



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

DILATANCIA Y ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO DE LA ARENA EÓLICA DE PIURA CON EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Judith Vallejos-Castro

Lima, Enero de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Área Departamental de Ingeniería Industrial y de Sistemas

Vallejos, J. (2004). *Dilatancia y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo*. Tesis de pregrado en Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo [una licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA



“Dilatancia y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo”

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

Judith Emperatriz Vallejos Castro

Asesor: Ing. José Guillermo Sandoval Ocaña

Piura, Enero 2004

Dedico esta tesis a los que más quiero:

A Dios y a la Virgen María, porque están siempre con nosotros y son mi ejemplo a seguir.

A mis padres, Luis e Irma, por su apoyo constante y enseñarme a perseverar.

A mi hermana, Carolina, porque ella es mi principal motivo para continuar siempre hacia adelante.

PRÓLOGO

Una parte importante de la labor del constructor consiste en dominar el terreno para adaptarlo a sus fines. Para el caso de un túnel u otra excavación subterránea la obra queda constituida por el mismo terreno modificado; la construcción de un canal, de una carretera, es poco más que herir el terreno, pero con arte tal, que la cicatriz adopte la forma definitiva que deseamos. Otras veces el terreno no está presente en la obra de manera tan exclusiva; así ocurre en las estructuras. Hay estructuras, por otra parte, que forman una unidad con el terreno, como son los muros de sostenimiento, los muelles de atraque o los diques secos.

Debemos entender también que la resistencia al esfuerzo cortante es un factor importante para determinar la capacidad máxima de carga de suelos, la estabilidad de terraplenes y la presión contra muros de retención. Varía con el tipo de suelo, profundidad y perturbaciones estructurales. También varía con los cambios estacionales del nivel de agua en la tierra, saturación capilar, contenido de humedad y filtración. Generalmente se determina la resistencia de esfuerzo cortante en pruebas de laboratorio, con muestras bajo cargas normales constantes.

De acuerdo con la geomorfología y las tesis antecedentes gran parte de la ciudad de Piura, incluso las áreas de expansión urbana, se asienta sobre arenas eólicas. Conforme con los tratados de geodinámica referidos a nuestra región, estos estratos han sido y siguen siendo depositados por el viento predominante de nuestra zona, el cual tiene una dirección de sur a norte y trae la arena del desierto de Sechura hacia nuestra ciudad. De acuerdo con la información recogida en una cantidad considerable de estudios realizados por el LEMC-UDEP, esta arena tiene una granulometría con muy pocas variaciones, los estratos de esta arena no presentan planos de estratificación. Tampoco tienen, cementación y están muy sueltas, medianamente densas, y en pocos casos densas.

Basados principalmente en los estudios de mecánica del suelo realizados por el LEMC-UDEP. Las tesis antecedentes han hecho aportes al zonificar el suelo de la ciudad de Piura. Esta zonificación está basada en la caracterización del tipo de suelo indicando rangos de su densidad relativa y en su susceptibilidad a la licuación.

Este tema de investigación es importante porque pretende profundizar en el conocimiento de las siguientes propiedades de la arena eólica:

- *La forma de sus partículas.* Esta propiedad se pretende conocer a través del examen visual con un estereoscopio de 21 aumentos (7 aumentos del lente del estereoscopio x 3 aumentos del lente de la cámara digital que se empleará para tomar las fotos)
- *Su mineralogía y la presencia de alguna matriz cementante.* A través del examen con el estereoscopio.
- *La dilatancia.* A través del plan de ensayos de corte directo, variando la densidad desde 1.45 g/cm^3 hasta 1.70 g/cm^3 , se pretende mostrar el comportamiento de esta propiedad conforme varía la densidad de la arena. Como conclusión se pretende estimar el rango de la densidad a partir del cual el suelo sometido a corte deja de comprimirse y empieza a expandirse.

• *El ángulo de fricción efectiva (ϕ')*. Con los resultados del plan de ensayos mencionado en el párrafo anterior, se pretende además, aportar estimaciones de los valores del ángulo de fricción efectivo de la arena conforme varía su densidad. Correlación que no existe en los textos de Mecánica del suelo debido a que la densidad de la arena, para iguales densidades relativas, es variable dependiendo de la granulometría, la forma de las partículas y de los minerales que las componen. Por este motivo los textos muestran datos del ángulo de fricción versus la densidad relativa. Sin embargo en nuestra región no hay laboratorios de servicio público que midan la densidad relativa para estimar a través de las correlaciones de los textos el ϕ' . Por el contrario todos los laboratorios locales tienen capacidad para hallar la densidad in situ. Determinación que por ser barata y rápida se puede realizar en una gran cantidad de puntos cuando se realicen estudios de mecánica del suelo. Aunque se podría pensar que el ϕ' hallado a través de estos ensayos estaría sujeto a alteraciones porque se podría haber roto la estructura del suelo que tenía in-situ, en el caso de que la tuviese. Se debería tener presente que en las correlaciones mostradas en los libros de texto, basadas en el SPT, también se ha alterado la estructura porque la determinación del ϕ' se ha realizado en muestras remoldadas a la densidad in-situ ensayándolas a corte directo o en el triaxial.

Como aporte adicional también se pretende comparar 5 estimaciones del ϕ' realizados a través del SPT del LEMC-UDEP y a través del ensayo de corte directo. Con esto se tendrá una idea de la congruencia de estos valores estimados a través de estos dos métodos.

Finalmente quiero agradecer especialmente a mi asesor, el Ing. José Guillermo Sandoval Ocaña, quien me proporcionó sus valiosos conocimientos, la bibliografía principal y por el apoyo constante durante el desarrollo del presente estudio.

También agradecer a los Técnicos que laboran en el LEMC, por su ayuda en la parte práctica.

RESUMEN

El desarrollo de la presente tesis se ha dividido en cinco partes:

Primera parte: expone la geología, geomorfología y sismicidad de la ciudad de Piura.

Segunda parte: muestra los conceptos de las propiedades geotécnicas básicas (granulometría, contenido de finos, densidad relativa, forma de las partículas, cohesión y ángulo de fricción efectivo) del suelo eólico de Piura. Estos, nos permitirán entender los datos numéricos obtenidos del estudio que se exponen en la cuarta parte. Además, se explica el fenómeno de licuación y la metodología propuesta por Seed e Idriss para evaluar la resistencia a la licuación.

Tercera parte: se describen el ensayo de corte directo estático consolidado drenado y el SPT, utilizados para estudiar la dilatancia y el ángulo de fricción efectivo de la arena.

Cuarta parte: presenta trece muestras de arena eólica de sondeos realizados en la ciudad, con el fin de mostrar que la granulometría y el contenido de finos es constante. Gracias a ello postulamos que los ángulos de fricción efectivos obtenidos para densidades entre 1.45 y 1.70 g/cm³ se pueden aplicar a la arena eólica de cualquier zona de Piura, siempre que su granulometría se encuentre dentro de los límites de las muestras aquí presentadas.

Quinta parte: presenta las conclusiones y recomendaciones.

ÍNDICE GENERAL

	Página
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: EL SUELO DE LA CIUDAD DE PIURA	3
1.1 Geología.....	4
1.1.1 Rasgos estructurales.....	6
1.2 Unidades litológicas.....	6
1.3 Geomorfología.....	9
1.4 Zonificación geotécnica de la ciudad de Piura.....	10
1.5 Sismicidad de la zona.....	11
1.6 Zonas susceptibles de licuar.....	14
CAPÍTULO II: PROPIEDADES GEOTÉCNICAS BÁSICAS DE LAS ARENAS EÓLICAS	15
2.1 Propiedades físicas.....	16
2.1.1 Granulometría.....	17
2.1.2 Contenido de finos.....	21
2.1.3 Densidad relativa.....	22
2.1.4 Forma de las partículas.....	25
2.1.5 Coeficiente de permeabilidad.....	26
2.2 Propiedades mecánicas.....	27
2.2.1 Cohesión y ángulo de fricción efectiva.....	27
2.2.2 Coeficientes de empuje del suelo.....	32
2.3 Susceptibilidad a la licuación.....	43
2.3.1 Descripción del fenómeno.....	43
2.3.2 Suelos más susceptibles a licuar.....	46
2.3.3 Metodología propuesta por Seed e Idriss.....	48
CAPÍTULO III: ENSAYOS UTILIZADOS PARA ESTUDIAR LA DILATANCIA Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVA DE LA ARENA	51
3.1 Ensayo de corte directo estático consolidado drenado.....	52
3.1.1 Descripción del ensayo.....	52
3.1.2 Dilatancia.....	54
3.1.3 Factores que afectan los resultados.....	55
3.1.4 Ángulo de fricción efectiva.....	57
3.1.5 Presión de agua en los poros.....	58
3.2 Ensayo dinámico de penetración estándar (SPT).....	59
3.2.1 Descripción del ensayo.....	59
3.2.2 Factores que afectan los resultados.....	65
3.2.3 Correlaciones del ensayo.....	70

CAPÍTULO IV:	ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS BÁSICAS, LA DILATANCIA Y EL ϕ' DE LA ARENA EMPLEANDO EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y EL SPT	71
4.1	Ubicación de sondeos y calicatas tomados como referencia y realizados para este estudio.....	72
4.2	Propiedades físicas.....	81
	4.2.1 Granulometría y contenido de finos.....	81
	4.2.2 Densidad.....	82
	4.2.3 Forma de las partículas.....	82
4.3	Estudio de la arena con el ensayo de corte directo y el SPT.....	85
	4.3.1 Relación entre la dilatancia, la densidad y la susceptibilidad a la licuación.....	85
	4.3.2 Relación entre la densidad y el ángulo de fricción efectiva medido con el ensayo de corte directo estático consolidado drenado.....	92
	4.3.3 Comparación entre el ángulo de fricción efectiva determinado de las correlaciones existentes con el SPT y el determinado con el ensayo de corte directo consolidado drenado.....	94
CAPÍTULO V:	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
5.1	Conclusiones.....	97
5.2	Recomendaciones.....	99
REFERENCIAS		100
BIBLIOGRAFÍA		100
ANEXOS		
A:	Resultados de ensayos de corte directo en condiciones consolidadas drenadas	
B:	SPT, características físicas y mecánicas de los sondeos realizados	
C:	Fotografías	
D:	Planos	

INTRODUCCIÓN

La densidad y el ángulo de fricción de la arena eólica de Piura se estima empleando correlaciones con el N_1 del SPT, debido a que no hay estudios previos de la variación de ϕ' con la densidad, medidos directamente en este suelo.

