respecto al suelo, que con ayuda de pruebas de clasificación tales como granulometrías, plasticidad, humedad, etc. Permitan al ingeniero formarse una idea clara de los problemas que se han de esperar en cada caso particular.

Un aspecto de importancia fundamental en la exploración es buscar la colaboración de ciencias, que como la geología pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante. Puede decirse, que sobre todo en obras de importancia el reconocimiento geológico es imprescindible, el cual será previo a cualquier otra actividad realizada por el técnico de mecánica de suelos.

2.4.2.4.1 MÉTODOS DE PROSPECCIÓN DE SUELOS

a. POZOS A CIELO ABIERTO

Este método consiste en hacer excavaciones de tamaño suficiente para que una persona en este caso un técnico pueda introducirse en él y poder examinar los distintos estratos en su estado natural, y de este modo poder saber las características que presenta cada estrato en cuanto a la cantidad de agua contenida y sacar la humedad.

Una desventaja de este sondeo es que no se puede realizar a grandes profundidades por dos cosas, la primera es si se excava mucho se pueden presentar derrumbes y en segundo punto no se controla el flujo del agua cuando se pasa el nivel freático. Se debe tener mucho cuidado para poder distinguir las características que presenta la naturaleza, ya que a causa de la excavación pudieran ser modificadas.

Cuando se realiza un sondeo a pozo abierto, es bueno llevar un registro de las condiciones que presenta el suelo durante la excavación, por los motivos que anteriormente comente, realizado por un técnico conocedor. En los pozos podemos usar maderas o acero, para colocar ademes, normalmente se hace con tablones en dirección horizontal, pero si se tienen suelos friccionales deberán de colocarse verticales y deberán de estar bien hincados. En cuanto a las muestras se pueden obtener ya se alteradas o inalteradas. Las primeras son partes de suelo las cuales se protegen contra las pérdidas de humedad, colocando las muestras alteradas en recipientes que cumplan con este objetivo o en bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deben tomarse con calma y mucho cuidado, se toma labrando una oquedad en la pared del pozo. Esta muestra debe de protegerse más contra las pérdidas de humedad colocándolas en capas de manta impermeabilizada con brea y parafina

**b. PERFORACIONES CON POSTEADORA, BARRENOS HELICOIDALES
O MÉTODOS SIMILARES**

A diferencia de los sondeos a cielo abierto, el de perforaciones con posteadora únicamente obtiene muestras alteradas, pero con esto basta para saber las características del suelo y la relación que tiene con la cantidad de agua, esto cuando es un suelo plástico.

Para obtener estas muestras se usan barrenos helicoidales que son como saca corchos en espirales y los posteadoras que son como dos palas muy cerradas en la parte baja las cuales tienen un agarre en forma de T. Esta herramienta se hace penetrar en el suelo haciéndola girar sobre el maneral.

Algo importante que se debe tomar en cuenta es la forma o la distancia entre las hélices al perforar esto depende del tipo de suelo, si es un suelo arenoso deben de estar más cerradas que si se trata de un suelo plástico. Las herramientas antes mencionadas se adaptan en un extremo de la tubería y se le van añadiendo más tramos de tubo conforme a que el pozo se vaya haciendo más profundo, dichos tubos se colocan por la superficie.

Si el muestreo continúa por debajo del nivel freático se deben de utilizar cucharas especiales, las muestras que se obtienen con esta cuchara son aún más alteradas ya que tiene la variable de la cantidad de agua que entra en la cuchara y el suelo. A causa de esto de las muestras obtenidas solo se puede obtener una clasificación y realizar pruebas para las cuales no es necesaria una muestra inalterada.

En estas pruebas como hemos dicho, el contenido de agua es mayor. Generalmente se recurre a colocar ademes en el pozo, esto se hace con tubos de hierro los cuales son hincados a golpes pero con un diámetro necesario para que puedan pasar las herramientas utilizadas para muestrear.

En la parte inferior esta tiene una zapata afilada para facilitar la penetración en el suelo. Cuando se agregan los segmentos de tubos de hierro para su manejo y colocación se usa una polea la cual es colocada en un trípode, esto a una altura que permita el manejo de los tubos de hierro.

El cable que cruza por la polea y se sujeta a los tubos es un cable de manila o metálico y los operadores o técnicos pueden intervenir manualmente para guiar tubos con la ayuda de unas llaves especiales y así poder atornillar los segmentos siguientes. Una desventaja de este método es que cuando tenemos un suelo firme y a este le sigue uno blando, en estos casos comúnmente se pierde la frontera que existe entre los dos tipos de suelo.

c. MÉTODO DE LAVADO

Este método de sondeo es bastante económico y el tiempo en que se realiza es muy rápido. Con este método se pueden presentar errores en la frontera del terreno, dicho error puede ser hasta de un metros al marcar la diferencia entre estratos. Este método de puede usar en conjunto con otro método es decir como un sondeo auxiliar preliminar ya que es más rápido que los otros. Las muestras que se obtienen son bastante alteradas, tanto que no deberían de considerarse como representativas para llevar al laboratorio.

El equipo y material a utilizar son al igual que en el método anterior un trípode con una polea, la cual se usa para sostener el martinete este tiene un peso que puede ir desde los 80 hasta los 150 kilogramos. Lo que hace el martinete es hincar en el suelo los ademes necesarios. El ademe utilizado debe tener un diámetro mayor para de esta manera poder inyectar el agua.

El agua se impulsa mediante una bomba. Esto se hace una vez que se ha hincado el ademe. Entonces cuando el agua se introduce en la tubería hace que una muestra suba a través del espacio que existe entre el ademe y la tubería de inyección, ya que la muestra se encuentra fuera se coloca en un recipiente en el cual se puede estudiar y analizar la muestra.

Cuando se realiza el muestreo y si las características no han cambiado se puede muestrear cada 1.5 metros pero si se presenta un cambio en el agua que sale debe de hacerse un nuevo muestreo. Una vez que se detuvo el muestreo debemos esperar a que el agua se quede en equilibrio con el nivel freática y así anotar todo lo que se va observando.

Existen diferentes tipos de muestreadores unos se introducen en el suelo a golpes y el más usado es llamado de media caña de esta hecho para poder dividirse y así poder extraer la muestra más fácilmente. Existe otro muestreador el cual se llama trampa de muelles el cual tiene en la parte inferior unas cuchillas metálicas las cuales permiten la entrada en la cámara inferior pero puede dificultar su salida y por último el muestreador de cucharón raspador el cual se usa en un suelo con arenas bajo en nivel freático y funciona por rotación.

d. METODO DE PENETRACION ESTANDAR

Este método de exploración es el que mejor resultados nos proporciona ya que obtenemos más información acerca del subsuelo, a diferencia de los métodos anteriores en los cuales nos da únicamente una descripción. Dependerá del tipo de suelo y nos dará diferentes resultados, por ejemplo si tenemos un suelo friccional obtendremos la compacidad de los mantos, si se presenta un suelo plástico sabremos la resistencia que presenta a la compresión simple.

Este método nos da muestras alteradas las cuales permiten su estudio.

El equipo para este método es un Penetrómetro estándar. Normalmente tiene en la parte inferior la forma de media caña, con la cual se facilita la extracción de la muestra. Este tipo de muestreador se hinca en el suelo por medio de golpes ayudado por un martinete el cual tiene un peso aproximado de 63.5 kilogramos, la altura desde la cual es soltado son 76 centímetros. Se cuentan la cantidad de golpes dado hasta alcanzar una profundidad de 30 centímetros. Cuando se ha introducido el muestreador a una profundidad de 60 centímetros, se debe de sacar el Penetrómetro y se obtiene una muestra.

El pozo donde se ha hecho el sondeo debe de ser previamente limpiado con cuidado. Después el muestreador o el técnico, debe de introducirse en él y después se da golpes para que el Penetrómetro se meta otros 15 centímetros dentro del suelo. Ahora después de esos golpes se vuelven a contar los golpeteos hasta que se introduce un pie de profundidad y luego podemos obtener una muestra la cual queda dentro del Penetrómetro. La muestra que se puede obtener con este sondeo son muestras inalteradas y confiables. De dichas muestras se pueden obtener los valores y relaciones que tienen lugar en el laboratorio.

Este método de sondeo consiste en introducir una punta cónica dentro del suelo para así obtener la resistencia que puede presentar el suelo. Dependerá del tipo de terreno, ya sea estático o dinámico, para saber que procedimiento y qué tipo de cono utilizar.

Existen cuatro tipos el danés, que es un cono como lo conocemos, holandés, presenta una punta en forma de flecha, otro tipo es para ensaye dinámico, el cual se parece al holandés pero el diámetro de la flecha es más grande de 50.8 mm a comparación del holandés que mide 35.6 mm y por último el de inyección, el cual es el que presenta la flecha más grande de 70mm.

En los terrenos estáticos, el equipo se hinca tan solo a presión esto se logra con un martinete que cae sobre él.

En un terreno dinámico lo mejor es utilizar el tipo de Penetrómetro para ensaye dinámico, en este se usa el mismo equipo que para la prueba de penetración estándar, es decir un martinete con un peso de 63.5 kilogramos y se deja caer de una altura de 76 centímetros. De igual manera se cuentan los golpes para introducirse 30 centímetros.

Cuando se obtienen las muestras en este tipo de sondeos, no llegamos a resultados como en el método anterior es decir de laboratorio. En la penetración cónica los resultados son de sudosa interpretación dependiendo los criterios utilizados.

Pero la razón por la que este métodos se utiliza es porque es muy rápido y económico, económico en el sentido de no de utilizan ademes, aunque esto provoca que exista gran fricción lateral pero si se colocan ademes perdemos la ventaja de que sea económico. Para obtener una muestra primero se hinca el cono mediante presión estática en la parte superior de la tubería. Y la velocidad con la que se introduce normalmente es constante y es de 1 centímetro por cada segundo. Se debe de ir haciendo reportes de las profundidades y los tiempos.

En este sondeo como hemos dicho no se obtiene una muestra representativa. Por lo que se recomienda que este tipo de sondeo sea utilizado únicamente en las zonas donde previamente se conozcan sus características, el método es para saber de un lugar en específico sus características. Este método no debe usarse en lugares no explorados a fondo con anticipación.

e. PERFORACIONES CON BOLEOS Y GRAVAS

Cuando se está realizando un estudio de mecánica de suelos existen estratos donde nos podemos encontrar boleos o gravas, estas presentan una gran resistencia a ser perforadas o traspasar por ellas con el equipo que se ha descrito anteriormente no podemos perforarlas. Para esto necesitamos equipo y herramientas más pesadas y propias para esta actividad. El equipo es un taladro de acero resistente el cual se deja caer sobre el estrato con la ayuda de cables. Ocasionalmente para poder penetrar por algún estrato es necesario el uso de explosivos.

f. METODOS DE SONDEO DEFINITIVO

En los próximos métodos podremos obtener muestras inalteradas, estrictamente hablando no se puede obtener una muestra totalmente inalterada de cualquier suelo por que al entrar en su entorno ya se están modificando ciertas

propiedades, estas muestras son propias para que en el laboratorio se obtengan la resistencia a la compresión, muestras de las rocas que en el suelo se presenten y que no se pueden obtener por algunos métodos de exploración de carácter preliminar. El método de pozos a cielo abierto ya lo hemos descrito al principio pero es uno de los métodos que se encuentran tanto en la clasificación de carácter preliminar como en los sondeos definitivos.

g. MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA

El estudio de mecánica de suelos mediante tubos de pared delgada se debe a M. J. Hvorslev. En cuanto a los muestreadores utilizados varían dependiendo de la institución que realice el estudio y el grado de perturbación que presenta la muestra dependerá del modo en que se realice el hincado. Si queremos que el grado de perturbación sea el mínimo posible lo que se debe de tomar en cuenta es que la manera del hincado debe de ser constante en cuanto a su presión y a la velocidad.

Nunca debe de ser hincado o golpeado con algún método dinámico. Hablando de los muestreadores de tubo de pared delgada tenemos el tipo Shelby, este es el más común en cuanto a su uso, tienen una longitud que va desde los 80 centímetros hasta el metro.

Y para conectarlo con la tubería es únicamente con un enroscado en la parte superior. Después tenemos el de pistón, el cual es un tipo de muestreador más elaborado que el anterior y tiene como objetivo principal el eliminar la basura que se pueda encontrar en el fondo del pozo antes de realizar el muestreo esto es muy importante cuando son muestreadores a cielo abierto. Por último tenemos el muestreador llamado dispositivo de hincado por presión de un diferencial, este se puede usar cuando no se cuenta con una máquina perforadora la cual aplique mecánicamente la presión necesaria. Para usar este tipo de muestreador es con la ayuda de una varilla de perforación y un peso muerto usando gatos hidráulicos.

Existen ocasiones en donde los muestreadores no son capaces de obtener una muestra o más bien de extraerla a la superficie, esto puede ser porque el suelo sea muy blando o contenga grandes cantidades de agua. Para evitar este problema lo que se hace es hincar el muestreador a poca velocidad y con bastante cuidado, así como también ya que el muestreador se encuentra lleno de su muestra se deja reposar un poco para que el suelo se adhiera más al muestreador y después se puede proceder con la extracción. En arenas que se encuentran por debajo del nivel freático se presenta el mismo problema antes mencionado, lo que esto hace necesario utilizar procedimientos especiales si se quiere usar este método, se le tiene que dar a la muestra una cohesión para que la muestra se pueda adherir al muestreador y de igualmente conservar su estructura.

Cuando en un estudio de mecánica de suelos llegamos o topamos con algún estrato rocoso no podemos traspasarlo con los métodos que anteriormente han sido mencionados, entonces buscamos otros métodos como lo es el rotatorio para roca, con el cual usamos maquinaria perforadoras las cuales usan brocas de diamantes o del tipo cáliz.

Las brocas de diamantes presentan en el inferior se adapta con una broca de acero, el muestreador conoce como corazón, tiene incrustaciones de diamante industrial lo que permite la perforación. La broca de tipo cáliz tiene un muestreador que es de acero y su penetración en el suelo es fácil ya que presenta municiones de acero que se vacían por la tubería hasta la perforación. En las rocas fracturadas puede que estas municiones se pierdan, este tipo de brocas puede realizar perforaciones hasta de tres metros de diámetros y en este caso la maquinaria penetra en conjunto con la broca.

Para saber qué tipo y que material de broca utilizar dependerá del tipo y que tan dura es una roca. En rocas bastante duras lo mejor es usar brocas que presenten incrustaciones de diamantes. En rocas medianamente duras se recomienda usar una broca con incrustaciones de carbono de tungsteno y por

último en las rocas más suaves o débiles usamos una broca de acero duro con dientes de sierra. La velocidad a la que rotan las brocas van a variar dependiendo del tipo de broca y de roca que se vaya a perforar pero tiene un amplio intervalo que va desde las cuarenta revoluciones por minuto hasta las mil revoluciones. Podemos decir que la manera de penetramiento puede ser de manera mecánica, donde la velocidad es constante o hidráulica donde pueden variarse las velocidades.

Los tres métodos que se verán a continuación tienen el objetivo de saber las razones de cambio de las características físicas del subsuelo. Estos métodos son rápidos y nos permiten investigar en áreas de gran tamaño pero presentan la desventaja que no nos dan suficiente información sobre el suelo a diferencia de los métodos anteriores donde podemos calcular la compresibilidad, porosidad, cantidad de agua, entre otros. Con estos métodos solamente realizamos estudios previos, no se deben de utilizar para fines de cimentación, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

h. MÉTODO SÍSMICO

El sondeo sísmico tiene como base las propiedades de los materiales que se encuentran en el subsuelo y estos materiales permiten la transmisión de ondas sísmicas conocidas como elásticas. Las ondas sísmicas obedecen a las leyes de refracción las cuales están basadas en los principios de Fermat y Huygens. La teoría de la elasticidad se basa en el estudio de las ondas sísmicas, ya que la velocidad de las mismas dependen de las constantes de los materiales como lo son: el módulo de Young, el módulo de rigidez y la relación de Poisson.