Es necesario la descripción de la forma de las partículas y de su composición mineralógica empleando microscopios de gran aumento.

En el estado actual del conocimiento se sabe que las arenas sueltas disminuyen de volumen cuando son sometidas a esfuerzos de corte “dilatancia negativa” y aumentan de volumen “dilatancia positiva” cuando se hayan densas. Para el caso de la arena eólica de Piura se desconoce como varía la dilatancia con la densidad desde el estado suelto hasta el estado denso. Es necesario tener este conocimiento ya que este fenómeno también explica la susceptibilidad a la licuación.

En el capítulo I se ha considerado conveniente dar el marco geológico en que se ubican los depósitos de arena eólica de la ciudad de Piura. A través de la exposición de la secuencia geológica, se muestra que la arena eólica pertenece a unidades litológicas del cuaternario, y forman depósitos de sedimentos inconsolidados ubicados en la superficie del suelo. A través de la geomorfología mencionada en este capítulo se pretende mostrar el relieve geográfico de la zona. Además se menciona al desierto de Sechura como la principal fuente de sedimentos de arena eólica y al viento predominante de sur a norte como el medio que los ha transportado hasta la ciudad de Piura.

En la parte introductoria de este capítulo se muestra la zonificación geotécnica de la ciudad, la que está basada en la tesis “Identificación de zonas con potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura con SPT”. La finalidad ha sido mostrar la gran extensión de los depósitos eólicos de la ciudad de Piura.

Con el objetivo de señalar que la ciudad se encuentra en una zona sísmica se muestra la historia sísmica de la región con datos desde 1814. También se muestra la zona de subducción a lo largo de Costa Oeste como origen de los sismos que afectan a la ciudad. Tomando como referencia la tesis antes mencionada se señala las zonas susceptibles a licuar de la ciudad.

En el capítulo II exponemos los conceptos de las propiedades físicas básicas (granulometría, contenido de finos, densidad y forma de las partículas) del suelo eólico de Piura, para entender los datos numéricos que se presentan en el capítulo IV. Con la misma

intención describimos el concepto de las propiedades mecánicas como la cohesión y el ángulo de fricción efectiva que posteriormente son evaluadas en el capítulo IV.

En este capítulo también mencionamos el efecto de los sismos en el suelo granular y el mecanismo que produce la licuación. Además exponemos las características de los suelos más susceptibles a licuar que permitan comparar con los valores del suelo eólico de Piura. Finalmente la metodología propuesta por Seed e Idriss para evaluar el potencial de licuación es presentada en este capítulo debido a que en el capítulo IV se evalúa la susceptibilidad a la licuación de dos columnas estratigráficas a través de este método.

En el capítulo III se indican las características del equipo de corte directo y del SPT utilizados para este estudio. Esto con la finalidad de tener una idea de los factores que afectan los resultados hallados. Se expone el procedimiento de estos ensayos para entender los cuidados que se deben tener con el afán de disminuir los errores propios del ensayo.

En el caso del ensayo de corte directo se menciona la limitación debida a que el plano de corte esta predeterminado por el equipo. Además se menciona las condiciones del ensayo con la finalidad de obtener parámetros efectivos del suelo. Se expone el significado de la dilatancia en el ensayo de corte y su efecto en la susceptibilidad a la licuación.

Se hace una exposición de la evolución del SPT, mencionando algunos cambios importantes ocurridos a partir de 1967. Además se presenta una discusión de autores importantes relacionada con el valor de las correcciones que se realizan al registro del SPT. También se menciona el efecto de las características del equipo en el resultado del ensayo.

Como estudio de las propiedades de la arena eólica se inicia el capítulo IV mostrando trece muestras de la arena eólica obtenidas de sondeos realizados durante la ejecución de estudios de mecánica del suelo en diferentes zonas de la ciudad. Esto con la finalidad de mostrar que la granulometría es constante, del mismo modo el contenido de finos. Gracias a ello postulamos en esta tesis que los valores del ángulo de fricción obtenido para diferentes densidades entre 1.45 y 1.70 g/cm³ se pueden aplicar a la arena eólica de cualquier zona de Piura siempre que su granulometría se encuentre dentro de los límites de las muestras aquí presentadas.

En este capítulo se muestra la forma de las partículas de la arena y su composición mineralógica. Como uno de los aportes de esta tesis se presentan gráficos con los valores del ángulo de fricción efectivo en función de la densidad. A través de la dilatancia medida en el ensayo de corte se muestra la expansión o compresión del suelo en función a la densidad cuando se le somete a corte. Finalmente se presenta una comparación entre el ángulo de fricción estimado a partir de correlaciones con el SPT y el estimado con el ensayo de corte directo.

Finalmente en el capítulo V se exponen las conclusiones y recomendaciones que surgen a partir del análisis de los resultados obtenidos.

CAPÍTULO I

EL SUELO DE LA CIUDAD DE PIURA

Se ha considerado conveniente colocar este capítulo con la finalidad de dar el marco geológico en que se ubican los depósitos de arena eólica de la ciudad de Piura. A través de la exposición de la secuencia geológica, se muestra que la arena eólica pertenece a unidades litológicas del cuaternario, y forman depósitos de sedimentos inconsolidados ubicados en la superficie del suelo. A través de la geomorfología mencionada en este capítulo se pretende mostrar el relieve geográfico de la zona. Además se menciona al desierto de Sechura como la principal fuente de sedimentos de arena eólica y al viento predominante de sur a norte como el medio que los ha transportado hasta la ciudad de Piura.

Luego de la parte introductoria se muestra la zonificación geotécnica de la ciudad, la que está basada en la tesis “Identificación de zonas con potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura con SPT”. La finalidad ha sido mostrar la gran extensión de los depósitos eólicos de la ciudad de Piura.

Con el objetivo de señalar que la ciudad se encuentra en una zona sísmica se muestra la historia sísmica de la región con datos desde 1814. También se muestra la zona de subducción a lo largo de Costa Oeste como origen de los sismos que afectan a la ciudad. Tomando como referencia la tesis antes mencionada se señala las zonas susceptibles a licuar de la ciudad.

1.1 Geología ⁽¹⁾

La cuenca del Río Piura geológicamente está conformada por una amplia gama de rocas y suelos, con un rango comprendido entre el Pre-Cambrico y el Cuaternario.

Las unidades estratigráficas más antiguas de la columna geológica constituyen el Zócalo Pre-Cambrico y el del Paleozoico Inferior que conforman un complejo metamórfico ígneo desarrollado en varias fases del metamorfismo regional (Caldas 1979).

Rocas de edad Mesozoica del Triásico al Cretáceo se exponen en el sector sur y noreste del área, constituyendo parte las Cuencas de Ñaupique y Lancones respectivamente; son de naturaleza sedimentaria, volcánicas y volcánicos-sedimentarias depositadas, debido a que en el Mesozoico, la región sufrió una transgresión sobre cuencas estructurales a diferentes niveles, de forma tal que la transgresión no se llevó a cabo sincrónicamente sino progresivamente.

Después de la tectogénesis ocurrida en el Cretáceo Terminal o a principios del Terciario, la región sufrió una marcada denudación y gran parte de las cuencas volcánicas cenozoicas que conforman el Sector Nor Oriental (Cuenca de Lancones) y Sur Occidental se desarrollaron (Reyes 1987).

Coincidente con la depositación de estos materiales en la Cuenca de Lancones y en la Cuenca de Sechura, como consecuencia del efecto de subsidencia producida por los movimientos tafrogénicos que afectaron el área se produjeron ingresos progresivos del mar hacia el Este. En la cuenca de Sechura, estos movimientos iniciados en el Eoceno Superior, cuyo desarrollo se tradujo en la emersión de la Cordillera de la Costa (representada por los Cerros de Illescas y las Islas Lobos de Tierra y lobos de afuera) provocó una amplia zona de hundimientos y de acumulación clástica hacia el este (Depresión Para Andina) limitada por el frente Occidental de los Andes (Calcas 1979).

Posterior a estos sucesos, el vulcanismo se restringió a ciertas áreas. En el Plio-Pleistoceno se acumularon conos de piroclásticos a lo largo de la Falla de Huaypirá, que deben ser contemporáneos a la sedimentación clástica con influencia volcánica que conforman la Formación Tambo Grande.

En el cuaternario mientras la región Occidental de la cuenca ha estado sometida a movimientos eustáticos que han dado lugar a la formación de los tablazos marinos, en la región oriental, los cinturones orográficos estaban sometidos a efectos de glaciación (con formación de circos glaciares) y en las partes bajas se acumulaban materiales aluvionales o fluviales.

Posterior a estos sucesos, en la llanura costera se han emplazado mantos de arena eólica durante un tiempo prolongado, persistiendo hasta la actualidad este proceso.

Depósitos eólicos

Los depósitos eólicos que pertenecen a los depósitos recientes del Cuaternario se hallan cubriendo gran parte del Desierto de Sechura, y su migración ha sido detenida por las estribaciones de la Cordillera Occidental y el Río Piura.

Cobran rasgos prominentes si se considera la magnitud de su evolución y propagación regional, desarrollándose en forma de barcanas en movimiento, dunas gigantes o mantos deltados de arena. La migración de arenas se desarrolla en la dirección S-N siguiendo 4 rutas más o menos definidas; la primera, a lo largo del corredor Playa los Chanchos Depresión Salina Grande-Sechura, la segunda entre Qda. Ñamuc y Chutuque (Las Dunas Gigantes Julián Grande y Chico son las formaciones más resaltantes), la tercera entre las Salinas y Alto de Minchales y la cuarta entre Palo Grueso y Pañala Chica.

En las llanuras de inundación como en el sector Ramón, la migración de estas arenas, es retardada por la humedad del terreno. Las que logran pasar por estos obstáculos, son detenidas por la vegetación del Río Piura.