El propósito de este método es el conocer la distribución en un determinado espacio, el parámetro de la velocidad de propagación de ondas sísmicas de tal manera de poder indicar la división de un área geográfica específica, de los materiales que existen en el subsuelo, de igual manera relacionar el parámetro y

las condiciones geotécnicas tales como: el fracturamiento, la alteración y la compacidad. Aun sabiendo que los parámetros que se obtienen con este método no son precisos, pudiera ser que el método sísmico no se relacione con la geología del lugar ya que las capas del subsuelo no den una respuesta a cualquiera de las siguientes condiciones: la primera es la velocidad de propagación debe incrementar con la profundidad de las capas. Y la segunda es que una de las capas debe de tener un gran espesor, mayor que la longitud de onda para poder ser detectada

Otro importante detalle es que la distancia de la línea sísmica y esta debe ser al menos tres veces mayor que la profundidad a la cual se desea hacer el estudio. En cuanto al equipo que se utiliza esta el sismógrafo el cual es un aparato diseñado para poder visualizar en la pantalla toda la información registrada y así poder analizar mejor y rápidamente los datos de las ondas primarias conocidas como longitudinales, entre otras cosas este equipo cuenta con una salida para imprimir los sismogramas por medio de un papel electro sensitivo en donde quedan registrados los datos: tiempo de registro, tiempos de retraso cuando existen, contador de golpes ya que a mayor número de golpes mayor apilamiento de la señal y por último la utilización de filtros y los canales que se utilicen. Así como el valor de las señales a la cual tuvieron que ser ajustadas, para poder lograr una diferencia con el ruido existente en la zona de estudio en el cual puede ser natural y/o artificial y finalmente el valor del tamaño de la traza, la cual se ajusta manualmente para poder asegurar la claridad de las llegadas de las ondas longitudinales.

En el método sísmico lo que se busca es saber cuál es el tiempo mínimo que tardan las ondas en propagarse en el medio, desde el momento en el que se generan mediante una excitación hasta que llega a los diferentes refractores en el subsuelo y hasta que emergen a las superficie donde son detectados mediante geófonos cuya distribución se conoce como tendido sísmico.

Las ondas se generan de manera artificial en lugares estipulados llamados puntos de tiro, dicho efecto se logra con el golpe de un cuerpo pesado sobre una placa colocada en la superficie del terreno, lo cuales están sincronizados

con el registro de los detectores. De las diferentes ondas que se generaron, las que tienen importancia son las ondas primarias conocidas como longitudinales. Los elementos que convierten el movimiento del terreno en una señal eléctrica que se envía al sismógrafo, el cual sabemos que es un dispositivo que amplifica las señales y presenta una gráfica, dichos elementos son conocidos como geófonos.

i. MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Los sondeos de resistividad eléctrica usan la electricidad con la cual conocen las características que presentan los materiales que se encuentran en el subsuelo en los métodos eléctricos encontramos la resistividad que es la oposición de los materiales al paso de la corriente eléctrica y por otro lado tenemos la conductividad que permite el paso de la corriente eléctrica a través de los materiales en el subsuelo, estos conducen la corriente eléctrica en forma iónica y electrónica; en el primer caso la conducción se realiza a través de los fluidos contenidos en los poros de la roca y en el segundo caso la conductividad se realiza por medio de los minerales metálicos.

Normalmente se considera que la conducción de la intensidad de corriente en el subsuelo es de manera iónica por esta razón la resistividad depende de las condiciones físicas y químicas de las rocas encontradas en el subsuelo como por ejemplo el grado de saturación, fracturamiento, porosidad, entre otras.

El equipo usado para obtener los datos consta de un receptor, un transmisor, dos carretes con sus cables y unos electrodos de metal. El receptor es ligero y tiene una pantalla en la cual se pueden ver las mediciones de los voltajes de las baterías se observa el potencial natural y el voltaje primario. El transmisor genera corriente continua y manda las lecturas de corriente a una pantalla la cual tiene varias escalas de corriente con un sistema que permite medir la resistencia del terreno para poder seleccionar de forma adecuada las escalas de voltaje y la intensidad de corriente.

Los electrodos de potencial y de intensidad de corriente son colocados en la superficie del terreno para realizar la lectura de la diferencia del campo potencial y el de la intensidad de corriente que circula en el subsuelo. Con los valores de voltaje, intensidad de corriente y el factor geométrico que es el que relaciona la distancia entre los electrodos, con estos datos se puede calcular la resistividad aparente. Para realizar cada medición se incrementa la distancia entre los electrodos de la intensidad de corriente pero cuando los valores de la diferencia de potencial resultan ser muy pequeños hay que aumentar la separación entre los electrodos, debiéndose tomar al menos una lectura de datos con dos diferentes posiciones de electrodos de potencial y una sola con la posición de electrodos de intensidad de corriente a dicho proceso se le conoce como traslape.

En términos generales se puede decirse que la finalidad del método de resistividad eléctrica es la de inferir las estructuras del subsuelo, para conocer los parámetros del corte geoelectrico, es decir los espesores y resistividades.

j. MÉTODOS MAGNÉTICOS Y GRAVIMÉTRICOS

En este método al igual que los anteriores en cuanto a su propósito la diferencia se encuentra en el equipo, en este caso método magnético se utilizara un magnetómetro, con el cual podemos conocer el campo magnético que se encuentre en la zona que se delimita por las estaciones receptoras. En cuanto al método gravimétrico se mide el campo gravimétrico en diferentes puntos del terreno. Para poder interpretar los resultados podemos establecer que si los valores, del método que usemos, entre más alto sea el valor registrado quiere decir que existe un estrato rocoso en el área estudiada. si no es así quiere decir que en el área existen masas ligeras o cavernas. Aun así se requiere la ayuda de un experto porque la interpretación de los resultados es muy complicada.

2.4.2.5 EQUIPAMIENTO.

En la ingeniería es necesario conocer los principios que sustentan el empleo de los aparatos usados en campo y laboratorio, ya que se precisa determinar los parámetros que éstos miden, así como la hipótesis bajo las cuales el funcionamiento de tales aparatos es satisfactorio y proporcionan datos confiables referentes a características físicas y mecánicas del suelo.

Las pruebas se realizaron con aparatos de laboratorio cuyas características permitieron obtener información para medir la tixotropía del suelo.

2.4.2.5.1 DESCRIPCION DEL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO

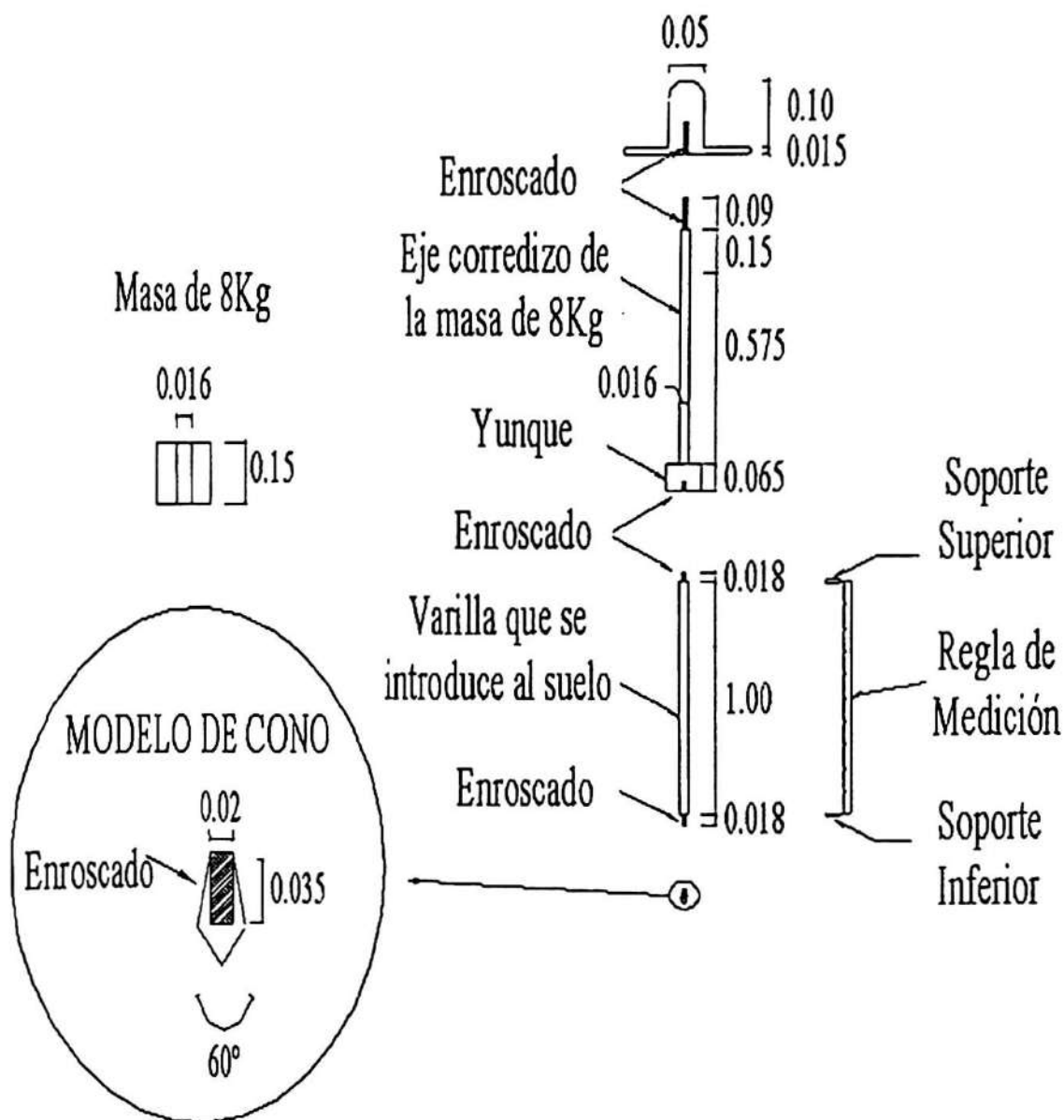
El modelo consta de una varilla de acero de penetración de 16mm. de diámetro.

En su extremo inferior un cono de acero temperado de 60 grados y 20mm.de diámetro.

El DPL es introducido en el suelo por un martillo deslizante de 8Kg que cae desde una altura de 575mm.

Para realizar las lecturas posee una regla de medición sujeta al instrumento por dos soportes, un soporte superior unido al yunque que sirve de referencia para las lecturas y un soporte inferior fijo a la regla y unido a la barra de penetración.

EQUIPO DE PENETRACION DINAMICA DE CONO (PDC)



El equipo de sondaje DPL corresponde, a un ensayo del tipo "dinámico con registro continuo", los cuales generan mediciones constantes de la resistencia del suelo a diferencia de los basados en registros discontinuos que miden la cantidad de golpes de modo intercalado (un tramo es medido y el siguiente no). Los equipos pertenecientes a la categoría de ensayos dinámicos se basan en el supuesto el cual, la resistencia del terreno actúa sólo en la punta y no a lo largo de las barras metálicas que componen el equipo.

Dicha resistencia, que produce el suelo en la punta del equipo de sondaje, se le conoce como resistencia "Rd". Las características generales del equipo se encuentran especificadas en la normativa ISO 22476-2:2005.

El sistema DPL se encuentra compuesto de los siguientes elementos (detalle de imágenes en anexo D):

Cono Dinámico: Pieza metálica cilíndrica de dimensiones estandarizadas, la cual está en contacto directo con el suelo, y se utiliza para medir la resistencia a la hincada del suelo.

Martillo o Martinete: Pieza cilíndrica utilizada para generar la energía mecánica requerida para la hincada del cono. El martillo se utiliza gravitacionalmente.

Cabeza de golpeo o Yunque: Pieza que recibe el impacto del martillo cuando es utilizado y cuyo objetivo es transmitir la energía producida hacia la punta del cono dinámico.

Varillaje: Barras metálicas las cuales transmiten la energía producida por el martillo hacia el cono. Las barras se conectan desde el yunque hacia el cono cilíndrico, poseen una longitud de un metro y líneas de referencia cada diez centímetros. Esto con el objeto de facilitar el registro de datos.

Placa base: Placa metálica que permite dar soporte a las componentes del equipo. Esto permite que los componentes se encuentren de manera vertical, cumpliendo lo especificado en la normativa vigente. La placa base permite la extracción de las barras de traspaso de carga luego de finalizado el sondaje.

Barra guía: Pieza unida al yunque que permite dar la altura de caída requerida por el martillo y a su vez guía en su caída libre hacia el yunque.

2.4.2.5.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ARENA DENSA Y SUELTA.

En el aparato de corte directo se intenta conseguir la rotura de una muestra según un plano predeterminado, con el fin de poder conocer experimentalmente los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento que nos definen la resistencia del suelo granular.

2.4.2.5.2.1 Materiales y métodos.

El aparato de corte directo consta de una semicaja inferior y otra superior, móviles una respecto de la otra, entre las que se coloca la muestra de suelo, la cual evita el contacto de las dos semicajas.

Las semicajas están provistas de unas chapas dentadas para asegurar una buena adherencia con la muestra. La semicaja superior consta de un marco y de una tapadera que actúa de pistón para aplicar fuerzas verticales mediante pesos colocados en el aparato. La disposición de comparadores entre el pistón y el marco permiten medir las variaciones de altura.

En el ensayo se comienza por aplicar una carga vertical de compresión (P), leyéndose las deformaciones verticales con el cuadrante correspondiente. A continuación, se introducen esfuerzos horizontales (Q), según el plano de separación de las dos armaduras, que debe coincidir sensiblemente con el plano horizontal, y se anotan las deformaciones horizontales producidas.

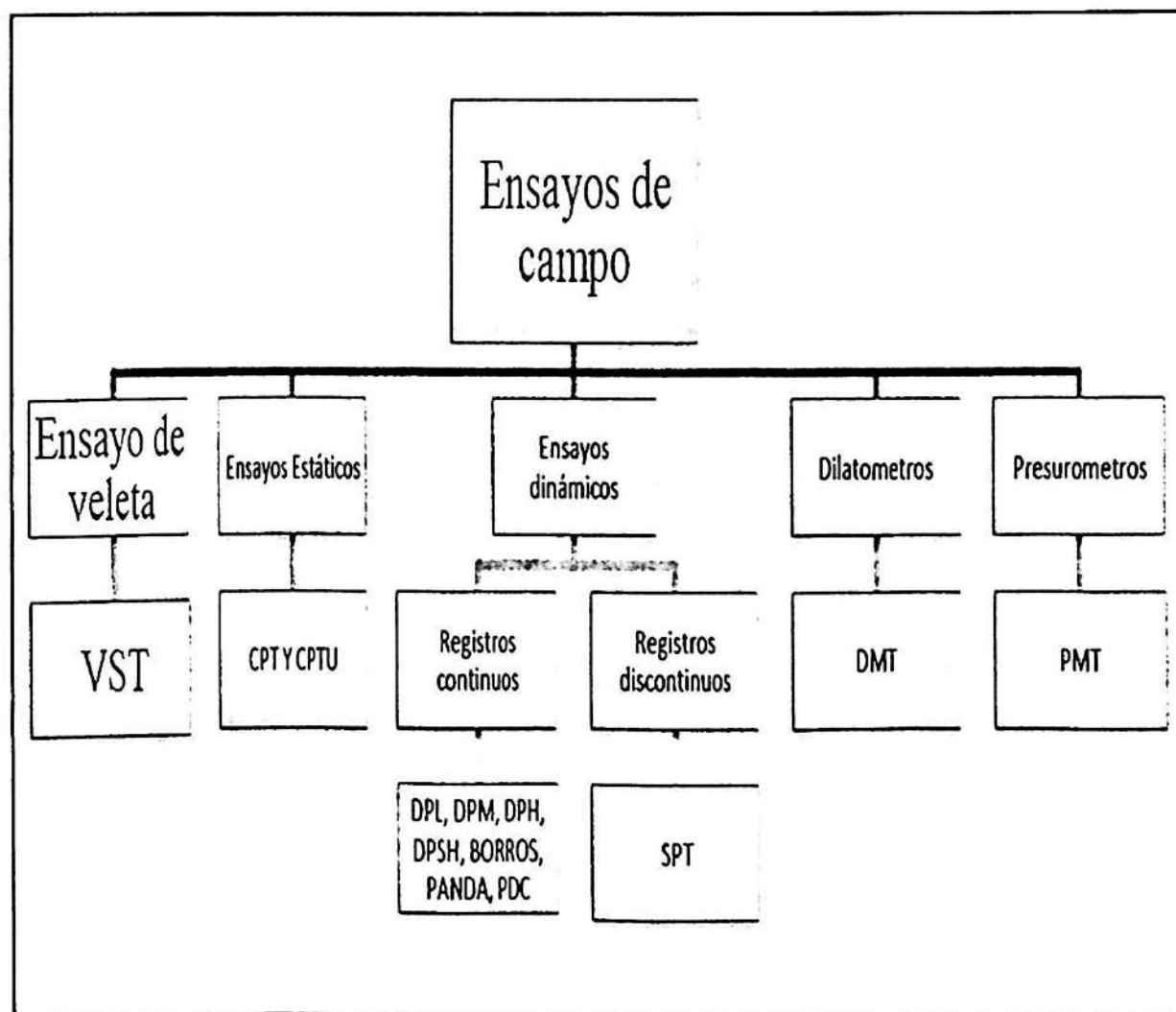
Puesto que la muestra rompe por el plano horizontal, las tensiones en dicho plano proporcionan un punto de la curva de resistencia.

Se repiten tres (6) veces cada ensayo los dos tipos de arena; tres (3) con muestra "densa" (mediante un cilindro que "compacta la muestra) y tres (3) con muestra "suelta", obteniendo varios puntos de rotura, sobre los que se ajusta una recta cuya pendiente y ordenada en el origen representan el ángulo de rozamiento. A su vez se incrementan las pesas (se colocan 10 kg equivalentes a 50 kPa, 20 kg equivalentes a 100 kPa y 40 kg equivalentes a 200 kPa).

2.4.2.6 ENSAYO DE VELETA

2.4.2.6.1 INTRODUCCION.

Actualmente, existe una amplia gama de equipos de ensayos para la exploración del suelo. Dichos instrumentos son utilizados dependiendo de los requerimientos que solicite el proyecto en desarrollo. Comúnmente en la ingeniería civil se utilizan principalmente los ensayos de tipo dinámicos, los cuales obtienen su energía mediante la aplicación de golpes para penetrar el suelo. Dentro de la gama de equipos de tipo dinámico, se pueden encontrar distintos equipos como los que se puede apreciar en la siguiente figura.



2.4.2.6.2 DEFINICIÓN

Una veleta es un dispositivo giratorio que consta de una placa plana vertical que gira libremente, un señalador que indica la dirección del viento y una cruz horizontal que indica la procedencia del viento mediante los puntos cardinales. Se ubica generalmente en lugares elevados y su diseño puede ser muy variado, animal, bruja.

De esta ingeniosa idea tomaron sin duda origen nuestras veletas o giraldillas en forma de cometa, de gallo, de matrona, etc. Antiguamente, era en forma de estatuas destinadas a conocer la dirección de los vientos giraldas o giraldillas porque giran al impulso de éstos. La más célebre de éstas es sin duda la de Sevilla de cuya figura tomó la torre sobre la que se hallaba el nombre de La Giralda.

Una veleta es una herramienta para medir la dirección del viento y probablemente fue uno de los primeros instrumentos meteorológicos que se usó. Para determinar la dirección del viento, la veleta gira y apunta en la dirección desde la que viene el viento. Generalmente tiene dos partes o extremos: uno que generalmente tiene la forma de una flecha y que voltea hacia el viento y otro extremo que es más ancho para que atrape la brisa.

La flecha apuntará hacia la dirección desde la que sopla el viento, así que si está apuntando hacia el Este, significa que el viento viene del Este. Además, la dirección del viento es desde donde sopla el viento. Por lo tanto, un viento del Oeste sopla desde el Oeste. Para usar una veleta, debes saber dónde está el norte, el sur, el este y el oeste.

2.4.2.6.3 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL ENSAYO DE VELETA.

Durante muchos siglos, las veletas, han recorrido muchos viajes y han decorado las cimas de edificaciones de muchos países.

La veleta de tiempo más antigua documentada honró al dios griego Tritón, y adornó la Torre de los Vientos en Atenas, fue construida por el astrónomo Andronicus durante el 48 a.C. Esta figura, que se cree ha sido de 4 a 8 pies, tenía la cabeza y el torso de un hombre y la cola de un pez.

En Grecia y en Roma pre-cristiana, las veletas de tiempo aludían a los dioses Boreas, Aeolus, Hermes y Mercurio y decoraban las villas de hacendados adinerados Normalmente se usaron en las naves Vikingas representando a un animal o criatura de la fábula Noruega, y también fueron populares en iglesias Escandinavas. Estas veletas de tiempo pueden verse incluso hoy en Suecia y Noruega.

En el siglo IX d.C., el Papa decretó que se debía exhibir a un gallo en el domo o aguja de las iglesias Europeas, como un recordatorio de la profecía de Jesús que dijo "que el gallo no cantaría, la mañana después de la Última Cena, hasta que el discípulo Pedro negara que le conocía, tres veces" (Lucas v22 al 34).

Debido a esta historia, "las veletas de gallos" han cubierto las agujas de las iglesias durante siglos, tanto en Europa como en América. Probablemente estos estandartes que adornaron las torres medievales en Bretaña, Normandía y Alemania son los precursores a nuestras veletas de tiempo modernas.

La palabra "veleta" realmente viene de la palabra anglosajona "fane" y significa "bandera". Originalmente, banderines de tejido les mostrarían la dirección del viento a los arqueros.

Después, las banderas de tela fueron reemplazadas por elementos de metal decorado, con la insignia o escudo de armas del Señor o Noble, y fueron equilibradas para volverse con el viento.

El primer fabricante de veleta de tiempo documentado de América, DeaconShemDrowne, creó la famosa veleta del saltamontes poniéndola en la cima del Boston'sFaneuil Hall (1742), así como la estandarte para la Iglesia "Boston's Old North Church" (1740).

El gallo también se impuso en la primer Iglesia en Cambridge (orig. 1721), y un gran indio cobrizo en la "Boston'sProvinceHouse" (1716).

Thomas Jefferson ató una veleta de tiempo directamente a un indicador en la cumbre del techo debajo del cuarto, para que él pudiera leer la dirección del viento desde dentro de su casa y George Washington conmemoró el final de la Guerra Revolucionaria encargando una "Paloma de la Paz".

En los principios del 1800, los norteamericanos mostraron las veletas de tiempo con designaciones patrióticas, incluyendo a la Diosa de la Libertad, y por supuesto, el Águila Federal.

En las últimas décadas del siglo XIX, los edificios Victorianos tenían elegantes veletas de tiempo embelleciendo casi cada centímetro de espacio del tejado.

Después del 1900, el movimiento hacia un estilo más simple de arquitectura reflejó "la veleta de tiempo de silueta" que a menudo pintó escenas deportivas o figuras de una naturaleza cómica.

2.4.2.6.4 FUNDAMENTOS FÍSICOS DE LA APLICACIÓN DEL ENSAYO VELETA.

2.4.2.6.4.1 PRUEBA DE CORTE DE VELETA.

Esta prueba se utiliza para la estimación in situ de la resistencia no drenada de la arcilla intacta, completamente saturada, y no es apropiada para otros tipos de suelos, especialmente si la arcilla contiene arena o laminaciones de limo.

El aparato de la prueba de corte de veleta consiste en una veleta de acero inoxidable de cuatro paletas rectangulares delgadas colocadas en el extremo de

una varilla de acero. La altura de la veleta (h) es igual al doble de su ancho total (d). La veleta y la varilla se introducen en la arcilla en la base de una perforación o de la calicata de prueba, a una profundidad mínima igual al triple del diámetro de la perforación. Se aplica torsión lentamente a la varilla hasta que la arcilla sea cortada por la rotación de la veleta. La resistencia al corte de la arcilla (no disturbada-no drenada) c_u (und) se calcula con la expresión:

$$T = n \cdot c_u.$$

Donde T es la torsión en la falla, c_u es la resistencia al corte no drenado, d y h representan el diámetro y la altura de la veleta, respectivamente. Después de la falla inicial por corte debido a la rotación de la veleta, el suelo es normalmente remoldeado (rotando manualmente la varilla 6 revoluciones completas como mínimo y luego permitiendo que la veleta se siente por un minuto como máximo) y después se puede volver a aplicar la torsión a la varilla suavemente. La torsión requerida para iniciar una segunda falla por corte en la arcilla puede ser aplicada a la Ecuación A7 para estimar la resistencia al corte no drenada-remoldeada ($c_u(\text{rem})$) de la arcilla.

Luego, la sensibilidad del suelo arcilloso (S_t) se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$S_t = L^{\wedge} C_u (\text{rem}).$$

2.4.2.6.4.1.1 IDENTIFICACION DE CAMPO.

A continuación se analizan los criterios que se pueden aplicar para identificar la resistencia y densidad relativa de los suelos cohesivos y sin cohesión. Se espera que estos criterios se utilicen junto con los resultados de las pruebas de índices de clasificación tales como distribución del tamaño de grano, límites de Atterberg, contenidos de agua y densidad, para la caracterización del suelo.

Los criterios de identificación de campo comprenden resultados del ensayo de SPT y del ensayo de corte de veleta que se utilizarán como índice de correlación para resistencia/consistencia y densidad. Estas correlaciones se deberán evaluar con más precisión mediante una prueba de laboratorio.

2.4.2.6.4.1.2 SUELOS NO COHESIVOS.

Estos suelos no muestran comportamiento plástico, cualquiera sea su contenido de agua, y sus elementos constituyentes pueden ser de grano grueso o fino. Los constituyentes de grano grueso, tales como bloques, boleos, grava y arena, son lo suficientemente grandes a simple vista ($>0,075$ mm), y el constituyente no cohesivo de grano fino (limo) está compuesto de partículas no plásticas menores de 0,075 mm.

Se puede evaluar la densidad relativa de los suelos no cohesivos en el campo de acuerdo al criterio presentado en la Tabla 1. Este criterio está basado en la experiencia práctica y debe ser utilizado sólo como referencia.

Tabla 1. Densidad Relativa de los Suelos sin Cohesión (Golder 1993)

DENSIDAD RELATIVA	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO	VALOR ¹ N
Muy suelto	Fácilmente penetrable con pala manual.	0 - 4
Suelto	Fácilmente penetrable con una barra de 12 mm presionada manualmente. Fácilmente excavable con pala manual.	4 - 10
Compacto	Fácilmente penetrable con una barra de 12 mm golpeada con un martillo de 2.25 kg. Difícil de excavar con pala de mano.	10 - 30
Denso	Penetrable 30 cm con barra mediante golpes. Antes de excavar debe aflojarse con un pico.	30 - 50
Muy denso	Penetrable sólo unos cuantos centímetros con barra mediante golpes. Muy difícil de excavar aún con un pico.	> 50

Nota: El número de golpes N sólo se debe usar como una aproximación.

2.4.2.6.4.1.3 SUELOS COHESIVOS

Estos suelos muestran un comportamiento plástico, según lo definido por la prueba de límites de Atterberg, en un rango razonablemente amplio de contenido de agua. La plasticidad es controlada por la presencia y tipo de minerales de arcilla dentro del suelo. Los suelos cohesivos se clasifican como suelos de grano fino, tales como limo arcilloso, arcilla limosa o arcilla, principalmente de acuerdo a su grado de plasticidad. Se puede describir la consistencia del suelo cohesivo cualitativamente según las mediciones de la resistencia al corte no drenada (prueba de corte de veleta), valores de SPT medidos o el comportamiento del material. Los términos utilizados para describir la consistencia de los suelos cohesivos y su definición según la resistencia no drenada y las mediciones de campo se presentan en la Tabla 2. Este criterio está basado en la experiencia práctica y debe utilizarse sólo como referencia.

Tabla 2. Consistencia de Suelos Cohesivos (Golder 1993).

CONSISTENCIA	IDENTIFICACIÓN DE CAMPO	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO ² - KPA	VALOR ¹ N
Muy suave	Se escurre entre los dedos al apretarlo.	< 12	0 - 2
Suave	Se moldea con una suave presión de los dedos.	12 - 25	2 - 4
Firme	Se moldea con una fuerte presión de los dedos.	25 - 50	4 - 8
Consistente	Se marca con el pulgar.	50 - 100	8 - 15
Muy consistente	Se marca con la uña del pulgar.	100 - 200	15 - 30
Duro	Difícil de marcar con la uña del Pulgar.	>200	>30

2.4.2.6.4.1.4 PRUEBA DE RESISTENCIA AL CORTE EN LABORATORIO.

La prueba de resistencia al corte en laboratorio se puede realizar en muestras representativas de suelo no disturbado para obtener parámetros relacionados con las características de resistencia al corte del suelo. Es importante que la alteración de las muestras de suelo sea minimizada durante el muestreo a fin de obtener resultados que sean representativos de las condiciones in situ. Habitualmente se realizan las siguientes pruebas de resistencia en laboratorio:

Ensayo de corte directo.

Ensayos triaxiales.

Los ensayos anteriores deben cumplir con los siguientes estándares ASTM, o equivalentes reconocidos por la DGAAM:

ASTM 3080-04 Ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidada drenada.

ASTM 2850-03 Ensayo de compresión triaxial no consolidada no drenada para suelos cohesivos.

ASTM D4767-04 Ensayo de compresión triaxial consolidada no drenada para suelos cohesivos.

2.4.2.6.4.1.5 PRINCIPIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

A continuación se presenta una breve revisión de los principios relacionados con la mecánica de suelos correspondiente al esfuerzo y resistencia del suelo. La teoría de la mecánica de suelos presentada es sólo una parte de lo que actualmente existe. Esta sección y la siguiente (Licuefacción y Arcillas Sensibles) constituyen sólo una introducción a los conceptos de ingeniería de mecánica de suelos. Para mayores detalles el lector deberá remitirse a cualquier texto de mecánica de suelos, tal como Badillo & Rodríguez (2000), Craig (1997), Lambe & Whitman (1969) o McCarthy (1998).

2.4.2.6.4.1.6 ESFUERZO EFECTIVO.

Los esfuerzos verticales transmitidos a las partículas del suelo a una profundidad (d) son proporcionales al peso del suelo sobre dicha superficie, de acuerdo con la siguiente relación:

$G_v = \gamma d$ donde G_v es el esfuerzo vertical que se experimenta en la profundidad d, γ es el peso unitario promedio total del suelo sobre dicha profundidad.

Si existe una napa freática a la profundidad (z) bajo la superficie del suelo pero sobre la profundidad (d) de la partícula del suelo en cuestión, la napa freática transmite un efecto flotante dentro de las partículas del suelo denominado presión intersticial (u). El esfuerzo que experimentan las partículas de suelo bajo la influencia de la presión intersticial se denomina esfuerzo vertical efectivo (σ_v'), y se puede calcular de acuerdo

a lo siguiente:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u = \gamma d - \gamma_w z$$

Donde γ_w se refiere al peso unitario del agua (9,81 kN/m³).

2.4.2.6.4.1.7 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte (r) de un suelo se puede expresar mediante el criterio de falla de Mohr-Coulomb, dada la siguiente expresión:

$$\tau = c + \sigma_v' \tan \phi$$

Donde c, y $\sigma_v' \tan \phi$ se refieren a la cohesión efectiva y al ángulo de fricción efectivo, respectivamente. El esfuerzo normal efectivo σ_v' , es el esfuerzo que actúa perpendicularmente al plano de corte.

El ángulo de fricción máximo es el componente de la resistencia a la fricción cuando se aplica el esfuerzo, pero al inicio del corte (cuando las deformaciones son pequeñas), y el ángulo de fricción final es el componente de resistencia a la

fricción una vez que se produce el corte o la deformación (cuando las deformaciones son mayores). A continuación se presentan algunos valores típicos de ángulos de fricción:

A5.3 Sensibilidad de las Arcillas

Sensibilidad (St) es el término utilizado para describir la susceptibilidad de las arcillas a la reducción de su resistencia con la deformación, y puede ser calculada en base a su resistencia no alterada-no drenada comparada con su resistencia remoldeada-no drenada, como se ve a continuación:

Cu (nat)

$St = (A12)$

Cu (rem)

Donde cu (nat) y cu (rem) son las resistencias no drenadas, no alteradas y remoldadas respectivamente.

La resistencia al corte no drenado puede ser mejor estimada in situ utilizando el ensayo de corte de veleta, según se discutió previamente.

Tabla 3.(Fuente: McCarthy 1998).

TIPO DE SUELO	ÁNGULO ϕ (°)	
	FINAL	MÁXIMO
Mezcla de arena y grava	33 - 36	40 - 50
Arena bien gradada	32 - 35	40 - 50
Arena fina a media	29 - 32	32 - 35
Arena limonítica	27 - 32	30 - 33
Limo (no plástico)	26 - 30	30 - 35

2.4.2.6.4.1.8 LICUEFACCIÓN Y ARCILLAS SENSITIVAS

La licuefacción se refiere a la reducción de la resistencia y rigidez de los suelos debido al aumento de la presión del agua intersticial, la cual reduce las fuerzas de contacto intergranular y reduce el esfuerzo efectivo en el suelo. El contacto entre partículas proporciona resistencia y rigidez al suelo en forma de cohesión y fricción.

El exceso de la presión de poros combinado con una fuerza perturbadora (e.g., eventos sísmicos) actúa para eliminar o al menos reducir la interacción entre partículas. La perturbación inicial causa un cambio menor y una nueva disposición de las partículas del suelo, lo que da como resultado una pérdida del volumen de la masa total de suelo.