Tabla 1.1
Correlación de unidades estratigráficas en la cuenca del Río Piura - Zona Oeste

E r a	Sistema	Serie	Piura-Paita-Sechura- Sullana-La Redonda
C e n o z o i c o	Cuaternario	Reciente	Depósitos eólicos Depósito cordón litoral Mixtos de playa lacustres Depósitos aluviales
		Pleistoceno	Depósitos aluviales Tablazo Lobitos Tablazo Talara
	Terciario	Superior	
		Medio	Formación Miramar Formación Zapallal
		Inferior	Formación Chira
	M e s o z o i c o	Cretacico	
Jurasico			
Triasico			
Paleozoico		Inferior	Paleozoico inferior indiviso
Precambrico			
Rocas intrusivas			

1.1.1 Rasgos estructurales

El territorio de la cuenca del Río Piura, está conformado en su área costera por sectores de las cuencas geológicas de Sechura, Lancones y Ñaupe, y en su área Andina por el Macizo de la Cordillera Occidental.

Las cuencas de Sechura, Lancones y Ñaupe presentan el clásico estilo tectónico del fallamiento gravitacional normal o fallamiento en bloques característico del Nor Oste Peruano, aunque sin su intensidad.

La información sísmica de reflexión en la Cuenca de Sechura revela la presencia de algunas suaves flexiones, con ejes de rumbo NE-SO predominantes que acompañan el movimiento tafrogénico.

La gravimetría en la parte central de la cuenca detectó una gran anomalía gravimétrica positiva que corresponde a un gran macizo ígneo que subyace a los sedimentos terciarios, macizo denominado “Miguel” de naturaleza granodiorítica.

En el área Andina igualmente los fenómenos tectónicos han tenido una gran incidencia en su configuración fisiográfica actual, así las rocas más antiguas que yacen en esta área, han soportado fenómenos tectónicos desde la Orogenia Herciniana hasta la Orogenia Andina, asimismo intrusiones batolíticas como la que predomina en la zona Centro Oriental de la cuenca, han intruido a las rocas de esta área, estos procesos están relacionados a la deflexión de Huancabamba que afecta a la Cordillera Occidental que constituye el núcleo del área Andina de la Cuenca.

1.2 Unidades litológicas ⁽¹⁾

Se incluyen los principales tipos de rocas y suelos encontrados en la cuenca, los que se han agrupado según la homogeneidad de sus características litológicas y sus propiedades ingeniero-geológicas y geotécnicas.

De cada unidad definida se trata de precisar sus características físicas y mecánicas, así como su comportamiento y resistencia ante los agentes de erosión externa.

Los diferentes tipos de suelos y rocas de la cuenca se han agrupado en dos grandes grupos de clasificación: Uno conformado por las Formaciones Superficiales constituidos por un conjunto de depósitos poco o nada coherentes, de extensión y espesor variable, composición litológica heterogénea. Todos ellos depositados desde el pleistoceno hasta la actualidad y que ocupan la mayor extensión del área Occidental de la cuenca. Se le denomina como Unidad I Depósitos Cuaternarios y se le ha subdividido en las Sub-Unidades IA: a los depósitos inconsolidados, y Sub-Unidad IB: a las terrazas marinas o depósitos de Tablazo.

El segundo grupo denominado Sustratum, está constituido por un conjunto de unidades rocosas agrupadas según sus características litológicas y su origen. Así tenemos como Unidad II-Volcánicas, Unidad III-Volcánica-Sedimentaria, IV Sedimentaria, V Metamórficas, VI Intrusivas y Filonianas. En general, se indican solamente las rocas más representativas. En la Tabla 1.2 se representan las unidades litológicas correspondientes a la Cuenca del Río Piura.

Tabla 1.2
Unidades litológicas cuenca del Río Piura

FORMACIONES SUPERFICIALES	
UNIDAD I:	DEPÓSITOS CUATERNARIOS
	Sub-Unidad I-A:
	Depósitos inconsolidados
	Depósitos aluviales
	Depósitos fluviales
	Depósitos eólicos
	Depósitos mixtos
	De cordón Litoral
	De Playa
	Lacustres
	Sub-Unidad I-B:
	Depósitos Tablazos
	Tablazo Talara
	Tablazo Lobitos
SUSTRATUM	
UNIDAD II:	VOLCANICOS
	Volcánico Porculla
	Volcánico Llama
	Volcánico Ereo
UNIDAD III:	VOLCANICO SEDIMENTARIOS
	Sub-Unidad III-A:
	Rocas Volcánicas con Areniscas y Calizas
	Volcánico Lancones
	Volcánico La Bocana
	Sub-Unidad III-B:
	Rocas Volcánicas con Calizas
	Fomación Chignia
	Sub-Unidad III-C:
	Rocas Volcánicas con Lodolitas y Areniscas
	Grupo San Pedro
UNIDAD IV:	SEDIMENTARIOS
	Sub-Unidad IV-A:
	Areniscas y Calizas
	Fomación Montera
	Sub-Unidad IV-B:
	Calizas
	Fomación La Leche
	Fomación La Mesa
	Sub-Unidad IV-C:
	Areniscas
	Fomación Sávila
	Sub-Unidad IV-D:
	Areniscas, Conglomerados y Otros
	Fomación Tambo Grande
	Fomación Miramar
	Fomación Zapallal
	Fomación Yapatera
	Sub-Unidad IV-E:
	Cuarcitas
	Grupo Goyllarisquizga
UNIDAD V:	METAMORFICOS
	Formación Río Seco
	Grupo Salas
	Complejo Olmos
UNIDAD VI:	INTRUSIVOS Y FILONIANOS
	Complejo Plutónico Las Lomas
	Gabros
	Dioroita Malingas
	Tonalita, Granodiorita Las Lomas
	Tonalita Altamisa
	Tonalita-Diorita Pambarumbe
	Granito Paltashaco
	Granitoides Indiferenciados

Formaciones superficiales

Unidad I – Depósitos Cuaternarios

Sub-Unidad IA: Depósitos cuaternarios inconsolidados

Depósitos eólicos

Se les encuentra cubriendo gran parte del área Occidental de la cuenca (área del Desierto de Sechura), conformando barcanas en movimiento, dunas gigantes o mantos de arena de espesor variable.

Se han detectado eólicos pleistocénicos y recientes, los primeros se encuentran emplazados en gruesos mantos de arena eólica pobremente diagenizados que morfológicamente constituyen colinas disectadas por una red fluvial dendrítica que los diferencia de los mantos eólicos recientes.

Las arenas son de grano fino angulosas, cuarzosas con alto contenido de ferromagnesiano y calcita, su uso como material de construcción es limitado y su migración puede ser detenido con la plantación de cortinas de vegetación arbustiva y/o arbórea o la protección de la floresta existente.

Depósitos aluviales

Conforman depósitos de gran heterogeneidad litológica, de potencia variable, de edad pleistocénica a reciente, constituyendo la antigua llanura aluvial del río Piura y la de los cursos fluviales de sus tributarios; en algunos sectores se hallan parcialmente cubiertos por depósitos eólicos.

Están constituidos por conglomerados y fanglomerados polimícticos poco consolidados con una matriz arenosa o limo arcillosa, y horizontes arenosos o limo arcillosos.

Sus características físico mecánicas difieren de un lugar a otro. En algunos sectores contienen niveles acuíferos a poca profundidad; se consideran están dotados de condiciones de drenaje aceptables.

La resistencia de los materiales es buena dependiendo del grado de cementación; constituyen canteras de materiales de construcción.

Depósitos fluviales

Constituidos por conglomerados inconsolidados, arenas sueltas y materiales limo arcillosos, elementos transportados y depositados en los cauces y márgenes de los cursos de agua, teniendo mayor amplitud en los tramos de valle y llanura. En el río Piura son importantes en el sector comprendido entre las localidades de Huabal, Mancayacu, Barrios y el valle del Bajo Piura.

Su valor como cimientó oscila de mediano a malo; su utilidad como material de construcción es buena.

Depósitos mixtos

Se localizan en el área costera de la cuenca y están constituidos por extensos mantos de arena, que se han formado en medios marinos y continentales; luego distribuidos por corrientes marinas litorales y por acción eólica, comprende:

- Cordones litorales.
- Depósitos lacustres.
- Depósitos de playas.

El valor como cimiento de estos depósitos oscila de mediano a malo, su uso como material de construcción no es recomendable.

Sub-Unidad IB: Depósitos de Tablazos

Constituyen extensas porciones de la plataforma continental emergida en el Cuaternario ubicadas en la parte occidental de la cuenca. Conforman rasgos geomórficos espectaculares, de relieve escalonado que adornan el paisaje de la región y litológicamente están compuestos por materiales coquiníferos.

Se han recomendado dos de estas plataformas, la más antigua corresponde al Tablazo Talara que es una superficie casi plana, inclinada ligeramente hacia el Sur Oeste, en forma de una costra sedimentaria con un grosor promedio de 3 m, litológicamente esta constituido por conglomerados coquiníferos o coquinas poco consolidadas en matriz bioclástica.

La plataforma más moderna y baja corresponde al Tablazo Lobitos, cuya escarpa frontal de línea parcialmente la morfología litoral de la bahía de Sechura levemente inclinada hacia el Sur. Litológicamente está conformado por un paquete conglomerádico poco diagenizado, compuesto por rodados sub angulosos de naturaleza variada, que incluyen formas faunísticas bien conservadas no fosilizadas, en una matriz bioclástica o areniscosa.

El valor como cimiento de estos terrenos varía de mediano a bueno; así mismo sus materiales se emplean en la construcción de terraplenes de carreteras y podrían constituir una fuente de abastecimiento para la fabricación de cemento, y en parte para concentrados de alimentos de aves.

1.3 Geomorfología ⁽¹⁾

La cuenca del río Piura comprende dos áreas fisiográficas plenamente identificadas; la primera en la zona occidental, que forma parte del llamado Desierto de Sechura, constituido por terrenos topográficamente planos con ondulaciones de hasta 275 msnm en sus partes más altas, surcado por el valle del río Piura que desemboca en el Océano Pacífico. Destacan en esta planicie en la parte nor occidental los Cerros de Asperrera que al igual que los de los macizos de Paita se alzan abruptamente hasta alturas de 390 msnm, y en la parte Nor Oriental otro cordón de cerros de edad Pre-Terciaria.

La segunda área, constituida por la parte oriental de la cuenca se caracteriza por presentar una topografía que paulatinamente se hace más abrupta hacia el Oriente

apareciendo al inicio los promontorios que constituyen los flancos de la Cordillera Occidental con alturas de 200 msnm, que ascienden posteriormente formando el macizo de la Cordillera Occidental con altitudes de hasta 3 644 msnm. Tanto el macizo como las estribaciones andinas son disectadas por valles de corto recorrido y fuerte pendiente que desembocan por la margen derecha del valle del río Piura, el que en la zona oriental sigue una orientación sur a norte, cortando en sus nacientes a los promontorios de los flancos de la Cordillera Occidental.