La pérdida del volumen trae como resultado un exceso de presiones de agua intersticial, lo que hace que las partículas queden momentáneamente en suspensión (i.e., los esfuerzos efectivos pueden aproximarse a cero). Cuando las partículas están en suspensión el suelo se comporta más bien como un líquido, de allí el término "licuefacción".

Existen dos tipos de licuefacción: licuefacción por carga cíclica y licuefacción por deformación-ablandamiento (flujo). Ambos fenómenos están muy relacionados, pero son intrínsecamente diferentes.

La licuefacción por carga cíclica se refiere a la reducción de la rigidez y de la resistencia al corte debido al incremento cíclico de las presiones del agua intersticial. Este incremento puede ocurrir la mayoría de las veces debido a la propagación de la velocidad de la onda sísmica en el suelo u otras vibraciones basadas en estímulos, tales como voladura o carga dinámica con maquinaria pesada.

La deformación-ablandamiento, también conocida como licuefacción de flujo o "arcillas sensitivas" es la pérdida de la resistencia y rigidez debido al corte y remoldeo unidireccional de las partículas del suelo, habitualmente como resultado de un evento mayor de corte unidireccional producido por un terremoto, rebote isostático o pérdida del esfuerzo efectivo.

2.4.2.6.4.1.9 LICUEFACCIÓN DE SUELOS NO COHESIVOS

Las siguientes "reglas prácticas" se aplican a las arenas y arenas limosas sueltas y no cohesivas, las cuales probablemente tengan potencial de licuefacción: (Golder 2004)

Saturación (S_r) = 100 %, y;

Tamaño de partícula: Coeficiente de uniformidad (C_u) < 15, y Tamaño de partícula: $0,05 < D_{50} < 1,5$ mm, y Esfuerzos verticales efectivos: $av' < 200 - 200$ kPa

Si se cumplen los criterios anteriores para un suelo sin cohesión suelto o muy suelto, es necesario realizar mayores investigaciones y pruebas para evaluar el potencial de licuefacción.

La evidencia empírica proveniente de estudios realizados en China sugiere que la vulnerabilidad de los depósitos arenosos a los eventos de licuefacción se puede correlacionar razonablemente bien con la resistencia a la penetración del ensayo de SPT corregida para una profundidad ($N_1 = N_{\text{corregido}}$). El valor N corregido se puede

comparar después con el valor N crítico ($N_{\text{crítico}}$) para la evaluación del potencial de licuefacción de acuerdo a la siguiente relación (Seed et al 1983, McCarthy 1998):

$$N_{\text{crítico}} = N[1 + 0.25(ds - 3) - 0.05(dw - 2) - 0.01(\% \text{arcilla})] \quad (A13)$$

donde d_s y d_w se refieren a la profundidad de la capa de arena y a la napa freática, respectivamente (en metros). La expresión N es una función de la intensidad sísmica pronosticada para el área de acuerdo a la intensidad de Mercalli Modificada, presentada de la siguiente forma:

Nuevamente, los criterios anteriores servirán de base para determinar si se deberán realizar estudios más detallados, los cuales pueden requerir mayor investigación y pruebas de campo.

Intensidad de Mercalli Modificada	N (en golpes por pie)
= VII	6
= VIII	10
= IX	16

2.4.2.6.4.1.10 LICUEFACCIÓN DE SUELOS COHESIVOS

Generalmente se utilizan los Criterios Chinos Modificados (Wang 1979) para estimar el potencial de licuefacción de suelos cohesivos. Estos criterios comprenden lo siguiente:

Arcillas que se ubican sobre la Línea A (Carta de plasticidad, Figura A1), y;

Menos del 15 % de finos que pasan por un tamiz de 0,005 mm ($D_{15} > 5$ uni), y;

Límite líquido: $w_L < 35$ %, y;

Contenido de agua: $w > 0,9 w_L$.

Recientes investigaciones señalan que los Criterios Chinos Modificados quizá no sean lo suficientemente conservativos para evaluar suelos cohesivos potencialmente licuables. Mediante retroanálisis de eventos de licuefacción actuales, el Centro Nacional de Investigación de Ingeniería de Terremotos (NCEER, siglas en inglés) ha propuesto criterios actualizados para la evaluación de suelos cohesivos potencialmente licuables. Estos criterios se grafican en la carta de plasticidad modificada de la Figura.

Si se observa que un suelo cohesivo tiene propiedades que lo hacen potencialmente susceptible a eventos de licuefacción, se deberán realizar mayores investigaciones, pruebas y análisis.

2.4.2.6.4.1.11 ARCILLA SENSITIVAS

Las arcillas altamente sensitivas se derivan habitualmente de los sedimentos de grano fino depositados originalmente en ambientes marinos y salinos y posteriormente sometidos a lixiviación con agua fresca. Los sedimentos depositados en estas condiciones tienen partículas que son floculadas e inestables con una proporción alta de vacíos, lo que las hace susceptibles a la contracción y licuefacción en casos de alteración. Esta sensibilidad habitualmente se debe a la desalinización de la arcilla por lixiviación. A medida que la arcilla pierde salinidad, los lazos entre partículas se debilitan y las partículas se hacen más susceptibles al colapso.

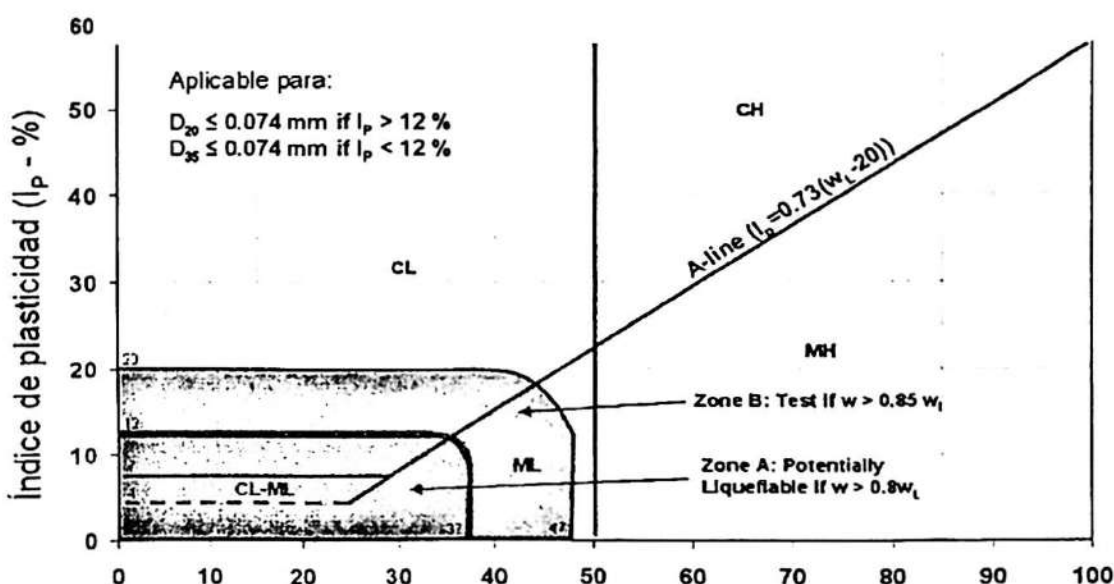


Ilustración 1. RECOMENDACIONES DEL NCEER RESPECTO A LOS TIPOS DE SUELOS COHESIVOS POTENCIALMENTE LICUALBLES Seed 2013

Esta sensibilidad al colapso se puede calificar utilizando la relación de resistencia a la sensibilidad (S_t) presentada en la Sección 5.3, la cual relaciona la resistencia no alterada con la resistencia remodelada de la arcilla. La sensibilidad de las arcillas en términos de la relación de sensibilidad es como sigue: (McCarthy 1998)

No sensible: $St < 2$

Moderadamente sensible: $2 < St < 4$

Sensible: $4 < St < 8$

Muy sensible: $8 < St < 16$

Movediza: $St > 16$ Las arcillas de mayor preocupación son aquellas muy sensibles ($St > 8$)

Un resumen de las propiedades de sensibilidad de arcillas, analizada a partir del retro análisis de flujo de deslizamientos, ha proporcionado criterios adicionales. Como se ha podido ver en estos casos, las arcillas sensibles tienen habitualmente las siguientes características (Mitchell et al 1973): baja plasticidad; Consistencia suave a firme antes del remoldeo, muy blanda después del remoldeo; Índice de liquidez mayor que 1,0; y valores St de 10 a 200.

Una baja resistencia residual (remoldeado) es habitual en las arcillas sensibles. Lerouil et al (1996) sugiere que para que ocurra deslizamiento de flujo, $Su(\text{rem})$ es menor que 1 kPa o IL es mayor que 1,2 %. También se utiliza como estimación una salinidad baja en el agua de poros < 3 de gr/litro debido a pérdida de salinidad por lixiviación (Tavenas 1984).

2.4.2.6.4.1.12 COMPACTACIÓN

a. CONTROL DE LA HUMEDAD

Como se puede revisar en la literatura técnica, la influencia de la humedad del suelo en el proceso de compactación es importante, de esta manera es imprescindible la presentación del control del contenido de humedad de la capa granular objeto de la compactación en un diseño de pilar corona.

Si esto no se realizase, las variaciones de humedad que se producen después de la construcción, al provocar cambios de volumen con determinados tipos de suelos, pueden producir deformaciones del relleno.

La humedad de referencia que se suele tomar es la óptima que se obtiene en el ensayo Proctor Normal. Esta humedad, en la mayor parte de las capas granulares, suele ser similar a la que tendría dicha capa pasado un cierto tiempo después de su construcción. Por lo tanto si la construcción se realizase con esta humedad se evitarían cambios de humedad importantes desde la construcción hasta que la capa granular alcance su humedad de equilibrio final.

En relación a la humedad de la capa granular antes de la compactación y a la humedad óptima, cabe indicar lo siguiente:

Existen problemas cuando el material de la capa granular, llega al lugar donde será dispuesto con poca humedad. Se debe de determinar cuál es la humedad que tenía antes en el terreno o en el acopio, ya que puede suceder que durante las fases de extracción, transporte y colocación, el suelo pierda demasiada humedad. Si esto es así, un nuevo estudio de laboratorio de estas operaciones puede reducir o eliminar el problema.

Como última opción, el añadir agua se debe hacer cuanto antes en la cadena de extracción o formación, acopio y colocación del relleno. Esta medida se realiza sobre el material extendido y debe de efectuarse con un equipo adecuado que distribuya el agua uniformemente en toda la capa de material de relleno utilizando maquinaria apropiada.

Los problemas que pueden surgir por no corregir la humedad son los siguientes: Materiales con curvas de compactación (relación humedad de compactación-densidad seca) con máximos muy pronunciados, y por lo tanto muy sensibles en los resultados obtenidos a la humedad utilizada.

Los suelos expansivos en especial son muy sensibles a las variaciones de humedad.

El efecto de compactación del lado seco no garantiza la uniformidad en el fondo de la capa.

Al colocar capas secas y con no excesiva densidad se corre el riesgo de que se produzcan asentamientos de consideración con lluvias importantes, infiltraciones o con inundaciones.

b. CONTROL DE LA COMPACTACIÓN

Brevemente, el control de la compactación se puede realizar de tres formas diferentes:

Control del proceso de ejecución

Este tipo de control consiste en controlar la forma en que se va a ejecutar la compactación fijando, según las características del suelo y del tipo de maquinaria a emplear, el espesor de capa y número de pasadas que se deben efectuar hasta dar por terminada la compactación.

Control del producto terminado

En este caso se establecen las condiciones que debe cumplir el material que compone el relleno una vez colocado. En general se utiliza la densidad seca del material colocado como un porcentaje de la densidad máxima obtenida en el laboratorio según el Proctor normal o Proctor modificado.

Más preciso es calcular directamente los módulos de elasticidad de las capas mediante los ensayos de la placa de carga o del deflectómetro de impacto.

Control a posteriori

Es un tipo de control no recomendable pero que a veces es necesario realizar correctamente porque existe alguna duda del resultado final de la compactación o por no haberse realizado previamente ninguno de los controles indicados anteriormente.

Para este proceso se pueden realizar calicatas que permiten analizar la compactación obtenida, aunque luego es preciso rellenarlas y compactarlas a niveles similares al resto de la capa. También es posible utilizar cualquier ensayo similar a los que se realizan para analizar capacidad portante de terrenos para cimentaciones, como el Penetrómetro dinámico (DPL).

2.4.2.6.5 NORMATIVIDAD DEL ENSAYO DE VELETA EN EL PERÚ Y EL MUNDO.

EN EL PERU.

Método Normalizado para Ensayo de Corte con Veleta de Campo en Suelos Cohesivos NTP 339.155:2001

SUELOS. Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos. NTP 339.155:2001

Este ensayo es aplicable únicamente cuando se trata de suelos cohesivos saturados desprovistos de arena o grava, como complemento de la información obtenida mediante calicatas o perforaciones.

EN EL MUNDO.

La prueba de corte con veleta (ASTM D-2573) se usa para determinar in situ la resistencia cortante no drenada (c_u) de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas.

2.4.2.7 ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (DPL)

2.4.2.7.1 DEFINICIÓN.

Los Penetrómetros dinámicos o pruebas o ensayos de penetración dinámica son un tipo de ensayos de penetración, empleados en la determinación de las características geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas de reconocimiento de un reconocimiento geotécnico.

Consisten en la introducción en el terreno de un elemento de penetración, generalmente de forma cónica, unido solidariamente a un varillaje. La hincada se realiza por golpeo de una maza con un peso definido, sobre una sufridera o cabezal colocado en la parte superior del varillaje.

Dicha maza se eleva a una altura fijada, y se deja caer libremente. El resultado del ensayo es el número de golpes necesario para que el Penetrómetro se introduzca a una determinada profundidad.

Exceptuando el ensayo de penetración estándar o SPT, que es un tipo de Penetrómetro que se realiza exclusivamente en el interior de un sondeo y durante su ejecución, el resto, (DPSH, DPH y Borros), se consideran Penetrómetros continuos, ya que proporcionan una medida continua de la resistencia a la penetración, desde la superficie hasta la profundidad máxima que se quiere alcanzar con el ensayo, o hasta obtener el rechazo a la hincada.

2.4.2.7.1.1 TIPOS DE PRUEBAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA.

Estos son:

- Ensayo de penetración estándar, o SPT
- Ensayos de penetración dinámica con registro continuo:
- Prueba de penetración dinámica superpesada, o DPSH
- Prueba de penetración dinámica pesada, o DPH
- Penetrómetro Borros
- Relaciones entre Penetrómetros dinámicos.

Las correlaciones más usuales que proporcionan tanto una caracterización geotécnica del terreno como definiciones estructurales, son las que utilizan los resultados del ensayo SPT. Por lo tanto, resulta interesante establecer una relación entre los golpes de pruebas con Penetrómetro continuo, y los que se hubieran obtenido si se hubieran ejecutado ensayos SPT.

Al contrario que en el caso de comparación entre distintos Penetrómetros dinámicos continuos, no es fácil obtener una relación "SPT-Penetrómetro dinámico continuo". Y esto se debe a que tanto el útil de penetración (cuchara frente a punta cónica), como la forma de ejecución (fondo de sondeo frente a penetración con varillaje desde superficie), son radicalmente distintos.

Este tema está suficientemente tratado en la bibliografía relacionada, existiendo muy pocas correlaciones que ligen los resultados de ambos tipos de Penetrómetro. Entre ellas, la más conocida es la de Dahlberg (1974), que relaciona golpeo de Borros con SPT en arenas: $= 25 \log () - 15'16$

En un terreno arcilloso medio a firme, Dapena et al. (2000) han encontrado el siguiente ajuste: $= 13 \log () - 2$ que con la relación anteriormente planteada ente Borros y DPSH, puede escribirse como: $= 13 \log () - 1'13$

Estas expresiones proporcionan valores muy similares entre el golpeo SPT y el Borros para el intervalo entre 5 y 20 golpes, por lo que es muy común simplificar, aceptando que:

En cualquier caso, hay que tener en cuenta que en la realización de una prueba de penetración continua, parte de la energía proporcionada se consume en el rozamiento del varillaje (pese a que la sección del cono es algo superior a la de la varilla), al contrario que en un ensayo SPT. Por eso estas relaciones han de considerarse siempre con reservas.

A partir de los 6 a 10 metros de profundidad, el rozamiento por fuste de la varilla cobra importancia, por lo que el golpeo del Penetrómetro dinámico empieza a ser claramente el correspondiente al SPT.

2.4.2.7.2 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DEL ENSAYO DPL.

2.4.2.7.2.1 EVOLUCIÓN HISTÓRICA.

En el año 1902 Charles R. Gow desarrolló la práctica de hincar en el suelo un tubo de 1 pulgada de diámetro exterior, para obtener muestras, marcando el inicio del muestreo dinámico de los suelos.

En 1922, su empresa se transformó en una subsidiaria de Raymond Concrete Pile, la que difundió esa nueva metodología de estimar la resistencia del material en base al trabajo de hinca del tubo.

La cuchara partida de 2 pulgadas de diámetro exterior según se muestra en la figura 1 fue diseñada en el año 1927, basándose en el trabajo de campo realizado en Philadelphia por G. A. Fletcher y el desarrollo de investigaciones realizadas por H. A. Mohr (gerente regional de Gow Company en Nueva Inglaterra, U.S.A.). En 1930 comenzó a reglamentarse el método de ensayo con la realización de mediciones de la resistencia a la penetración de una cuchara

partida (de 2 pulgadas) bajo una carrera de 12 pulgadas, empleando una maza de 63,5 kg. que caía desde 76,2 cm. de altura.

En su trabajo titulado "Exploration of soil conditions and sampling operations" publicado por la Universidad de Harvard en el año 1937, H. A. Mohr reporta que el método de exploración del suelo y su muestreo se estableció en febrero de 1929, fecha del primer informe del ensayo de penetración, realizado por la Gow, División de Raymond Concrete Pile.

Según Fletcher, en aquel momento la técnica de la perforación, era el principal obstáculo para la normalización del método. Ni Fletcher ni Mohr dieron muchos detalles del diseño de la cuchara partida de 2" de diámetro externo, pero si lo hizo Hvorslev en 1949 en su reporte clásico sobre exploración y muestreo del subsuelo.

En la 7ma. Conferencia de Texas sobre Mecánica de Suelos e ingeniería de las fundaciones, en el cual fue presentado el trabajo titulado "Nuevas tendencias en la exploración del Subsuelo" se citan las primeras referencias concretas sobre el método al que le dieron el nombre de Standard Penetration Test, ("Ensayo Normal de Penetración").

En el primer libro de texto donde se hace referencia al ensayo descrito es la edición de "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" de Terzaghi y Peck en 1948.

2.4.2.7.3 FUNDAMENTOS FÍSICOS DE LA APLICACIÓN DEL ENSAYO DPL.

Como se dijo anteriormente los ensayos dinámicos se basan en el supuesto que la resistencia del suelo ocurre en la punta del equipo, la resistencia a la hincada de las barras que genera el suelo se produce por acción del martillo golpeador, el cual obtiene su energía por acción gravitacional.

El mecanismo para generar la energía del martillo, se encuentra especificada al igual que las características técnicas por la norma ISO 22476-2:2005. Las consideraciones se derivan de la ley 15 de conservación de energía para lo cual

en el caso de estos equipos se consideran variables como resistencia del suelo, elasticidad de las barras de perforación y el procedimiento de hincado.

Para generar la energía el martillo debe dejarse caer desde una altura normalizada, poseyendo en ese momento sólo energía potencial.

Como fue descrito anteriormente, el martillo actúa gravitacionalmente por lo que al momento de soltar el martillo, éste sólo posee energía potencial. Sin embargo, al momento de caer la energía se transforma de energía potencial a energía cinética, siendo al momento del impacto con el yunque sólo energía cinética.

Físicamente, al momento de producirse el impacto ocurre transferencia de cantidad de movimiento entre el martillo y el yunque. Además, considerando las pérdidas por la deformación elástica que sufren las barras y que el martillo no sea obstaculizado antes del impacto, al momento de aplicar el balance de energía, se obtiene una ecuación modificada de la energía cinética.

La normativa en su apéndice E, recomienda utilizar la fórmula aproximada creada por los holandeses. Esto debido a que es una relación válida para determinar la resistencia dinámica en ensayos del tipo dinámico. Para la fórmula de los holandeses se reemplaza $n=0$ y $c=0$ (esto debido a que se desprecia la fricción en la caída del martillo) lo que se tiene:

Al reemplazar $a=m'/m$ y dividiendo R_d por el área de la punta del cono, se obtiene la fórmula recomendada de los holandeses, en la cual, q_d corresponde a la resistencia por unidad de área en la punta del cono.

El conocimiento del comportamiento energético del equipo DPL permite, adecuar su uso, de acuerdo a las condiciones existentes del terreno y a la investigación que se desee realizar.

2.4.2.7.4 APLICABILIDAD Y RESTRICCIONES DEL ENSAYO DPL.

Establece procedimientos y equipos para la prospección indirecta (auscultación) del suelo realizada con una sonda (Penetrómetro dinámico ligero de punta cónica - DPL), como parte de las investigaciones geotécnicas según la norma nacional E-050.

Describe el análisis de los resultados de la auscultación del suelo. Además de las prospecciones indirectas, se requiere de prospecciones directas, como calicatas o perforaciones. La NTP tiene por finalidad evitar estimaciones erradas de las condiciones de los suelos de cimentación.

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración.

Los parámetros obtenidos con este ensayo (C_n) deberán ser correlacionados con los parámetros de los ensayos SPT (N) en el sitio de estudio, o en el caso de control de rellenos, con el grado de compactación.

No se recomienda ejecutar ensayos DPL en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

2.4.2.7.5 NORMATIVIDAD DEL ENSAYO DPL EN EL PERÚ Y EL MUNDO.

EN EL PERU.

Método de ensayo normalizado para la auscultación con Penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL). NTP 339.159:2001.

2.4.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.

DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL EQUIPO DPL.

Como se describió en el ítem características del equipo DPL, los componentes son:

Cono Dinámico: El cono dinámico está compuesto de dos zonas que son: punta y cilindro principal. La punta es la encargada de entregar al suelo toda la energía generada por el martillo mientras que el cilindro solo traspasa la carga, poseyendo una leve inclinación esto con el objeto de no provocar fricción con el suelo.

Barra guía: Pieza unida al yunque que permite dar la altura de caída requerida por el martillo y a su vez guía en su caída libre hacia el yunque. Figura D2: Barra guía de equipo de sondaje DPL 51.

Martillo o Martinete: Pieza cilíndrica utilizada para generar la energía mecánica requerida para la hincada del cono. El martillo se utiliza gravitacionalmente y posee un peso de 10 KG.
Figura D3: Detalle de martillo de golpe de equipo de sondaje DPL.

Cabeza de golpeo o Yunque: Pieza que recibe el impacto del martillo cuando es utilizado y cuyo objetivo es transmitir la energía producida hacia la punta del cono dinámico. Figura D4: Detalle de la cabeza de golpeo o yunque de equipo de sondaje DPL 52.

Varillaje: Barras metálicas las cuales transmiten la energía producida por el martillo hacia el cono. Las barras se conectan desde el yunque hacia el cono cilíndrico, poseen una longitud de un metro y posee líneas de referencia cada diez centímetros, con el objeto de facilitar el estudio.
Figura D5: Detalle de varillas de traspaso de carga de equipo de sondaje DPL 53

Placa base: Placa metálica la cual permite dar soporte a las componentes del equipo, esto permite que se encuentre vertical y con esto cumple lo especificado en la norma.

Figura D6: Detalle de varillas de traspaso de carga de equipo de sondaje DPL 54

La normativa ISO 22476-2 en su tabla 1 detalla las dimensiones y las tolerancias de cada una de las piezas que componen los equipos de registro continuo, para el caso del equipo DPL los rangos son los siguientes:

2.4.4 Operacionalización de variables e hipótesis.

2.4.4.1 VARIABLE:

Tendencia de la curva asignada para los resultados en cada tipo de suelo.

2.4.4.2 HIPOTESIS:

2.4.4.2.1 Hipótesis Generales

- i. Es posible relacionar los ensayos de Corte de Veleta con el ensayo de Penetración Dinámica ligera (DPL) para los suelos: Arena, Arcilla.

2.4.4.2.2 Hipótesis Especificas

- i. Es posible relacionar los ensayos de Corte de Veleta con el ensayo de Penetración Dinámica ligera (DPL) para la Arena, usando la Densidad Relativa encontrada medida en campo a diferentes profundidades.
- ii. Es posible relacionar los ensayos de Corte de Veleta con el ensayo de Penetración Dinámica ligera (DPL) para la Arcilla, usando la Densidad Relativa encontrada medida en campo a diferentes profundidades.

2.5.1 TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

2.5.1.1 Técnicas de recolección de datos.

Recopilación de información sobre la ejecución y las normas relacionadas con los dos tipos de ensayos, Cono de Penetración Dinámica Ligera y Ensayo de Corte de Veleta.

Elaboración y/o obtención de los instrumentos para la ejecución de los dos tipos de ensayos a ejecutar en los suelos seleccionados.

Ejecución del Ensayo de Cono Dinámico de Penetración Dinámica Ligera en cada tipo de suelos seleccionado.

Ejecución del Ensayo de Corte de Veleta en cada tipo de suelo seleccionado.

Procesamiento de datos el cual será netamente de ajuste estadístico con coeficientes de correlación entre las curvas encontradas tanto para el ensayo de Veleta como para el ensayo DPL, tomando como base las Densidades Relativas medidas en el campo y en el laboratorio.

Realizados el ensayo DPL en cada tipo de suelo tendremos puntos coordinados en una gráfica donde las abscisas serán el número de golpes por cada 10 cm para el DPL y las ordenadas serán la distancia profundidad de penetración.

Luego de tener estos puntos en el plano cartesiano, se ajustaran por métodos de regresión lineal, exponencial, logarítmica, etc.; según se asemeje a la forma de la curva seleccionada obteniendo así una ecuación que refleje en comportamiento del suelo ante este tipo de ensayo.

Obtenidas las gráficas de distancia de penetración SPT vs número de golpes y distancia de penetración DPL vs número de golpes para cada tipo de suelo podremos correlacionar en base a las distancia de penetración cuantos números de golpes de SPT corresponden a los números de golpes de DPL.

2.5.1.2

TÉCNICA DE PROCESAMIENTO DE DATOS

Aquí se detallará el procedimiento experimental que se debe realizar para obtener los datos requeridos para el estudio. Además se describirán los equipos complementarios que son requeridos para la realización del muestreo. Dichos equipos permitirán medir información complementaria y de carácter informativo a la investigación o que permitirán la realización del ensayo propiamente tal.

Como se ha descrito anteriormente, la investigación medirá la variación de la resistencia del suelo mediante la utilización de un equipo de campo. Para esto se pretende comparar la resistencia inicial del suelo y cómo ésta varía a medida que aumenta la precipitación acumulada.

Considerando los criterios considerados en el capítulo anterior se utilizará el Penetrómetro Ligero Dinámico (DPL) el cual se diferencia de otros equipos por su fácil traslado. Considerando que el equipo de campo no está diseñado para operar directamente sobre la pendiente de un talud, deberá realizarse adaptarse para las condiciones de pendiente, situación que es descrita en los siguientes items.

2.5.1.2.1 Habilitación del lugar de muestreo.

Debido a que el talud en estudio no se encontraba en condiciones óptimas para realizar el estudio, se requirió reperfilado de las paredes del talud para obtener una pendiente con una mayor regularidad. Para generar la nueva pendiente del talud, fue necesario depositar material en el pie del mismo y realizar corte de material en los niveles superiores.

Durante el proceso de reperfilado del talud a utilizar se debe realizar un trabajo de compactación con el objetivo de igualar las características del suelo introducido con el suelo que se encontraba originalmente, evitando la variación de la resistencia del suelo al momento de realizar el ensayo de campo.

2.5.1.2.2 Toma de muestras para análisis de suelo en laboratorio.

Previo a realizar cualquier ensayo de campo se debe realizar una caracterización del suelo presente en el lugar. Para esto debe realizarse como mínimo granulometría, densidad in situ y límites de Atterberg. Con los ensayos realizados se obtuvo la clasificación del suelo además de una clasificación visual a nivel de capas superficiales. Además, se realizó un ensayo de infiltración del tipo PORCHET al comienzo del muestreo y al término de éste, con el fin de medir la variación del índice durante el periodo de estudio.

Considerando que la zona de trabajo ha sido previamente ensayada, se verificará si los estudios realizados recientemente son similares a los resultados de los ensayos antiguos. Esto con el objeto de utilizar dichos resultados en la caracterización del lugar de muestreo.

2.5.1.2.3 Demarcación de lugares de muestreo.

Se debe realizar una demarcación de tramos verticales, con el objeto de facilitar la toma de muestras. La delimitación se realizó clavando estas unidas con cuerda para facilitar su identificación visual. Las estacas están separadas de manera horizontal aproximadamente a un metro y separadas verticalmente a ochenta centímetros.

2.5.1.2.4 Construcción de equipos complementarios.

Debido a que el equipo DPL debe poseer una plataforma horizontal, se diseñó y construyó una plataforma de estructura metálica, la cual se superpone sobre una escalera telescópica generando con esto una superficie horizontal que permitirá la toma de datos. Al poseer el talud una pendiente que no es regular, la plataforma se diseñó con un sistema de ajuste de alturas. Esto con el propósito de variar sus dimensiones para así ajustarse a cualquier pendiente que posea el talud.

Como se deseó medir la influencia de la precipitación acumulada en el talud en estudio, se construyó un pluviómetro con el objetivo de medir la precipitación ocurrida en el lugar de trabajo. Los registros de precipitación acumulados, serán comparados por la estación más cercana de la Dirección General de Aguas (DGA), la cual corresponde a la estación "estero Nonguen, costado UBB".

2.5.1.2.5 Realización de ensayo de golpes con equipo de campo.

Se propone la realización de los ensayos posterior a eventos relevantes de precipitación y sujeto a la disponibilidad de equipos.

Los ensayos con el equipo DPL en cada uno de los tramos demarcado anteriormente se compondrá de cinco sondajes por tramo, con lo que se construye el perfil para la situación en particular. Sin embargo, se realiza el sondaje de prueba para verificar si el terreno permite realizar una toma de

muestra clara, es decir, se requiera una cantidad de golpes mínima. Esto con el objeto de obtener resultados claros al momento del análisis. Si lo anterior no se logra, se disminuirá la altura de caída con el fin de disminuir la energía que se le entrega al cono dinámico para lograr penetrar el suelo y así lograr una medición clara

Para la situación observada en la experiencia práctica se decidió disminuir la altura de caída del martillo golpeador a sólo un 50% de la altura total lo que se obtiene una disminución de 49 J a solo 25 J, esto permitió aumentar el número de golpes y de esta manera obtener una mayor sensibilidad en el muestreo.

Se realizó solo un sondaje por zona demarcada, para evitar que la existencia de la perforación de un sondaje anterior afecte los resultados del punto en estudio. Conocida las características propias de la geometría del talud, se determinó además que solo se ensayaría en la zona con una mayor 20 uniformidad de pendiente ocurriendo un cambio brusco de la pendiente en la zona superior a esta.

La decisión tomada se debe a complicaciones al momento de realizar el estudio (complicaciones de carácter técnicas con el uso del equipo de sondaje). El tramo con mayor uniformidad posee cuatro metros de longitud por lo que permite generar cinco puntos para realizar el muestreo.

3.7 Observación sobre seguridad en la realización de la experiencia.

Es obligatorio el uso de medidas de seguridad para la realización de la experiencia (el detalle del equipamiento utilizado en el las mediciones, se encuentra en anexo).

2.5.2 RESULTADOS DE LA EXPERIENCIA.

En el presente trabajo de investigación se enumerará los resultados obtenidos correspondientes a la etapa experimental. En algunos casos la información entregada no poseerá una directa relación con el ensayo mismo a realizar; sin embargo, es necesario describirlo, con el fin de caracterizar de manera más detallada la morfología del suelo utilizado para la experiencia. Se realizan ensayos con un tipo de arena del Campus Universitario de la UCP, arena suelta y arena densa.

Los resultados obtenidos de un ensayo de corte directo sobre una arena permiten comprender bastante bien su comportamiento a corte. Dichos resultados se plasman en los gráficos. Podemos obtener resistencia al corte no drenada (S_u). Se produce una deformación, llega un punto en que la deformación es constante.

A continuación, se presentará la caracterización del suelo existente en la zona de trabajo, se presentara en primer lugar la información obtenida por los ensayos propios presentándose a continuación la información validada para este estudio.

En este punto se describirá el índice de infiltración del suelo y se explicara los resultados obtenidos.