1.4 Zonificación geotécnica de la ciudad de Piura ⁽²⁾

Según los estudios de suelos antes realizados en la ciudad de Piura se han reconocido seis tipos de suelos cuya distribución se puede ver en el plano N°1 del Anexo D.

Tipo I

Suelo aluvial, predomina la arena de grano fino con estratos intercalados de arena gruesa, en los estratos inferiores hay presencia de materiales finos (limos y arcillas). Presentan napa freática poco profunda (aprox. 3m).

Tipo II

Constituido por arena fina (espesor 2 a 6 m) con intercalaciones de arena gruesa. Son suelos húmedos con gran cantidad de materiales orgánicos. Dado que la napa freática es superficial con posibilidad de afloramientos y por la baja compacidad de la arena es presumible la posibilidad de licuación. Por debajo de los 6m, hay un estrato arcilloso (espesor 2m) con intercalaciones de arena fina.

Tipo III

Predomina la arena fina limosa de regular a baja compacidad, a profundidades de 3 a 4m se encuentran estratos de arcilla con acumulaciones calcáreas. Nivel freático poco profundo (aprox. 3m).

Tipo IV

Superficialmente se encuentran arenas limosas de regular a baja compacidad seguido de estratos de arena gruesa de regular compacidad. En los niveles más bajos se encuentran estratos de arena fina con intercalaciones de arcilla (espesor 1-1.5m). A una profundidad de 2m se encuentran acumulaciones calcáreas. La napa freática es profunda.

Tipo V

Superficialmente se encuentran arenas de grano fino a medio, seguidas de arenas medianamente compactas. Hacia el sector Oeste, se encuentran estratos superficiales compuestos de arenas arcillosas de mediana compacidad y arenas limosas. En esta zona también hay capas superficiales de arena pobremente graduadas y muy sueltas. No se detectó nivel freático.

Tipo VI

Este suelo esta constituido por arcillas compactas de mediana resistencia cubiertas de una capa de arena limosa de mediana densidad. El nivel freático es profundo.

Como se puede ver, ciertos depósitos eólicos producen que algunos lugares se tenga suelos superficiales con arena de grano uniforme y pequeño, esto unido a la presencia de nivel freático por la cercanía del río, determinan condiciones favorables para que se produzca el fenómeno de licuación de suelos.

1.5 Sismicidad de la zona ⁽¹⁾

Evaluación geodinámica y seguridad física

Ubicación y accesibilidad

La ciudad de Piura se ubica entre las coordenadas geográficas: 05°11'50" Latitud Sur; 80°37'34" Longitud Oeste, a 29 msnm.

Es accesible desde Lima por la moderna Carretera Panamericana Norte que viene por Chiclayo – Mórrope – Piura de 1000 Km de recorrido y por la antigua Carretera Panamericana Norte que pasa por Chiclayo – Ñaupe – Piura, con un recorrido de 1055 Km, se halla conectada con las principales poblaciones del departamento a través de modernas carreteras.

Morfología

La ciudad se asienta sobre una superficie plana ondulada una parte corresponde al Valle del Río Piura y en áreas marginales a las terrazas marinas o tablazos.

Terreno de fundación

El suelo sobre el que se asienta la ciudad esta conformado en grandes extensiones por un suelo arenoso color gris, de grano fino, anguloso, ferruginoso, poco denso, poco compacto, con una resistencia al corte no mayor a 1 Kg/cm², en algunos sectores se hallan lentes de suelo limo arenoso a limo arcilloso más compacto, donde el nivel freático del acuífero es poco profundo. En los sectores donde se localizan los depósitos del Tablazo, los suelos son más competentes.

Roca de basamento

Las rocas que constituyen el basamento se hallan constituidos en parte por depósitos cuaternarios de los Tablazos o por las rocas sedimentarias de las formaciones Montera y Zapallal, conformada por areniscas, limolitas y lutitas.

(A. Martínez V. 1984, menciona que las defensas ribereñas de Piura se han cimentado en rocas de la formación Zapallal).

Riesgo geodinámico

La zona donde se ubica la ciudad es propensa a los fenómenos de inundación causados por fuertes lluvias como ocurrió con el fenómeno de El Niño en 1983, sobre todo en las áreas depresionadas.

Igualmente el Río Piura en época de avenidas excepcionales tiende a erosionar sus márgenes y a desbordar su cauce (cuando los caudales son superiores a 2000 m³/s).

Sismotectónica de la Región

Los elementos principales del régimen sismotectónico peruano que afectan a la zona de estudio son:

- La zona de subducción a lo largo de la Costa Oeste del Perú, donde la placa Oceánica de Nazca, esta siendo cubierta por la placa continental Sudamericana (ver Fig. 1.1 y 1.2).
- Las fallas tectónicas continentales que genera la Deflexión de Huancabamba.

Se ha observado que la mayor parte de la actividad tectónica en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de las placas, cuyos frotamientos mutuos entre ellas es lo que produce los terremotos, volcanes y orogenias.

La tectónica de placas señala una interacción, por subducción, de la Placa de Nazca con relación a la Placa Sudamericana, produciéndose a ángulos variables. La sismicidad y la solución de mecanismos focales de varios sismos peruanos evidencian que esta superficie de escurrimiento es de bajo ángulo (10° – 15°) en la zona central y norte del Perú (Stander, 1975).

Como resultado del encuentro de las dos placas y la subducción de la Placa de Nazca, han sido formados: la Cadena Andina y la Fosa Perú-Chile, en diferentes etapas evolutivas y son responsables de la mayor proporción de actividad sísmica en nuestro continente.

En la Tabla 1.3 se presenta la relación de sismos históricos con influencia en la ciudad.

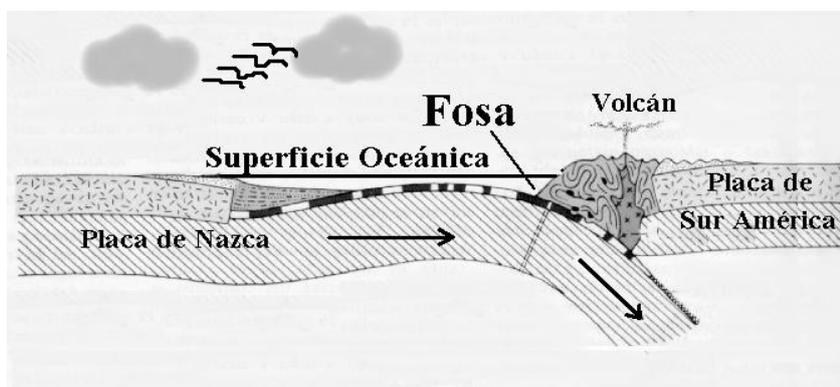


Fig. 1.1 Esquema de como sería una vista vertical del “choque” entre dos placas tectónicas.

Tabla 1.3
Historia Sismica

Lugar	Fecha			Intensidad M.M	Daños ocasionados
	Año	Mes	Día		
Piura	1814	02	01	----	Sismo con daños materiales en las viviendas y edificios.
Piura	1857	08	20	----	Gran sismo de 45 seg. de duración que destruyó muchos edificios, se abrió la tierra, de la cual emanaron aguas negras, sin pérdidas de vidas.
Norte del país Piura-Paita	1906	01	09	----	Fuerte sismo sin daños materiales de consideración, se sintió sus efectos en Trujillo.
Talara-Zorritos	1906	04	28	III-IV	Sismo sin daños personales ni materiales.
Piura	1912	07	24	X-XI	Sismo con daños materiales en las viviendas y edificios.
Chachapoyas-Piura Huancabamba	1928	05	14	----	Fuerte sismo en Trujillo, con grietas en muros de edificios y viviendas, sin desgracias personales.
Piura-norte del Perú	1938	07	06	----	En trujillo: caída de cornizas en los edificios. Lambayeque: derrumbos de edificios, viviendas.
Lima y el Norte y sur	1940	05	24	III-IV	Sismo en todo el norte del Perú, sentido fuertemente en Piura, Sullana y Chulucanas.
Tumbes y Norte del Perú	1953	12	12	VII-VIII	Causó daños materiales con destrucción de viviendas en Corrales y Tumbes, deslizamientos en El Alto y Zorritos.
Faja norte Tumbes Chiclayo	1959	02	07	VI	Deterioro de viviendas en la ciudad de Talara, y alarma con ruido y estremecimiento en Tumbes, Paita, Piura, Chulucanas, Chiclayo, sin daño de pérdida de vida.
Todo el norte de Piura	1960	11	20	----	Daños en viviendas, dos muertos y heridos. Tsunami en la Costa de Lambayeque.
Piura	1963	08	30	V	Produjo gran alarma, con rotura de objetos decorativos sin mayores consecuencias.
Lima y Costa norte sur	1966	10	17	VIII	Gran sismo en Lima con daños materiales, 40" de duración; se produjo un tsunami. Según curvas isosistas, en Piura se produjo sismo de grado III.
Sullana-Piura	1971	07	10	----	Daños en viendas antiguas, con alma en Piura y Tumbes, con ligeros movimientos.



Fig. 1.2 Las flechas indican los movimientos de las placas tectónicas.

1.6 Zonas susceptibles a licuar ⁽²⁾

Estas zonas corresponden claramente a suelos aluviales ubicados en el lecho antiguo y presente del río Piura.

- La zona cercana al río Piura, será la más susceptible incrementándose al área hacia Castilla y aguas arriba del puente Viejo.
- Las márgenes del río son licuables, especialmente en la zona ubicada entre los puentes Bolognesi y Sánchez Cerro.
- La zona sur de la ciudad, cerca al final del dren Sullana (A.A.H.H. Manuel Scorza, Jorge Basadre, Victor Raúl), presentan potencial de licuación, principalmente por la presencia de niveles freáticos poco profundos (inclusive afloramientos) y por las características del suelo, propias de un material aluvial.

CAPÍTULO II

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS BÁSICAS DE LAS ARENAS EÓLICAS

En el capítulo IV se expone el estudio de las propiedades físicas básicas (granulometría, contenido de finos, densidad y forma de las partículas) del suelo eólico de Piura. Por este motivo en este capítulo exponemos los conceptos de las propiedades antes mencionadas que permitan entender los datos numéricos que se presentan en el capítulo IV, y ubicarlos dentro de los valores usuales mencionados en este capítulo. Con la misma intención describimos el concepto de las propiedades mecánicas como la cohesión y el ángulo de fricción efectiva que posteriormente son evaluadas en el capítulo IV.

En este capítulo también mencionamos el efecto de los sismos en el suelo granular y el mecanismo que produce la licuación. Además exponemos las características de los suelos más susceptibles a licuar que permitan comparar con los valores del suelo eólico de Piura. Finalmente la metodología propuesta por Seed e Idriss para evaluar el potencial de licuación es presentada en este capítulo debido a que en el capítulo IV se evalúa la susceptibilidad a la licuación de dos columnas estratigráficas a través de este método.

2.1 Propiedades físicas

El suelo es un retículo de partículas sólidas que engloban huecos o poros, pudiendo éstos contener aire, agua o ambos a la vez, dando así lugar a:

- Suelo seco, cuando los huecos están llenos de aire.
- Suelo saturado, cuando los huecos están llenos de agua.
- Suelo parcialmente saturado, cuando los poros contienen agua y aire a la vez.

La Fig. 2.1 representa las distintas fases que constituyen un elemento de suelo.

Una fase del suelo, es una parte del mismo que es física y químicamente distinta a cualquier otra. El suelo es por tanto una materia multifase compuesta de:

- Sólidos (generalmente partículas minerales).
- Líquidos (generalmente agua).
- Gases (generalmente aire).

Para la resolución de los problemas de ingeniería es, a menudo, necesario conocer las proporciones en masa y en volumen de las distintas fases.

A pesar de que existen diferentes propiedades de los suelos, y combinaciones de las mismas, que son de interés para el ingeniero, la mayor parte de los sistemas de clasificación, que se han desarrollado, se basan en el tamaño de las partículas existentes en la masa de suelo, distinguiendo la existencia de tres tipos de suelos:

- De grano grueso, o suelos sin cohesión (arenas y gravas).
- De grano fino, o suelos con cohesión (limos y arcillas).
- Suelos orgánicos.

En suelos de grano grueso, el ensayo más utilizado es el análisis por tamizado del tamaño de las partículas, ya que el tamaño y la proporción en que se encuentran juega un papel fundamental en el comportamiento del suelo. En suelos de grano fino, el comportamiento del suelo está regido por la consistencia, tendencia de los granos a mantenerse unidos y la plasticidad, capacidad de deformarse sin rotura.

Más que por el tamaño de los granos en estos suelos, su comportamiento resulta influenciado por el contenido de agua (humedad) y en los ensayos utilizados se estudia el comportamiento del suelo con diferentes contenidos de agua.

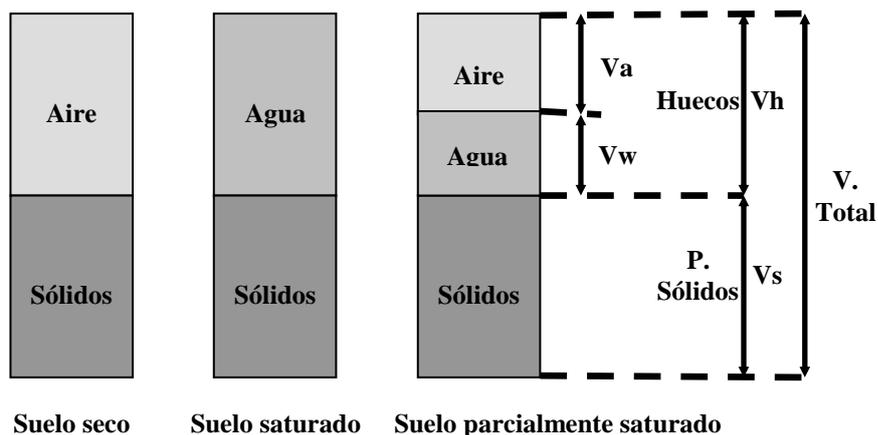


Fig. 2.1 Representación de las distintas fases que constituyen un elemento de suelo.

2.1.1 Granulometría

El ensayo granulométrico tiene por objeto clasificar el tamaño de las partículas y fijar, en porcentajes de su peso total, la cantidad de granos de distinto tamaño que contiene. Para ello se emplean los ensayos de tamizado, sedimentación y centrifugado.

La norma técnica para el análisis granulométrico por tamizado en el Perú es la NTP - 339 - 128 - 1999.

En función de dicho tamaño se obtiene la siguiente clasificación:

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

Fig. 2.2 Clasificación de suelos en función del tamaño de las partículas.

Ensayo de tamizado

El ensayo consiste en determinar la cantidad de suelo que pasa a través de un tamiz, con una malla dada, pero que es retenido en el siguiente, cuya malla tiene un diámetro ligeramente menor al anterior. Esta cantidad retenida se relaciona con el total de la muestra.

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz *Nº 200* (75μ) como un punto divisorio, es decir, las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad

retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz *Nº 200*. Cuando interese conocer la distribución de tamaños de las partículas inferiores a la abertura de dicho tamiz, habrá que recurrir a los ensayos de sedimentación o centrifugado (éste último utilizado tan sólo en investigación).

En muestras de un cierto tamaño, no siempre es posible que todas las partículas pasen a través del tamiz correspondiente, debido a que no se puedan orientar adecuadamente para pasar a través del mismo. Durante la preparación de la muestra puede ocurrir que las partículas más pequeñas no hayan sido totalmente separadas en el proceso de pulverización, e incluso las partículas más finas queden adheridas a las mayores y no pasar a través del tamiz adecuado.

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

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



Fig. 2.3 Tamizadora.

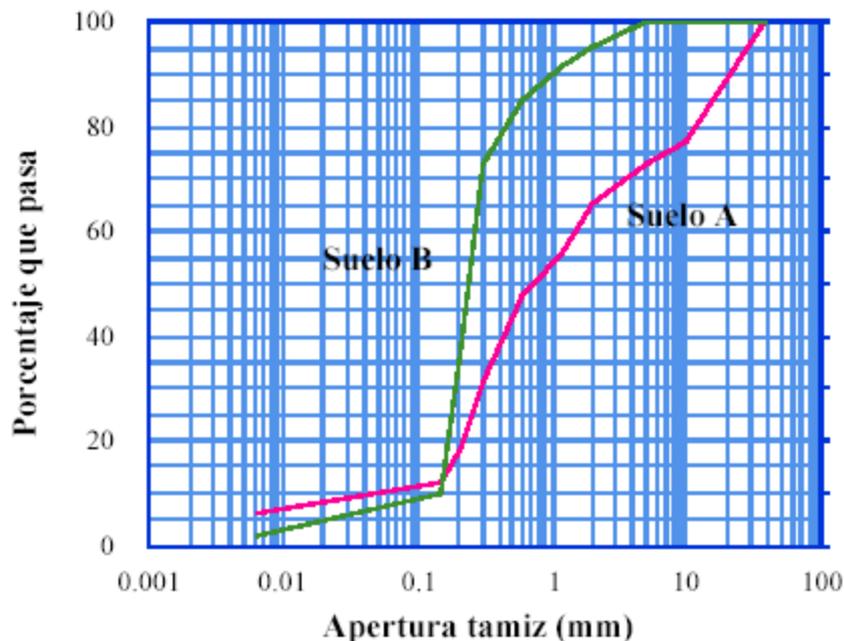


Fig. 2.4 Curva granulométrica.

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

- D_{10} o diámetro efectivo de la muestra, es el tamaño de las partículas que corresponde a un 10% en la curva granulométrica, es decir, el 10% de las partículas poseen un diámetro inferior a D_{10} , y representa el diámetro que deberían tener unas esferas ideales para tener el mismo efecto filtrante que el suelo considerado.
- D_{30} , el 30% de las partículas de la curva granulométrica poseen un diámetro inferior a D_{30} .
- D_{60} , el 60% de las partículas de la curva granulométrica poseen un diámetro inferior a D_{60} .

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

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

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

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

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

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

Analizando las curvas granulométricas podemos decir que si es una curva relativamente suave, suelo A de la Fig. 2.4, se trata de un suelo bien graduado (contiene proporciones aproximadamente iguales de todos los tamaños de partículas) mientras que si la curva tiene una parte importante con pendiente vertical, suelo B de la Fig. 2.4, estamos ante un suelo mal graduado (tiene una amplia proporción de partículas en una banda de tamaños estrecha).

El análisis granulométrico nos proporciona datos que rara vez son de aplicación inmediata a la resolución de los problemas prácticos.

No pertenece el análisis granulométrico, por lo tanto, a los llamados ensayos cuantitativos, de los cuales se deducen índices que expresan las propiedades mecánicas de los suelos, para, por medio del cálculo, determinar su comportamiento en unas condiciones dadas.

Es, en cambio, un “ensayo de identificación” que, en unión de otros, permite obtener una descripción en cifras del terreno, con lo cual pueden aprovecharse con seguridad los resultados de la experiencia, ya que así se pone de manifiesto cuándo dos suelos son realmente parecidos, y debe esperarse de ellos, por lo tanto, análogo comportamiento.

Se ha intentado clasificar los suelos partiendo, sólo, de los resultados del análisis granulométrico, introduciendo los porcentajes de arena, limo y arcilla en diagramas triangulares. Todo sistema de clasificación basado solamente en la granulometría puede conducir a errores, pues las propiedades físicas de la fracción más fina del suelo dependen de su mineralogía.

Por lo tanto este ensayo ha de ser completado por otros para poder dar una adecuada descripción del suelo. Sin embargo, la forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico del suelo.

Los suelos que han estado sometidos a la acción selectiva del viento tienen un coeficiente de uniformidad extraordinariamente pequeño, lo cual se pone particularmente de manifiesto en las dunas. La Fig. 2.5 es la microfotografía de una arena de los médanos del Sahara Español, y en ella puede apreciarse una extraordinaria uniformidad de tamaños, lo cual concuerda con la caída vertical de la curva granulométrica representada en la Fig. 2.6.

Los coeficientes de permeabilidad de arenas con estas características varía en el rango de 10^{-5} a 10^{-3} m/s.



Fig. 2.5 Arena de los médanos del Sahara español (5 aumentos), muestra tomada por Don Luis Valero.