MUESTRA ARENA N° 1 (CAMPUS UNIVERSITARIO UCP)

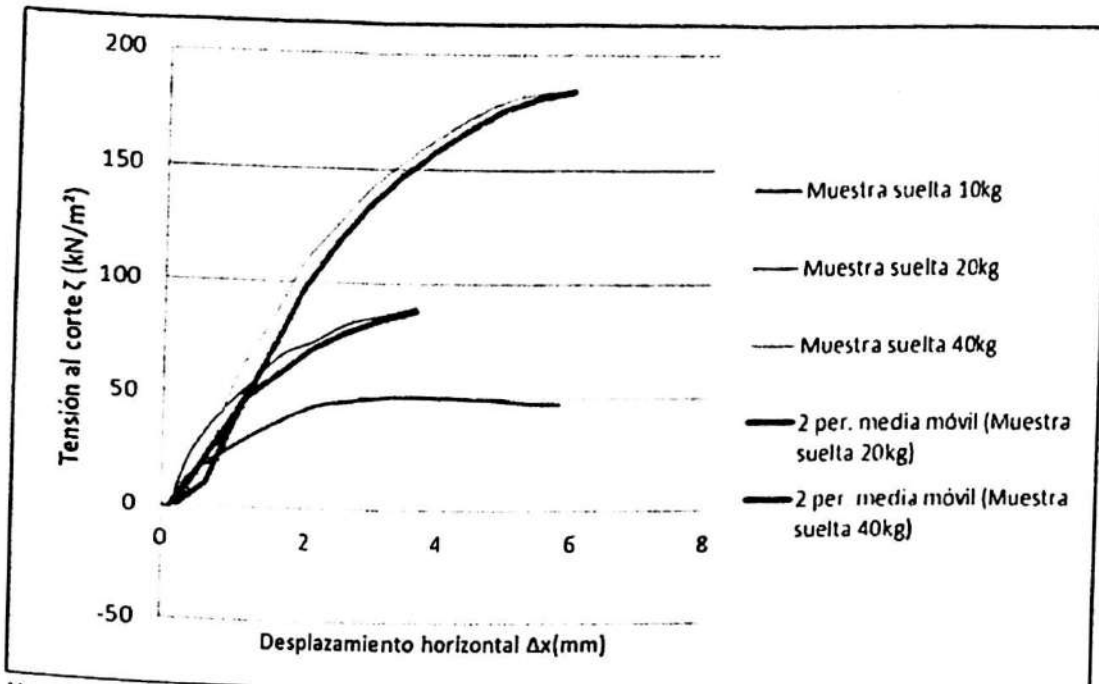


Ilustración 2. En esta gráfica se analiza la respuesta tensión-desplazamiento horizontal. Se realiza un ajuste de la curva por dispersión (en Excel).

Gráfica 2 y 3: resultado del ensayo de corte directo en Arena Tipo 1. (Muestra "suelta")

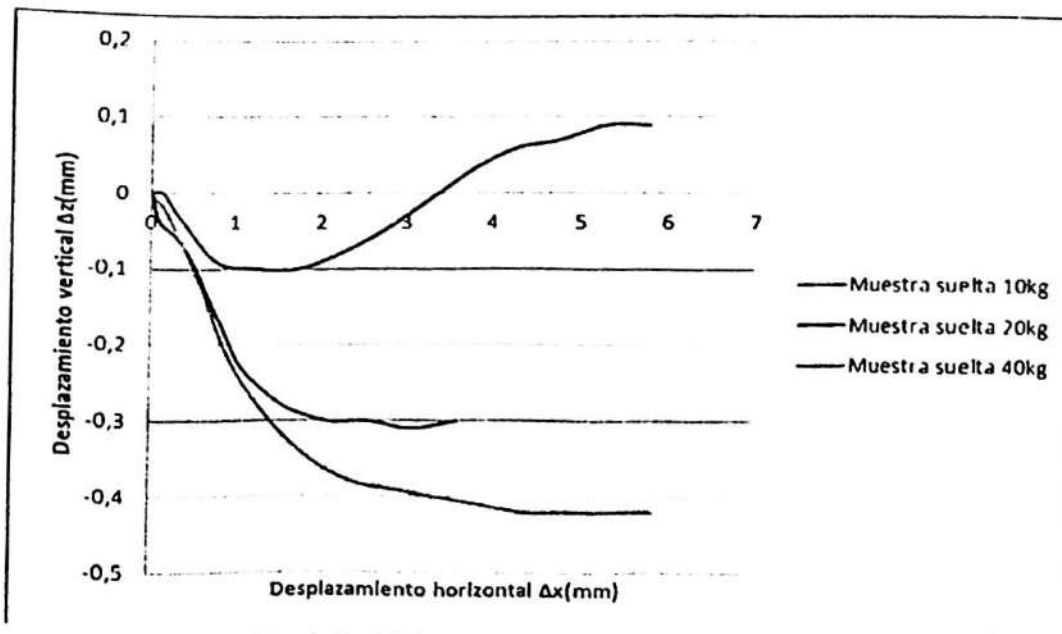
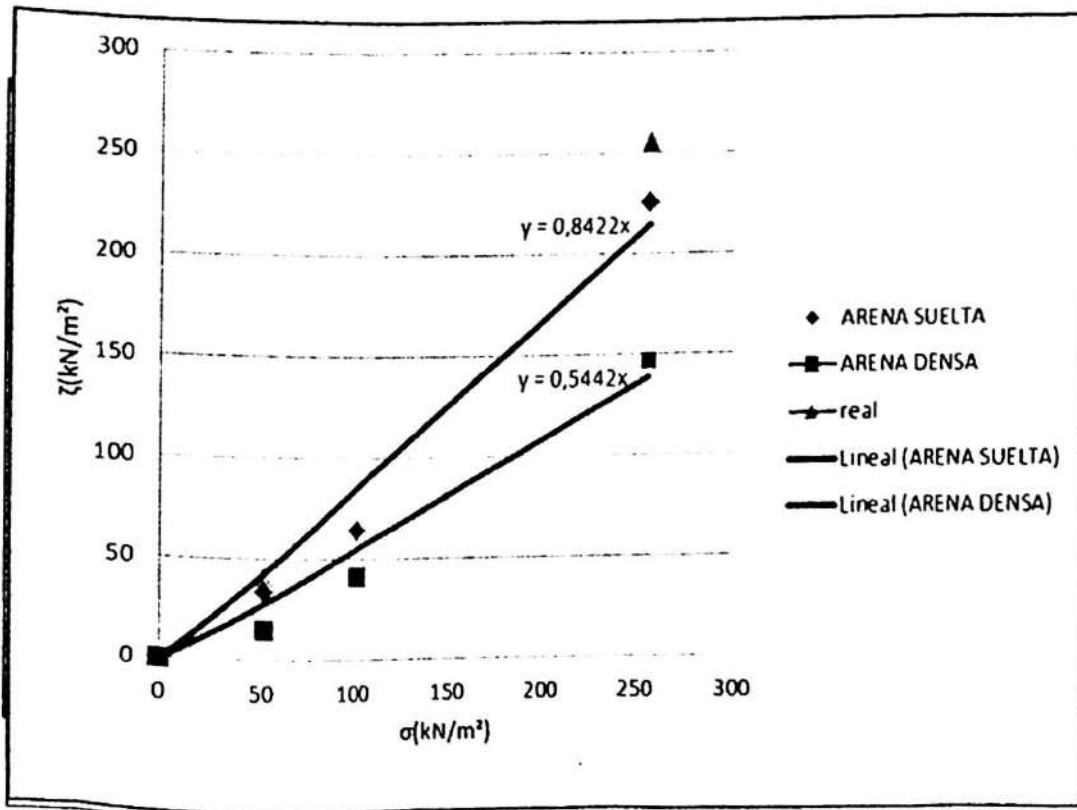
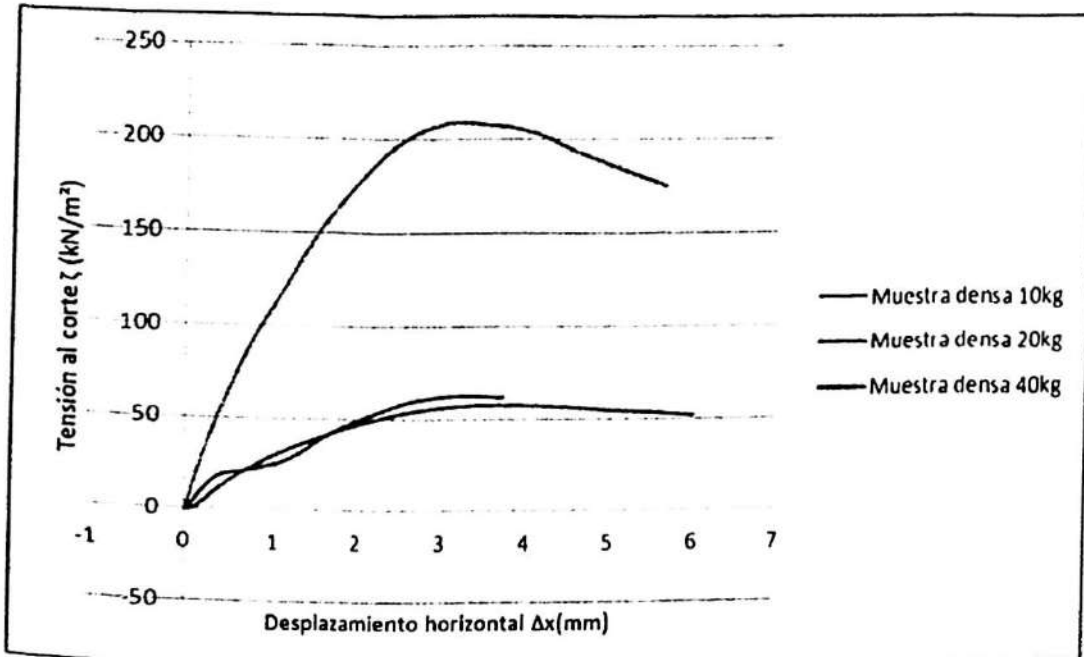


Ilustración 3. Análisis del cambio volumétrico.

ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE SUELOS EN IQUITOS USANDO VELETA Y DPL.

Ilustración 4. En esta gráfica se analiza la respuesta tensión desplazamiento horizontal.



Gráficas 3 y 4: resultado del ensayo de corte directo en Arena Tipo 1.(Muestra "densa"):

Ilustración 5. Análisis del cambio volumétrico.

MUESTRA ARENA N° 2 (arena densa)

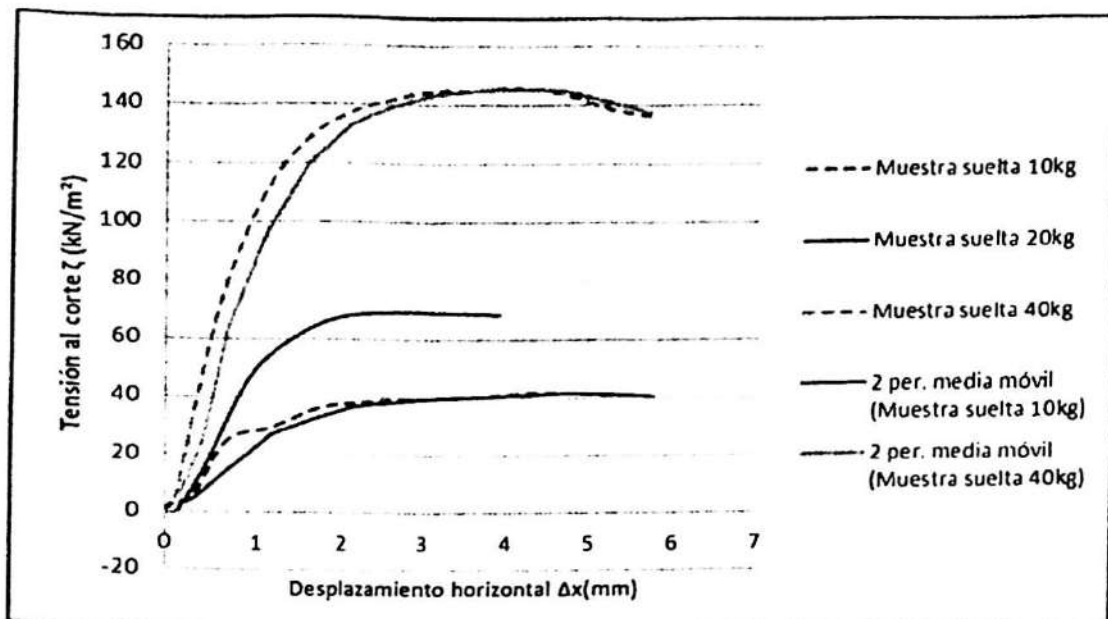


Ilustración 6. En esta gráfica se analiza la respuesta tensión-desplazamiento horizontal. Se realiza un ajuste de la curva por dispersión (en Excel).

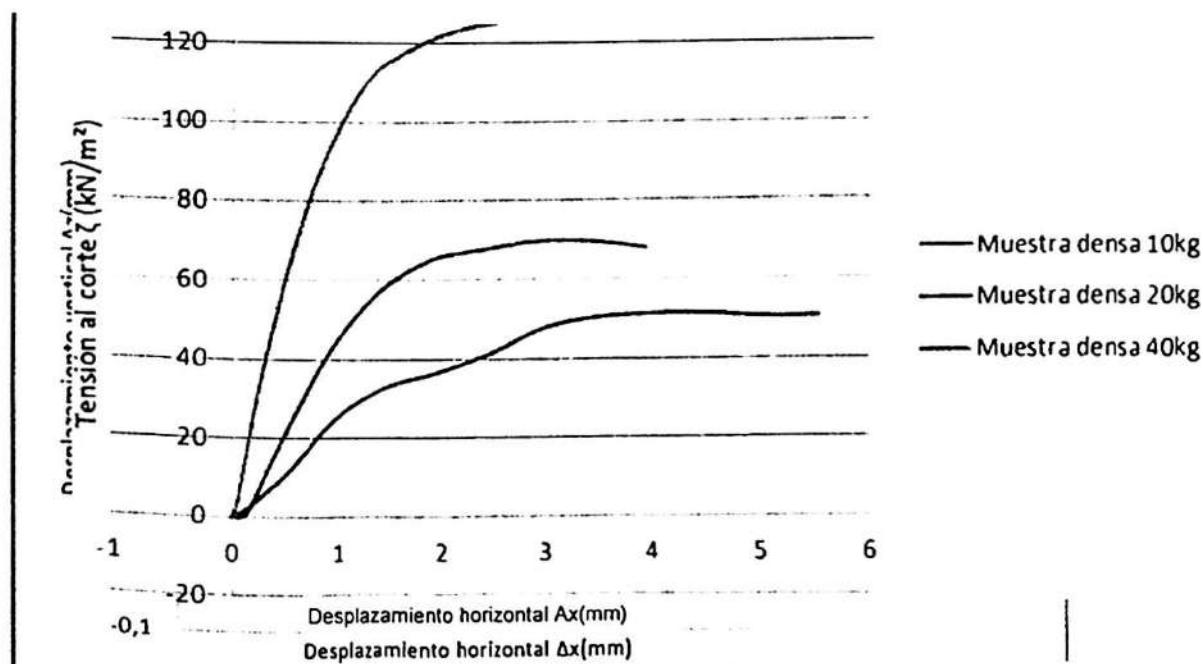


Ilustración 7. Análisis de cambio

Análisis del cambio

Gráficas 6 y 7: resultado del ensayo de corte directo en Arena Tipo 2. (Muestra "suelta"):

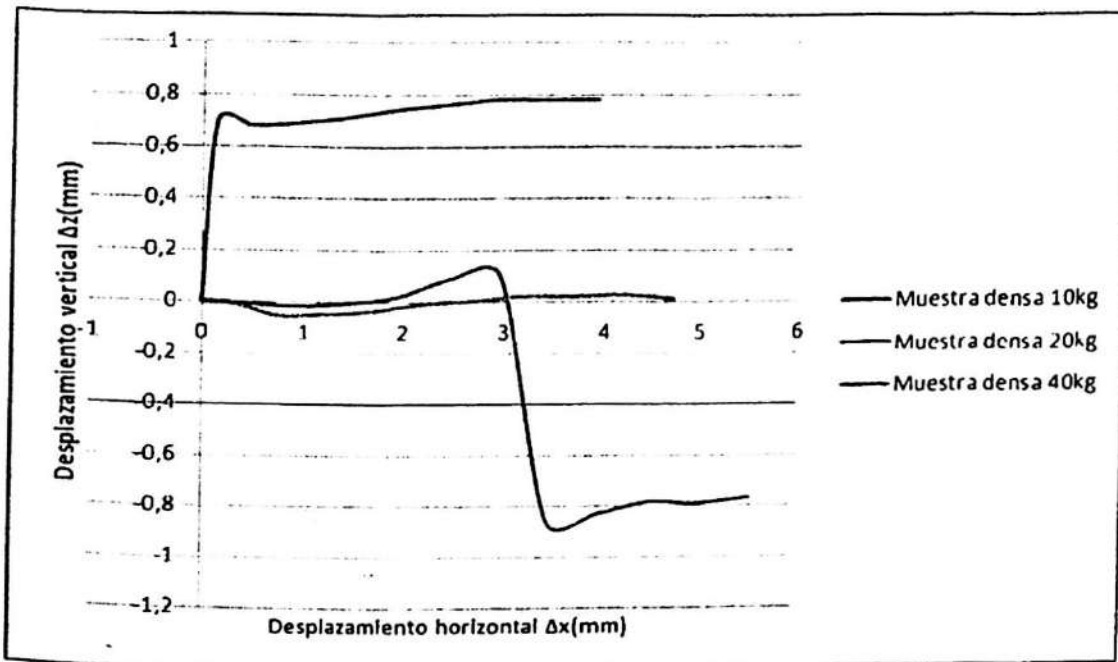


Ilustración 9. Analisis de Cambio Volumétrico.