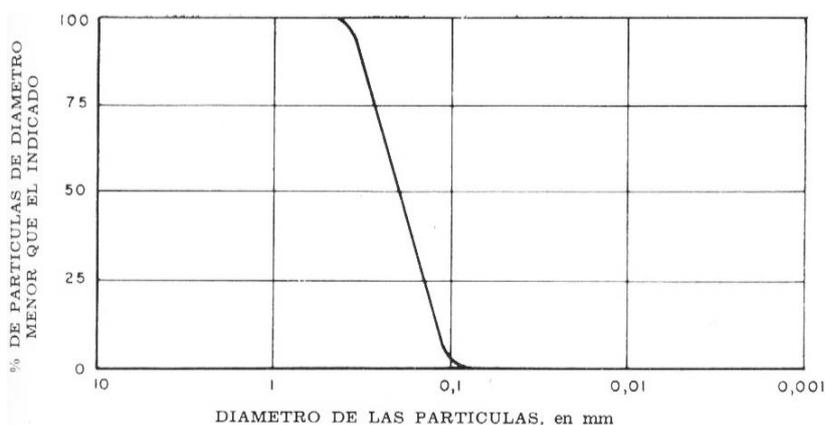


Fig. 2.6 Curva granulométrica de la arena de la figura 2.4. Obsérvese la caída casi vertical.

2.1.2 Contenido de finos

Arenas finas limpias y arenas finas limosas no plásticas conteniendo menos del 5% que pasa el tamiz N°200 son los suelos más susceptibles a licuar. Esto debido a que ellos están depositados probablemente en condición suelta y tienen una permeabilidad suficientemente baja como para no permitir el drenaje durante el periodo de la sacudida en zonas en las que están hasta profundidades por debajo de 5 m desde los límites de la superficie de drenaje. Arenas gruesas y gravas son menos probable que las arenas finas a encontrarse con relaciones de vacío muy altas, su mayor permeabilidad las hace capaces de drenar rápidamente a menos de que ellas estén limitadas por capas impermeables. El potencial de licuación de las arenas con un contenido más alto que 5% depende la cantidad y de la plasticidad de los finos. Los finos plásticos impiden la separación de los granos de arena durante la sacudida y debido a esto se incrementa la resistencia a la licuación. Depósitos de arena pobremente graduadas son más susceptibles a la licuación que las arenas bien graduadas, debido a que las primeras son más probables a estar en una condición suelta de modo que durante el corte es requerida una considerable contracción del suelo para hallar interferencia con los granos adyacentes. Las arenas bien graduadas

son menos susceptibles debido a que ellas están probablemente en una forma estructural más estable bajo las condiciones naturales de deposición.

Sobre la base de los resultados de los análisis por tamizado en suelos que licuaron y que no licuaron durante los terremotos pasados, Tsuchida (1970) propuso las curvas granulométricas límite mostradas en la Fig. 2.21, el límite inferior refleja la influencia de los limos plásticos en disminuir la habilidad de la arena a contraerse durante la sacudida del terremoto.

En el caso de las arenas eólicas de Piura además de que tienen un contenido de finos menor a 4%. Estos finos no tienen plasticidad debido a ello estos finos no contribuyen en modo alguno a impedir la separación de los granos de arena.

2.1.3 Densidad relativa (D_r)

Tiene importancia en arenas y gravas, se obtiene en relación a los estados de máximo y mínimo empaquetado.

El índice de poros de una masa estable de esferas iguales depende de la forma en que estén dispuestas. En la disposición más densa posible, es igual a 0.35, y en el estado más flojo a 0.92.

En el caso de un suelo arenoso existe, igualmente, una densidad seca máxima y una densidad seca mínima. En la Tabla 2.1 indicamos estos valores para diversos suelos granulares.

A igualdad de las demás propiedades, las densidades máxima y mínima son tanto mayores cuanto menos angulosas son las partículas (influye mucho), cuanto mayor es el tamaño, y cuanto mayor es el coeficiente de uniformidad (Koerner, 1970).

Para colocar un suelo granular a su densidad máxima se compacta en tres capas mediante un martillo neumático en un molde de Proctor (Fig. 2.7) si se trata de arena o en un molde de C.B.R. si se trata de grava.

Para depositarlo a su densidad mínima se vierte la arena mediante un embudo sobre un molde de un litro, manteniendo la salida del embudo lo más cerca posible de la superficie de la arena, pero permitiendo que ésta caiga libremente (Fig. 2.8). El embudo debe mantenerse en el eje del molde. Al final se enrasa cuidadosamente. La masa del suelo que llena el molde en kilogramos nos da directamente la densidad mínima en g/cm^3 .

Se llama “densidad relativa” de una arena, a la relación:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

e_{\max} = índice de poros correspondiente a la densidad mínima.

e_{\min} = índice de poros correspondiente a la densidad máxima.

e = índice de poros de la arena.

Es fácil demostrar que:

$$Dr = \frac{\rho_{\max}}{\rho_d} * \frac{\rho_d - \rho_{\min}}{\rho_{\max} - \rho_{\min}}$$

Cuando $e = e_{\max}$ $Dr = 0$

Cuando $e = e_{\min}$ $Dr = 1$

Es más corriente expresar el índice de densidad como porcentaje, multiplicando el valor antes definido por 100.

Esta característica del suelo o, mejor dicho, del estado en que se encuentra, tiene una gran significación. Cuanto mayor es esta característica, la compresibilidad del suelo es menor y mayor su resistencia, pero, además, la posibilidad de fenómenos muy peligrosos, tales como la licuefacción y el colapso, los cuales se encuentran estrechamente ligados a los estados caracterizados por valores de densidad relativa bajos.

Según este parámetro, el estado de los suelos puede calificarse de la siguiente manera:

Dr (%)	Estado del suelo
Muy suelto	0-15
Suelto	15-35
Medio denso	35-65
Denso	65-85
Muy denso	85-100

Tabla 2.1
Valores típicos de las densidades máxima y mínima en suelos granulares

Descripción	Índice de poros		Porosidad (%)		Densidad seca (*) (g/cm ²)	
	e_{\max}	e_{\min}	n_{\max}	n_{\min}	P_{\min}	P_{\max}
Esferas uniformes	0.92	0.35	47.6	26.0		
De arena media a grava fina, muy uniforme (Cu < 1.3), angulosa	1.06-1.25	0.64-0.69	51-55	39-41	1.18-1.29	1.57-1.62
Arena uniforme, de subredondeada a angulosa	0.72-1.15	0.37-0.60	42-53	27-37	1.23-1.54	1.66-1.93
Arena media bien graduada	0.85-1.27	0.35-0.39	46-56	26-28	1.17-1.43	1.91-1.96
Arena gruesa bien graduada	0.79-0.82	0.30-0.39	44-45	23-26	1.46-1.48	1.96-2.04
Arena conchífera gruesa, bien graduada	1.19	0.54	54	35	1.25	1.78
Zahorra sobredondeada (Skermer y Hillis, 1970)	0.55-0.52	0.29-0.25	36-34	23-20	1.79-1.83	2.15-2.23
Grava uniforme redondeada (Skermer y Hillis, 1970)	0.79	0.51	44	34	1.55	1.84

(*) La densidad seca se ha obtenido a partir de la porosidad $G = 2.65$. Son excepciones la arena conchífera, la zahorra y la grava, en las cuales la porosidad se ha obtenido a partir de la densidad seca tomando el valor exacto de G .

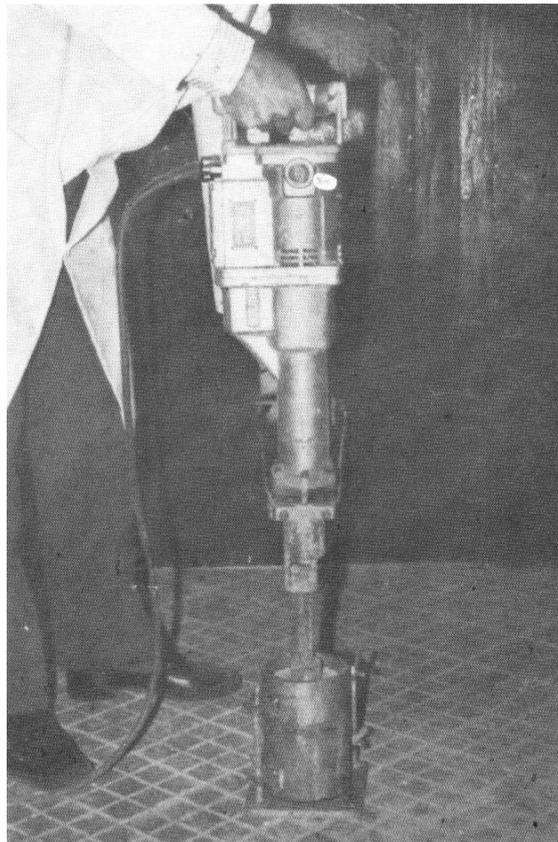


Fig. 2.7 Determinación de la densidad máxima.

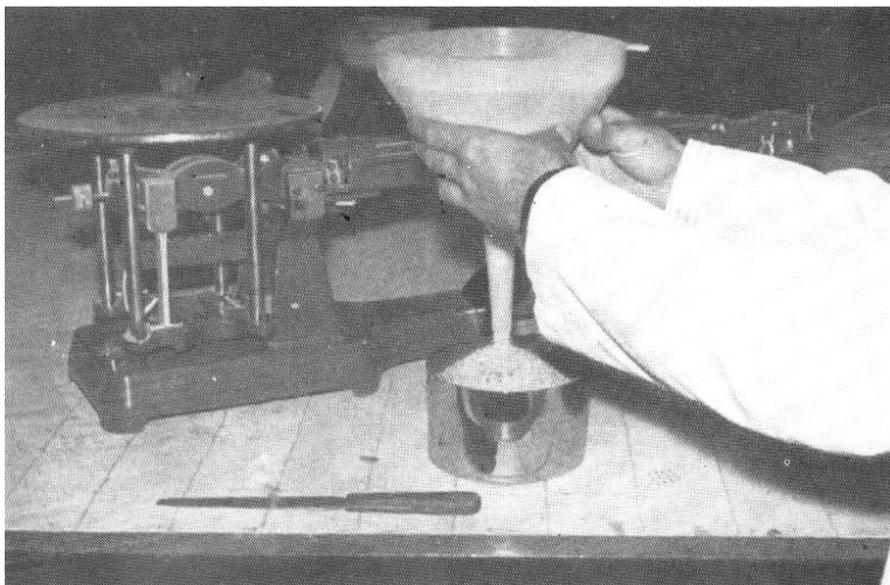


Fig. 2.8 Determinación de la densidad mínima.

2.1.4 Forma de las partículas

Los granos de un tamaño mayor a 0.06 milímetros pueden ser examinados a simple vista o por medio de una lupa y constituyen la fracción gruesa del suelo.

Los granos comprendidos entre 0.06 milímetros y 2 micrones (1 micrón = 0.001 milímetro) pueden ser examinados con la ayuda del microscopio y constituyen la fracción fina de los suelos.

Los granos menores de 2 micrones constituyen la fracción muy fina. De estos los comprendidos entre 2 micrones y 0.1 micrón pueden ser distinguidos con el microscopio, aunque no se llegue a percibir su forma. Para los granos menores de un micrón ésta puede ser determinada con el microscopio electrónico, e investigada su estructura molecular por medio de los rayos X.

Según Krumbrein y Sloss (1955) las partículas se clasifican por su forma y por su redondeamiento. Esto último se refiere al estado de su superficie. La clasificación ha de hacerse visualmente, observando el material con una lupa o microscopio, si fuera necesario. La Fig. 2.9 es la plantilla en la que se basa.

Depósitos de arena con granos redondeados o subredondeados son más susceptibles a licuar que aquellos con granos angulosos.

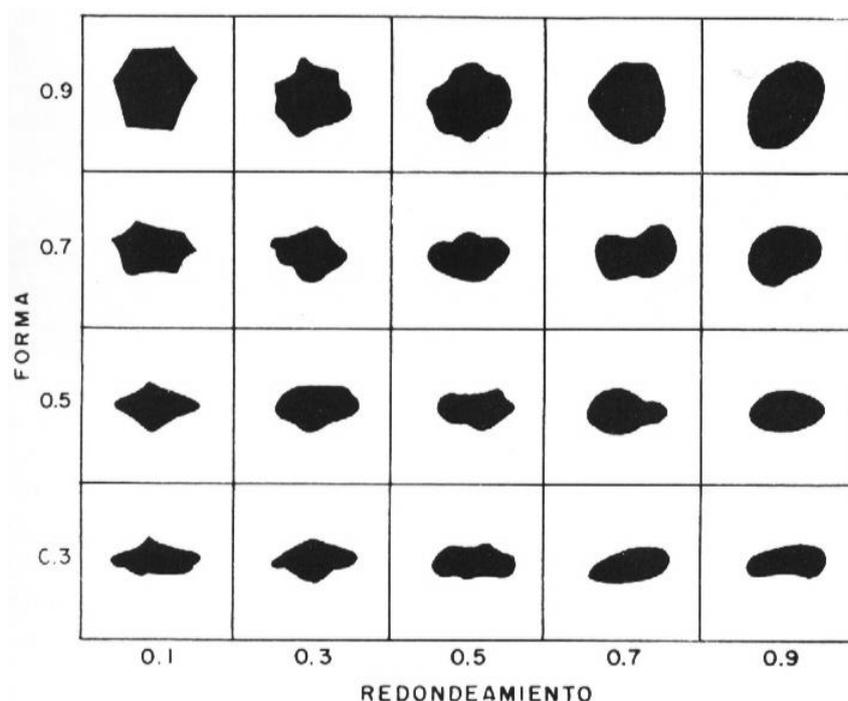


Fig. 2.9 Clasificación de las partículas por su forma y redondeamiento (Según Krumbrein y Sloss, 1955).

2.1.5 Coeficiente de permeabilidad

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables. La circulación de agua a través de una masa obedece también aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre una arena limpia y un granito sano es, en este concepto, una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como lo son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén. Hasta la permeabilidad de un hormigón denso o de una roca sana puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce presión sobre el material poroso a través del cual circula, y esta presión, que se conoce con el nombre de presión de filtración, puede llegar a ser muy alta. El concepto generalizado y erróneo de que la arcilla compacta y el hormigón denso son impermeables, se debe a que la cantidad de agua que escurre a través del material es tan pequeña que, en el caso de superficies expuestas al aire, esta se evapora totalmente aunque la atmósfera este muy húmeda y la superficie tiene aspecto de estar seca. Sin embargo, y dado que los efectos mecánicos del escurrimiento son independientes de la velocidad de circulación del agua, la ausencia de una descarga visible no es una indicación de que no existan presiones de filtración. Una manifestación notable de este hecho ocurre a veces en excavaciones efectuadas en limos muy finos. A pesar de que la permeabilidad es muy baja, una pequeña variación en la presión del agua de sus poros puede resultar suficiente para transformar una gran cantidad del material en una masa semilíquida.

El coeficiente de permeabilidad es una de las propiedades más importantes y que más difiere de unos suelos a otros. Quizá una de las causas principales del radicalmente diferente comportamiento de una arena y una arcilla sea el que la arcilla es mucho más impermeable.

Con frecuencia interesa conocer el coeficiente de permeabilidad de una arena saturada a partir de fórmulas empíricas, bien sea para detectar posibles errores de medida en los ensayos de permeabilidad, o bien para tener una idea previa del orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad con objeto de seleccionar las muestras sobre las que se deben desarrollar ensayos.

Entre estas fórmulas, la más antigua es la clásica de Hazen, que puede ser expresada de la siguiente manera:

$$k(\text{cm} / \text{seg}) = 100D_{10}^2$$

siendo D_{10} el tamaño correspondiente al 10% de la curva granulométrica en cm.

Esta fórmula fue hallada por Hazen en arenas uniformes cuyo tamaño D_{10} oscilaba entre 0,1 y 3 mm.

El valor 100 de la constante, recomendado por Hazen, es el medio de una constelación de resultados que se agrupaban entre 81 y 117, con valores extremos hasta de 41 y 146.

Pedemos citar los siguientes valores típicos del coeficiente de permeabilidad de los suelos:

Tabla 2.2
Valores del coeficiente de permeabilidad

Tipo de suelo	k (cm/s)	Notas
Gravas	> 1	
Arenas gruesas	$1 - 10^{-1}$	
Arenas medias	$10^{-1} - 10^{-2}$	} Se pueden drenar mediante bombeo.
Arenas finas	$10^{-2} - 10^{-3}$	
Arenas limosas	$10^{-3} - 10^{-4}$	} Drenaje muy escaso.
Turba	$3.8 \times 10^{-3} - 10^{-7}$	
Limos, arcillas meteorizadas	$10^{-4} - 10^{-7}$	
Muestras inalteradas de limos y arcillas yesíferas de la autopista Zragoza-alfajarín	$1.5 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-6}$	
Terraplén compacto impermeable	$10^{-6} - 10^{-8}$	
Arcillas no meteorizadas	$10^{-7} - 10^{-9}$	

2.2 Propiedades mecánicas

2.2.1 Cohesión y ángulo de fricción efectiva

Criterio de rotura de Coulomb

En el año 1773, Coulomb estableció, por primera vez, un criterio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante, τ_f , en un elemento plano a través de un suelo, mediante una expresión que, escrita con la nomenclatura hoy corriente, es:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad [2.1]$$

siendo:

- c = una constante llamada “cohesión” del suelo.
- σ = la tensión normal al plano.
- ϕ = una constante llamada “ángulo de rozamiento interno” del suelo.

Tensiones en un punto. La envolvente de Mohr. El criterio de rotura de Mohr-Coulomb. El círculo de Mohr

El estado de tensiones en un punto de un cuerpo continuo viene dado por la elipsoide de tensiones.

El criterio de rotura de Coulomb nos permite averiguar cuándo se ha producido la rotura en un plano elemental determinado. En numerosos cuerpos sólidos se encuentra que la relación entre las tensiones tangencial y normal que producen la rotura no es lineal, sino que sigue una curva del tipo indicado en la Fig. 2.10, llamada “envolvente de Mohr”.

El “criterio de rotura de Mohr-Coulomb” nos dice que en un punto cualquiera de un cuerpo continuo se produce la rotura cuando en algún plano que pase por dicho punto existe la combinación de tensiones definida por la envolvente de Mohr.

Consideremos el haz de planos que contienen a la tensión principal intermedia. Si dibujamos en unos ejes coordenados, en abscisas las tensiones normales y en ordenadas las tangenciales que actúan sobre dichos planos, encontramos que los puntos correspondientes se encuentran en una circunferencia (Fig. 2.10). Dicha circunferencia corta al eje de las x en dos puntos de abscisas σ_3 y σ_1 , respectivamente. Este círculo es el “círculo de Mohr” del haz de planos que contienen a la tensión principal intermedia. Los puntos que representan las tensiones correspondientes a todos los demás planos que pasan a través del punto considerado son interiores a este círculo. Por ello, la rotura se producirá, de acuerdo con el criterio Mohr-Coulomb, cuando el círculo de Mohr antedicho sea tangente a la envolvente de Mohr.

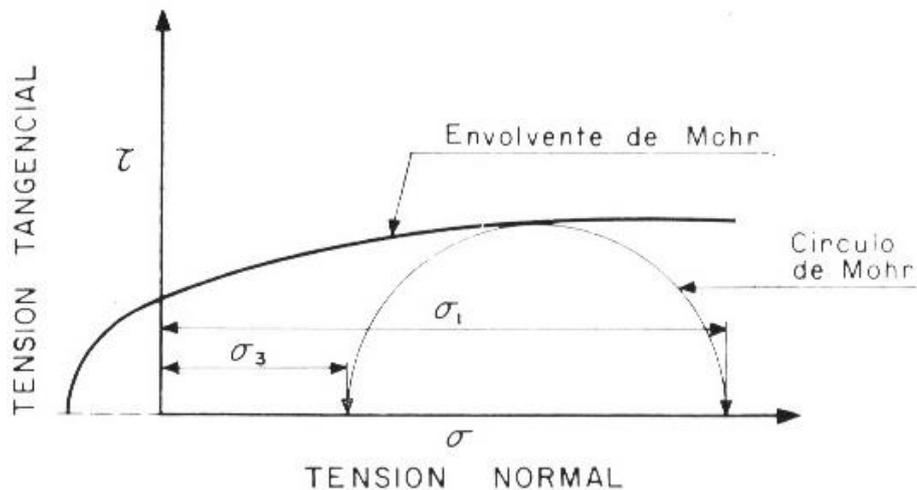


Fig. 2.10 Envolvente de Mohr y círculo de Mohr de los planos que pasan por la dirección de la tensión principal intermedia.