Grafica 8 y 9: Resultado del ensayo de corte directo en arena tipo 2 (muestra densa).

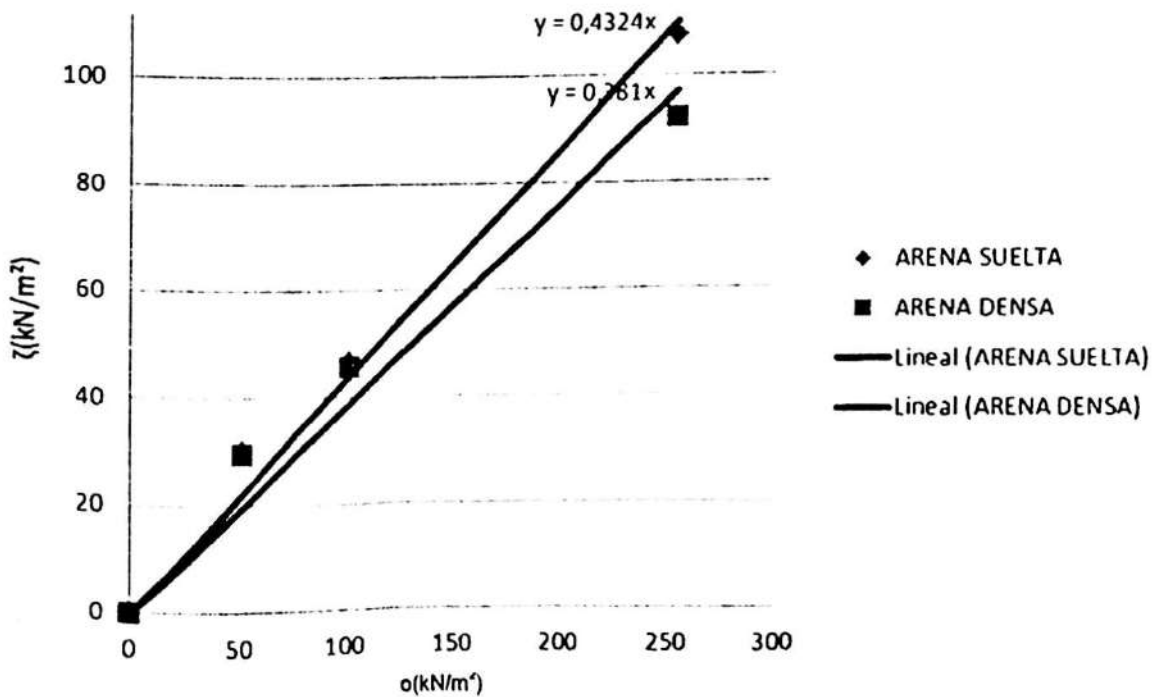


Ilustración 10. relación tensión al corte-tensión efectiva normal (Arena Tipo 2)

ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE SUELOS EN IQUITOS USANDO
VELETA Y DPL.

	kg	Tensión vertical	Tensión cortante max	Angulo de resistecia al corte pico	Tensión cortante final	Angulo de resistencia al corte crítico
Arena suelta	10	50,93	50,01	44,48	47,42	42,95
	20	101,86	91,32	41,88	86,02	40,18
	40	254,65	184,01	35,85	177,13	34,82
Arena densa	10	50,93	57,50	48,47	51,34	45,23
	20	101,86	62,75	31,63	49,15	25,76
	40	254,65	208,05	39,25	164,76	32,90

Al aumentar la tensión vertical sobre un elemento de suelo, el volumen del mismo disminuye aumentando su densidad (reduce su espacio de poro). Si se realiza un ensayo de corte tras la compresión, se observa un cambio volumétrico adicional. Conforme el desplazamiento horizontal se va produciendo, podemos observar en las gráficas que también hay un desplazamiento vertical. El movimiento horizontal nos representa la deformación al corte, y el movimiento vertical nos representa la deformación vertical.

La magnitud de las deformaciones volumétricas asociadas a la deformación al corte son función de la densidad original del material: mayor densidad-mayor cambio volumétrico.

Las curvas que se obtienen dependen enormemente de la relación de huecos existentes en la arena y de la presión de consolidación inmediatamente antes de aplicar el esfuerzo horizontal.

De las Gráficas 3 y 6 se puede obtiene la línea de resistencia que al ser una arena debe carecer de cohesión, lo que nos daría una ecuación del tipo: $y = u x$, donde $u = \tan O$, siendo O el ángulo de fricción o resistencia al corte del suelo.

El ángulo de resistencia al corte obtenido en la arena suelta respecto a la arena densa, es mayor. Esto significa que para una misma tensión vertical efectiva, la resistencia al corte en la arena suelta es superior a la densa.

2.5. CONCLUSIONES.

El empleo de Penetrómetros dinámicos ligeros como herramientas de reconocimiento adicionales y/o alternativas a las habitualmente empleadas en la práctica constituye una opción válida para estimar en los relaves mediante el empleo de correlaciones, la compacidad in-situ y parámetros de resistencia al corte en profundidad. Mediante la aplicación de un análisis estadístico descriptivo y probabilístico es posible establecer la variabilidad de las propiedades geotécnicas estimadas.

Es posible evaluar la estabilidad mecánica del depósito de relaves mediante la aplicación de los métodos de cálculo aceptados por la práctica nacional, basados en teorías de equilibrio límite (Morgenstern-Price, Spencer, Bishop Modificado, entre otros), en conjunto con métodos de simulación que permiten introducir en los análisis, la variación de las características físicas y parámetros resistentes obtenidas para estos materiales. Esto permite establecer la probabilidad de falla que presenta el depósito e implementar durante la fase operacional o en el Plan de Cierre, las obras y aspectos necesarios para asegurar su estabilidad mecánica, considerando los requerimientos establecidos en la actual legislación y los recursos económicos necesarios.

Esto abre perspectivas para la aplicación de la geo-estadística y de nuevas herramientas de reconocimiento in-situ como la geoendoscopia, desarrollada por Breul. P (1999) y técnicas de tratamiento de las imágenes asociadas (Breul.P 2006). De esta manera será posible considerar la variabilidad espacial de las características físicas del material, con el objetivo de identificar zonas que podrían presentar un mayor potencial de inestabilidad mecánica. Otros estudios actualmente en desarrollo por los autores, están siendo realizados con el objetivo de evaluar la variabilidad de la compactación en tranques de relaves del sector público y privado, pertenecientes a plantas mineras cuya función es ser poder de compra para una gama muy amplia de pequeños y medianos mineros, lo cual se traduce en la generación de relaves heterogéneos, dificultándose el control de compactación de las arenas del tranque.

2.6. BIBLIOGRAFÍA.

- Badillo, J.&Rodríguez R. (2000). Mecánica de Suelos - Tomo 2 Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Limusa Noriega Editores, México DF, México, 702 p.
- Craig, R.F., 1997, Soil Mechanics - Sixth Addition, Spon Press Taylor& Francis Group, New York. pp 113-115.
- Golder Associates, 1993, Field Procedures Manual, Golder Associates Ltd., Mississauga pp 108, A3-A11.
- Golder Associates, Cours Sur La Conception des Barricades dans les Mines Souterraines, Montreal, May 2004.
- Lambe, W.& Whitman, J. (1969). Soil Mechanics, John Wiley& Sons Inc Ed., Massachusetts, USA, 547 p.
- Lerouiel, S. et al, 1996, "Geotechnical Characterisation of Slope Movements". Proceedings on the Seventh International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, Balkema Rotterdam, Vol 1, pp 53-74.
- McCarthy David F., 1998, Essentials of Soil Mechanics and Foundation-Fifth Edition. Prentice-Hall Inc. Upper Saddle River, NJ, pp 147-149.
- Mitchell, R.J.& Markell, A.R., 1973, "Flowsliding in Sensitive Soils", Canadian Geotechnical Journal, 11, 1994, pp 11-31.
- Seed et al. 2003, "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", 26th Annual aSceLos Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach California.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I. 1983, "Evaluation of Liquefaction Performance Using Field Performance Data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 109(3), pp. 458-481.
- Tavenas, F. 1984, "Landslides in Canadian Sensitive Soils", Proceedings on the Fourth International Symposium on Landslides, Toronto, Vol 1., pp. 141-153.

Wang, W. 1979, "Some Findings in Soil Liquefaction", Research Report, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Institute, Beijing, August.
Norma NTP 339.133 (ASTM D 1586) Método de Ensayo de Penetración Estándar.

Henri Cambefort, GEOTECHNIQUE DE L'INGENIEUR et reconnaissance des sols.

Germán Vivar Romero, Método de Ensayo Estándar para la Auscultación con Penetrometro Dinámico Ligero (DPL) de Punta Cónica.

Germán Vivar Romero, Compactación de Arenas y su Control. Ponencia presentada al VII CONIC. Huaráz, Septiembre de 1988.

Germán Vivar Romero, Penetrómetro Portátil para el Control de la Compactación de Terraplenes Arenosos. Ponencia presentada al 1er Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción. Cuba, Octubre de 1999.

Germán Vivar Romero, El Uso del Penetrómetro Dinámico de Punta Cónica (DPL). Ponencia presentada al X CONIC. Lima, Noviembre de 1994.

Germán Vivar Romero, El DPL y el Control de la Compactación en Suelos Arenosos. Ponencia presentada al XII CONIC. Huánuco, Noviembre de 1999.

Braja M. Das, Principios de Ingenieria de Cimentaciones, Cuarta edición, California State University PWS Publishing, Sacramento 1999, 880 p.

Peter L. Berry – David Reid, Mecánica de Suelos, Department of Civil Engineering University of Salford.

T. William Lambe and Robert V. Whitman, Mecánica de suelos, Instituto

Tecnológico de Massachusetts.

Alfonso Rico Rodriguez y Hermilio Del Castillo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Editorial Limusa-Mexico.

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico y Rodriguez, Mecanica de Suelos: Fundamentos de la Mecánica de suelos TOMO I.

Raul Valle Rodas, Carreteras Calles y Aeropistas. Sexta edición.

Calixtro Yanqui Murillo, Cátedra de Mecánica de suelos aplicada a cimentaciones, Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa 2011.

Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

V. N. S. Murthy. Geotechnical Engineering, Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Aysen, Soil Mechics: Basic Concepts and Engineering Application, University of Southern Queensland, Australia.

Hans-Georg Kempfert and BerhaneGebreselassie: Excavations and Foundations InSolt Soils. UniversitatKassel.

Jimenez Salas. Geotecnia y Cimientos tomo I. Propiedades de los Suelos y de las Rocas.

Carlos Crespo Villalaz, Mecanica de Suelos y Cimentaciones, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey.

Karl Terzaghi, Ralph B. Peck and GholamrezaMesri: Soil Mechanics in

Engineering Practice. University of Harvard.

© Octubre 1981 y © Junio de 1984 Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña, Santo Domingo, República Dominicana

© Mayo 1994, Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña, Santo Domingo, República Dominicana

© Marzo 1996, Primera publicación electrónica de libro dominicano en el Internet.

e.penson@codetel.net.do

3.1. ANEXOS.

ANEXO N°03 CARACTERISTICAS TECNICAS DEL EQUIPO DE DPL.



Ilustración 11. DETALLE DE CONO
DINÁMICO DE EQUIPO DE SONDAJE
DPL



Ilustración 12. EQUIPO DPL DIN 4094



ILUSTRACIÓN 13. BARRA GUÍA DE
EQUIPO DE SONDAJE DPL



ILUSTRACIÓN 14. DETALLE DE
MARTILLO DE GOLPE DE EQUIPO DE
SONDAJE DPL

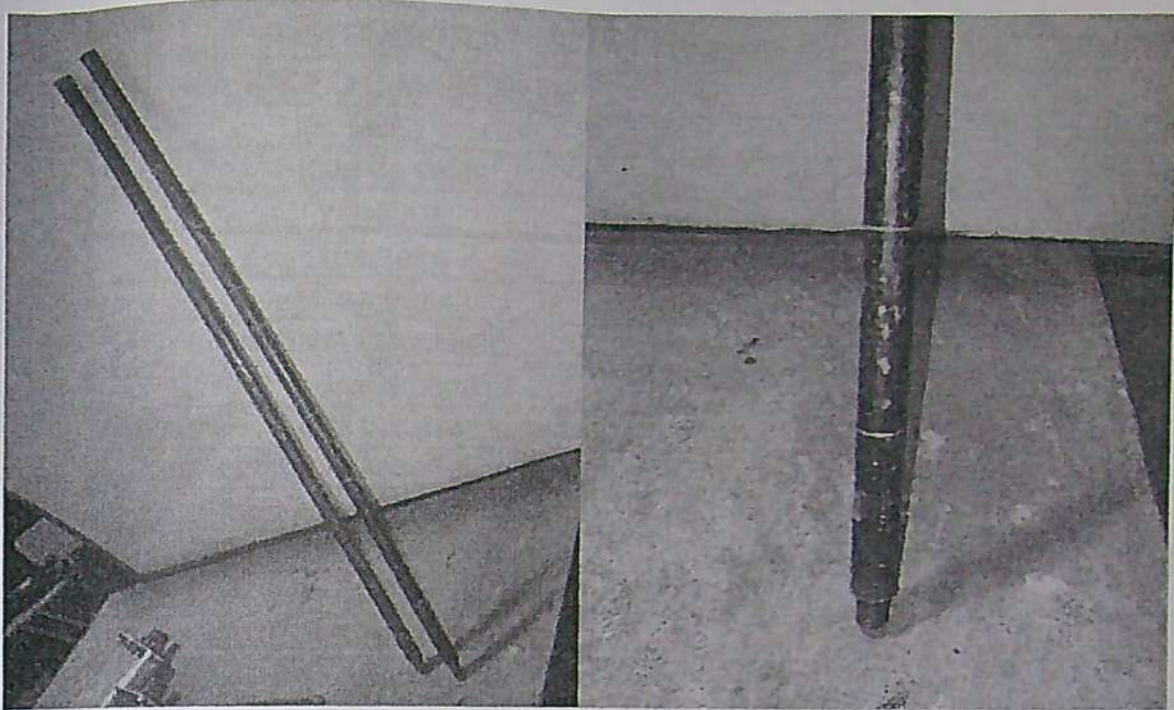


ILUSTRACIÓN 15. DETALLE DE VARILLAS DE TRASPASO DE CARGA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL



ILUSTRACIÓN 16. DETALLE DE VARILLAS DE TRASPASO DE CARGA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL

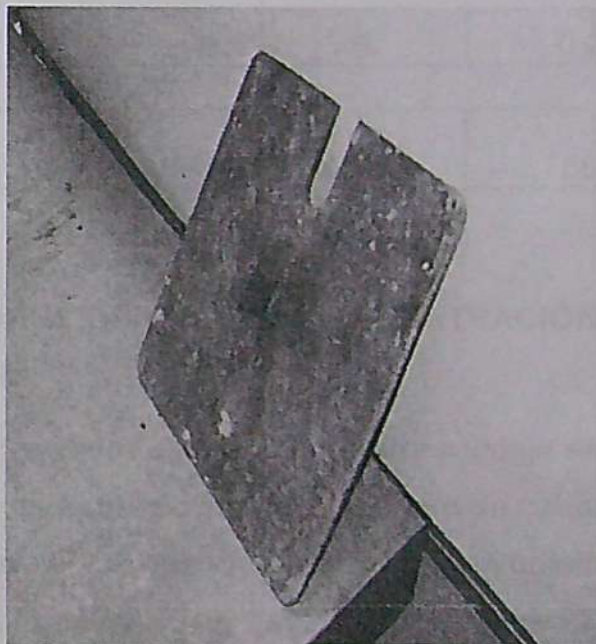


ILUSTRACIÓN 17. DETALLE DE VARILLAS DE TRASPASO DE CARGA DE EQUIPO DE SONDAJE DPL

TABLA 4 TABLA DE TOLERANCIAS PERMITIDA PARA LOS COMPONENTES DEL EQUIPO DPL (FUENTE: NORMATIVA ISO 22476-2).

	INSTRUMENTO	SIMBOLO	UNIDAD	DIMENSION
1	MARTILLO O MARTINETE			
1.1	Masa	m	kg	10 +/-0,1
1.2	Altura de caída	h	mm	500 +/-10
2	YUNQUE			
2.1	Diámetro	d	mm	50<d<Dh
2.2	Masa (máx.)	m	Kg	6
3	CONO DINAMICO			
3.1	Área basal nominal	A	cm ²	10
3.2	Diámetro de la base (cono nuevo)	D	mm	35,7 +/- 0,3
3.3	Diámetro de la base (cono usado)		mm	34
3.4	Altura de cilindro principal	L	mm	35,7 +/-1
3.5	Altura de la punta del cono		mm	17,9 +/-0,1
3.6	Desgaste máximo del cono		mm	3
4	BARRAS O VARILLAS			
4.1	Masa	m		3
4.2	Diámetro	dr		22
4.3	Desviación de barras			
4.4.1	- Mayor a 5 metros		%	0,1
4.4.2	- Menor a 5 metros		%	0,2
5	TRABAJO REQUERIDO			
5.1	TRABAJO ESPECIFICO PARA LA HINCA	mgh/A*En	Kg/m ²	50

ANEXO N°4. SIMULACION RESULTADOS DE ENSAYO DE PENETRACIÓN UTILIZANDO SONDAJE DPL Y VELETA.

Como se describió en el capítulo 5 los resultados detallados de cada sondaje se entregarían en este ítem de los anexos, se debe recordar que la altura de caída utilizada es de un 50% del total descrito en la norma ISO 22476-2 con el objeto de aumentar la sensibilidad en el muestreo. Las tablas presentadas a continuación, entregan una simbología en el cual se describe el sondaje realizado y el punto muestreado, siendo el primer número del código el número del sondaje y el número siguiente al guion al punto analizado.

Tabla 5. Datos y observaciones ambientales registrados para sondaje 1.

Fecha		19-0S-2011		Lugar muestreo		LAGEMA		Ensayo
Pp. Acumulada		614,17		Hora muestreo		Desde 12:43		DPL
Operario				Clima		DESPEJADO		
Punto		1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	Media	Desv. Estan.
Desde (cm)	Hasta (cm)	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes		
0	0	0	0	0	0	0	O	O
0	10	0	0	0	0	0	O	O
10	20	0	0	0	0	0	O	O
20	30	0	0	0	0	0	O	O
30	40	0	4	0	4	5	B	2
40	50	0	4	4	5	7	4	B
50	60	0	5	4	5	S	4	B
60	70	4	4	7	6	S	S	2
70	80	7	5	9	7	S	I	1
80	90	9	7	9	9	11	9	1
90	100	12	S	9	12	10	10	2
100	110	14	11	11	23	11	14	S
110	120	14	15	11	22	12	1S	4
120	130	21	15	11	21	11	1S	S
130	140	22	14	11	21	12	1S	S
140	150	20	15	12	20	16	17	B
150	160	21	17	14	24	22	20	4
160	170	20	21	15	29	19	21	S
170	1S0	21	23	16	30	27	2B	S
1S0	190	21	23	14	33	25	2B	7
190	200	1S	20	17	25	25	21	4
200	210	16	19	1S	20	32	21	S
210	220	17	19	16	1S	33	21	7
220	230	17	1S	17	20	35	21	B
Media		11	11	9	15	14		
Desv. Estan.		9	S	6	11	11		

Del mismo modo para el sondaje 2, los resultados obtenidos se resumen en la tabla X que se encuentra a continuación:

**TABLA 6. DATOS Y OBSERVACIONES AMBIENTALES REGISTRADOS
PARA SONDAJE 2.**

Fecha		30-08-2013		Lugar muestreo		Campus UCP		Ensayo	
Pp. Acumulada		689,18		Hora muestreo		Desde 12:15		DPL	
Operario				Clima		DESPEJADO			
Punto		2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	Media	Desv. Estan.	
Desde (cm)	Hasta (cm)	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	10	0	0	0	0	0	0	0	
10	20	0	0	0	0	0	0	0	
20	30	0	0	0	0	0	0	0	
30	40	0	0	0	0	0	0	0	
40	50	0	4	0	6	8	4	4	
50	60	0	7	7	6	8	6	3	
60	70	0	13	6	7	8	7	5	
70	80	0	11	10	8	8	7	4	
80	90	8	11	13	10	10	10	2	
90	100	9	17	13	11	13	13	3	
100	110	11	21	14	12	11	14	4	
110	120	10	29	13	13	11	15	8	
120	130	11	43	22	16	14	21	13	
130	140	11	41	22	23	17	23	11	
140	150	13	19	28	20	12	18	6	
150	160	14	35	37	23	18	25	10	
160	170	15	42	33	20	17	25	12	
170	180	15	54	26	13	18	25	17	
180	190	17	34	17	13	18	20	8	
190	200	21	23	17	15	19	19	3	
200	210	28	20	17	15	24	21	5	
210	220	30	16	15	16	24	20	7	
220	230	40	20	17	16	25	24	10	
Media		11	19	14	11	12			
Desv. Estan.		11	16	11	7	8			

Debido a que el sondaje 3 se realizó en dos días, los resultados se tabularan en dos tablas distintas, esto debido a que en la noche anterior al segundo día de ensayos, ocurrieron precipitaciones, los cuales generaron una variación en la

ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE SUELOS EN IQUITOS USANDO
VELETA Y DPL.

precipitación acumulada registrada, por lo que se cree recomendable adjuntar esta información de manera separada para no influenciar a un error por parte del lector.

**TABLA 7. DATOS Y OBSERVACIONES AMBIENTALES REGISTRADOS
PARA PRIMER DÍA DE SONDAJE 3.**

Fecha		15-09-2013		Lugar muestreo		Campus UCP		Ensayo	
Pp. Acumulada		737		Hora muestreo		Desde 15:00		DPL	
Operario				Clima		PARCIAL			
Punto		3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	Media	Desv. Estan.	
Desde (cm)	Hasta (cm)	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
10	20	0	0	0	0	0	0	0	0
20	30	0	0	0	0	0	0	0	0
30	40	0	0	0	0	0	0	0	0
40	50	0	0	0	0	0	0	0	0
50	60	0	0	0	0	0	0	0	0
60	70	0	0	0	0	0	0	0	0
70	80	0	s	0	0	0	1	1	3
80	90	B	S	1	0	0	4	4	4
90	100	1	11	11	0	0	5	5	5
100	110	13	11	13	0	0	1	1	3
110	120	13	10	15	0	0	3	3	3
120	130	11	11	13	0	0	1	1	5
130	140	13	11	15	0	0	1	1	1
140	150	12	18	14	0	0	3	3	1
150	160	13	15	12	0	0	3	3	3
160	170	12	14	11	0	0	5	5	3
170	180	11	12	11	0	0	3	3	3
180	190	14	15	13	0	0	5	5	3
190	200	14	15	13	0	0	5	5	3
200	210	14	21	14	0	0	11	11	11
210	220	13	22	14	0	0	10	10	10
220	230	15	13	15	0	0	10	10	5
Media		7	9	9	0	0	Obs: medición se hizo en dos días		
Desv. Estan.		6	8	7	0	0			

ESTUDIO COMPARATIVO DE EVALUACION DE SUELOS EN IQUITOS USANDO
VELETA Y DPL.

**TABLA 8. DATOS Y OBSERVACIONES AMBIENTALES REGISTRADOS
PARA SEGUNDO DÍA DE SONDAJE 3.**

Fecha		16-09-2013		Lugar muestreo		Campus UCP		E Ensayo	
Pp. Acumulada		759		Hora muestreo		Desde 15:00		DPL	
Operario				Clima		DESPEJADO			
Punto		3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	Media	Desv. Estan.	
Desde (cm)	Hasta (cm)	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes	Golpes			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	10	0	0	0	0	0	0	0	
10	20	0	0	0	0	0	0	0	
20	30	0	0	0	0	0	0	0	
30	40	0	0	0	0	5	1	2	
40	50	0	0	0	0	3	1	1	
50	60	0	0	0	6	8	3	4	
60	70	0	0	0	5	10	3	4	
70	80	0	0	0	8	8	3	4	
80	90	0	0	0	8	6	3	4	
90	100	0	0	0	10	5	3	4	
100	110	0	0	0	11	9	4	6	
110	120	0	0	0	11	9	4	6	
120	130	0	0	0	14	12	5	7	
130	140	0	0	0	13	12	5	7	
140	150	0	0	0	13	12	5	7	
150	160	0	0	0	14	15	6	8	
160	170	0	0	0	14	16	6	8	
170	180	0	0	0	14	16	6	8	
180	190	0	0	0	16	15	6	8	
190	200	0	0	0	19	20	8	11	
200	210	0	0	0	19	21	8	11	
210	220	0	0	0	19	22	8	11	
220	230	0	0	0	18	24	8	12	
Media		0	0	0	10	10	Obs: medición se hizo en dos días		
Desv. Estan.		0	0	0	7	7			

TABLA 9. RESUMEN DE DATOS Y OBSERVACIONES AMBIENTALES REGISTRADOS PARA SEGUNDO DÍA DE SONDAJE

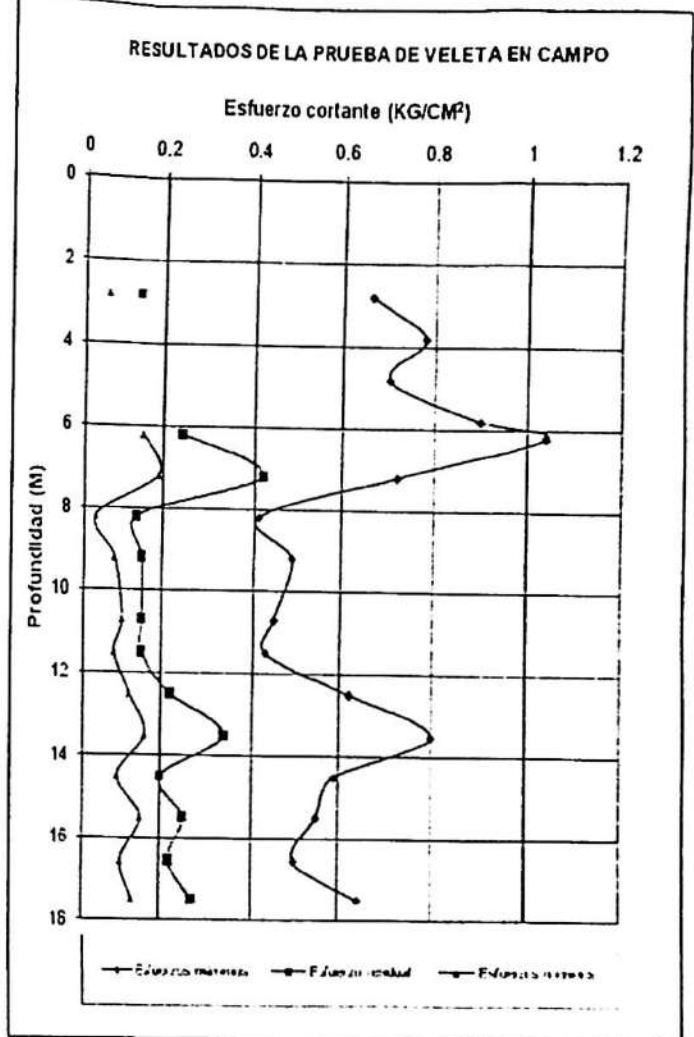
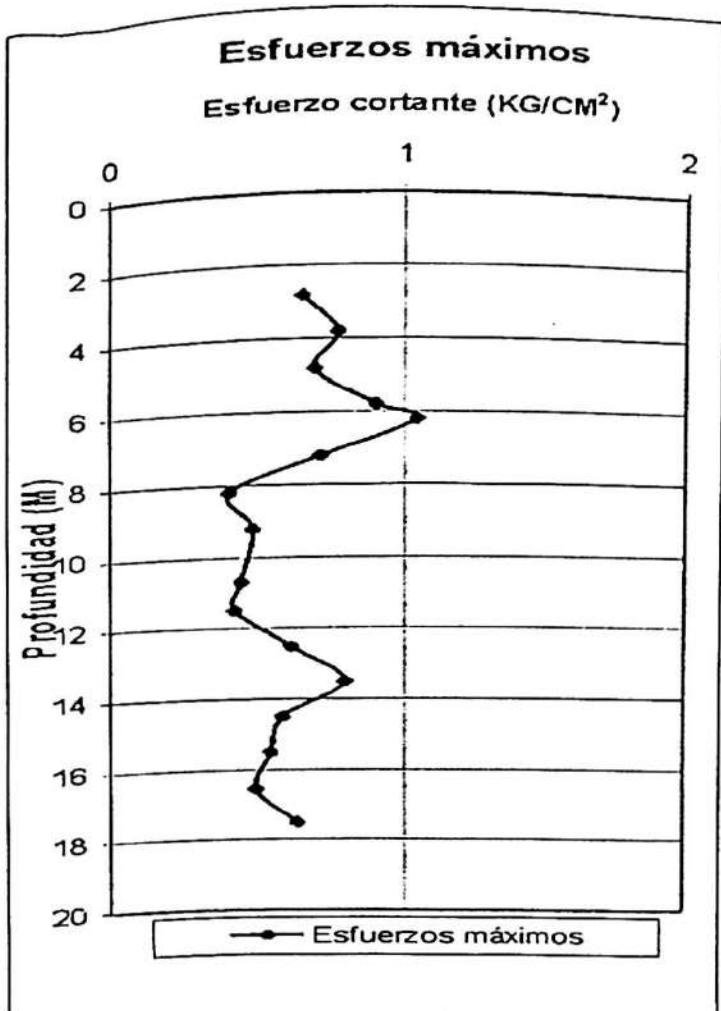
Punto	Altura tramo	Longitud X	altura y	Cota Tramo
1-1	60	246	0	-60
1-2	30	184	79	49
1-3	40	123	158	118
1-4	40	61	237	197
1-5	30	0	316	286

TABLA 10. DATOS Y OBSERVACIONES AMBIENTALES REGISTRADOS PARA SEGUNDO DÍA DE SONDAJE 3.

Sondaje 2				
Punto	Altura tramo	Longitud X	Altura y Cota	
2-1	80	246	0	-80
2-2	40	184	79	39
2-3	50	123	158	10 8
2-4	50	61	237	18 7
2-5	40	0	316	27 6

TABLA 11. DATOS Y OBSERVACIONES AMBIENTALES REGISTRADOS PARA SEGUNDO DÍA DE SONDAJE 3.

Sondaje 3				
Punto	Altura tramo	Longitud X	altura y Cota	
3-1	80	246	0	-80
3-2	70	184	79	9
3-3	80	123	158	78
3-4	50	61	237	187
3-5	30	0	316	286



Sondeo S-1

	PROF. (m)	Recuper. (cm)	
Avance con tricónica	0 - 10		Avance
Tubo shelby	10 - 10.8	69	Arcilla café claro
	10.80 - 11.6	51	Material orgánico
	11.60 - 12.4	73	Arcilla café claro
	12.40 - 13.2	68	Arcilla café claro
	13.2 - 14	75	Arcilla gris claro
	14 - 14.8	43	Arcilla gris con arenas
	14.80 - 15.6	40	Arcilla gris claro
	15.60 - 16.4	54	Arcilla gris varioso
	16.40 - 17.2	67	Arcilla café claro
	17.20 - 18	60	Arcilla gris
	18 - 18.8	80	Arcilla café rojiza
	18.80 - 19.6	69	Arcilla gris
	19.60 - 20.40	42	Arcilla gris

Sondeo S-2

	PROF. (m)	Recuper. (cm)	
Avance con tricónica	0 - 10		Avance
Tubo shelby	10 - 10.8	78	Arcilla café rojizo
	10.80 - 11.6	70	Arcilla café claro
	11.60 - 12.4	45	Arcilla con arena
	12.40 - 13.2	73	Arcilla gris claro
	13.2 - 14	65	Arcilla gris claro
	14 - 14.8	80	Arcilla gris claro
	14.80 - 15.6	80	Arcilla gris claro
	15.60 - 16.4	70	Arcilla gris claro
	16.40 - 17.2	45	Arcilla gris claro
	17.20 - 18	80	Arcilla gris claro
	18 - 18.70	70	Arcilla gris claro
	18.70 - 19.4	70	Arcilla gris
	19.40 - 20.20	58	Arcilla gris claro