Convenio de signos. Estudio del círculo de Mohr

Aceptado provisionalmente el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, habrá que admitir correlativamente que la situación respecto a la rotura dependerá tan solo del círculo

de Mohr de los planos que pasan a través de la tensión principal intermedia. Desde ahora en adelante, al hablar del círculo de Mohr nos referiremos a él.

La Fig. 2.11a representa un triángulo elemental de una masa sometida a tensiones. La tensión principal intermedia es perpendicular al plano del dibujo, y trabajamos por unidad de longitud perpendicular a dicho plano.

En geotecnia, al contrario de lo que sucede en Resistencia de Materiales, se consideran las compresiones positivas y las tracciones negativas. En cuanto a los esfuerzos cortantes, se consideran positivos si se ven girar, desde el lado opuesto del plano elemental a aquel en que actúan, en sentido antihorario. El esfuerzo cortante representado en la Fig. 2.11a será, pues, positivo.

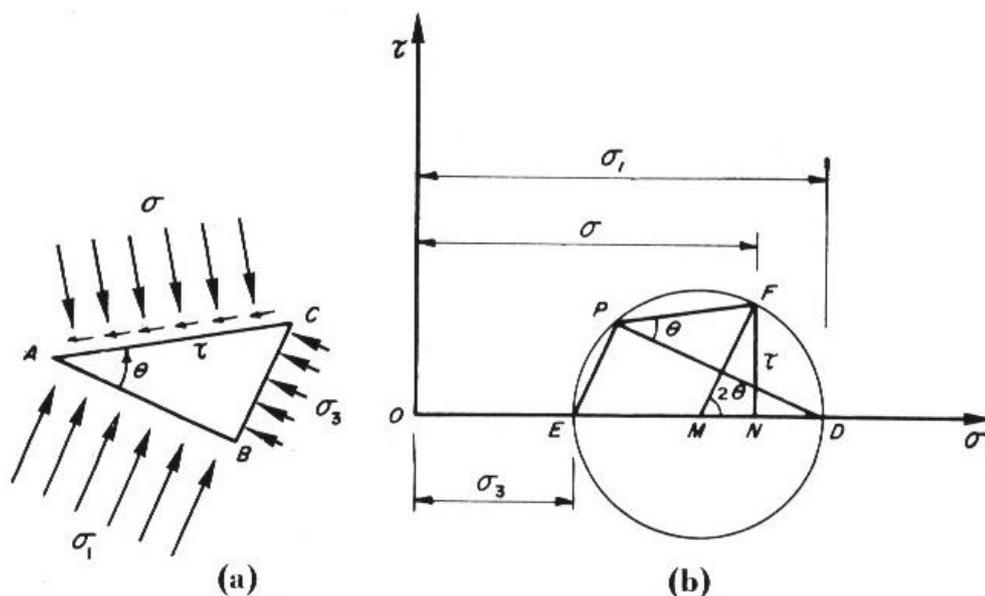


Fig. 2.11 (a) Triángulo elemental de una masa sometida a tensiones. (b) Diagrama de Mohr correspondiente a la figura (a).

En la misma figura se representan los planos sobre los que actúan las tensiones principales mayor, σ_1 , y menor, σ_3 . Llamaremos a estos planos, plano principal mayor y plano principal menor, respectivamente. El diagrama de Mohr, con el convenio de signos indicado, permite una excelente visión de la orientación de los diversos planos. Supongamos que la Fig. 2.11b representa el círculo de Mohr correspondiente al estado de tensiones de la Fig. 2.11a. Si a través del punto D, cuya abscisa es la tensión principal mayor, trazamos una recta paralela a la orientación conocida del plano principal mayor, AB, esta recta corta a la circunferencia de Mohr en un punto P, llamado “polo”. Si trazamos por P una recta perpendicular a PD, esta recta será paralela al plano horizontal menor, BC, y cortará a la circunferencia en el punto E, cuya abscisa es la tensión principal menor. En general, “cualquier línea trazada por el polo paralelamente a un plano arbitrario corta a la circunferencia de Mohr en el punto que representa el estado de tensiones correspondiente a dicho plano”.

En efecto, si proyectamos las fuerzas que actúan en el triángulo de la Fig. 2.11a sobre la perpendicular a AC y sobre AC, respectivamente, deduciremos:

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

Si PF es paralela a AC, las coordenadas del punto F serán:

$$\tau = FN = MF \sin 2\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

$$\sigma = ON = OM + MN = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta$$

Vemos, pues, que las coordenadas del punto F representan, efectivamente, las tensiones sobre AC.

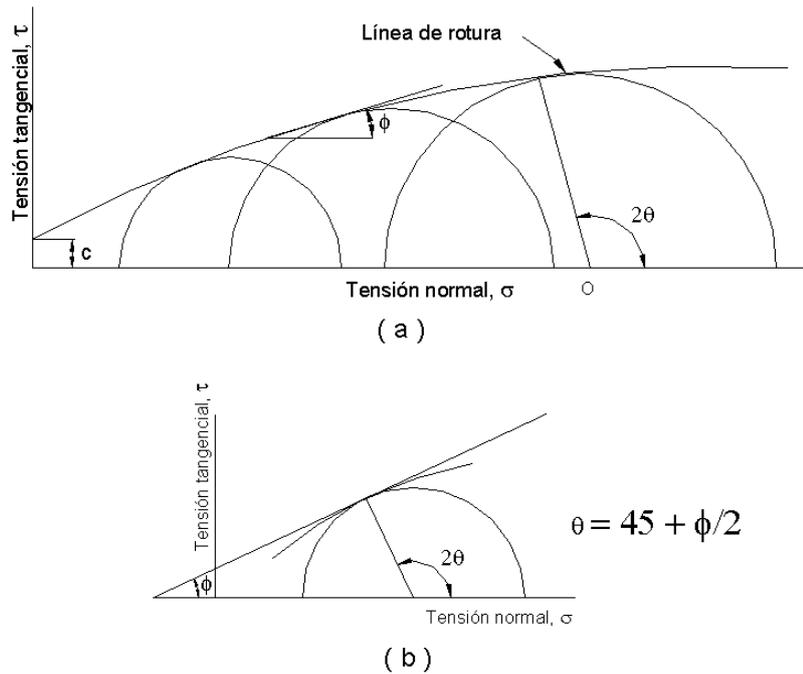


Fig. 2.12 (a) Envolvente de rotura de una serie de circunferencias de rotura; (b) Relación entre los ángulos θ y ϕ .

Cuando se conducen una serie de ensayos y se dibujan, para cada uno de ellos, las circunferencias de tensiones que corresponden al estado de rotura, al menos un punto de cada circunferencia representa la combinación tensión normal y de corte asociada con la rotura. Si el número de ensayos aumenta indefinidamente y el material es homogéneo e isótropo, resulta evidente que la envolvente de las circunferencias de rotura (Fig. 2.12b) representa el lugar geométrico de los puntos asociados con la rotura de las probetas. La

envolvente se conoce como *la línea de rotura* o *la línea de resistencia intrínseca* y, para un material dado, depende de las condiciones específicas que corresponden a la serie de ensayos ejecutados.

De la geometría de la Fig. 2.12b se puede ver que para cualquier circunferencia de rotura:

$$2\theta = 90^\circ + \phi$$

Por consiguiente, el ángulo entre el plano en que se produce la rotura y el plano de la tensión principal mayor es:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad [2.2]$$

Evaluación de c y ϕ

Las ecuaciones [2.1] y [2.2] son válidas solamente si $tg\phi$ tiene el mismo valor para cualquier sección plana que pasa por un punto dado del material solicitado. Si los vacíos de un suelo isotrópico están ocupados solamente por aire bajo presión atmosférica, esta condición se satisface. En cambio, si están ocupados con un líquido bajo una tensión u , una parte de σ (ecuación [2.1]) la soportan los componentes sólidos, esta parte tiene un valor definido por σ' , mientras que la diferencia $\sigma - \sigma' = u$ la soporta el líquido que tiene $tg\phi = 0$. La relación σ'/u es distinta para las diferentes secciones que pasan por un mismo punto, de modo que la ecuación de la línea de rotura de Mohr es válida solo en la condición de que σ en la ecuación 2.1 se reemplace por la tensión efectiva $\sigma' = \sigma - u$, con lo cual:

$$\tau = c + (\sigma - u) tg\phi = c + \sigma' tg\phi \quad [2.3]$$

Ecuación que se designa como la ecuación revisada de Coulomb (Terzaghi, 1938).

La expresión de rotura expresada por la ecuación [2.3] se corresponde con el diagrama de Mohr, cuando se supone que la línea de resistencia intrínseca es una recta (Fig. 2.13).

Cuando las abscisas del diagrama de Mohr representan presiones efectivas σ' y la línea de rotura es una recta, la inclinación de dicha línea se conoce usualmente como el ángulo de resistencia al corte ϕ del material y la intersección al origen para $\sigma' = 0$ se llama comúnmente la cohesión. Los materiales que satisfacen estrictamente estas condiciones se denominan *materiales plásticos ideales*. Sus características de corte se definen por medio de dos parámetros: c y ϕ .

El valor de ϕ de la ecuación [2.3] se supone una propiedad del material. Pero en realidad la parte $\sigma' tg\phi$ de la resistencia al corte representa el resultado combinado de dos componentes muy diferentes. Un componente es $tg\phi$, en el cual ϕ , el ángulo de fricción entre las partículas en sus puntos de contacto, depende de la composición de las partículas y del líquido que ocupan los vacíos (Horn y Deere, 1963). Prácticamente no se necesita

deformación alguna para movilizar esta parte de resistencia al corte. La segunda componente, mucho más importante, depende de la forma de los granos y del grado de trabazón de las partículas situadas en correspondencia con la superficie de deslizamiento. Su magnitud es una función de la densidad relativa y del índice de liquidez del material. La movilización de este componente está asociada con el desplazamiento por rotación relativa de las partículas y requiere por tanto una deformación considerable. Más aún, una vez que se ha desarrollado una superficie de deslizamiento, el desplazamiento subsiguiente supone un grado de trabazón entre los granos situados en correspondencia con la superficie de deslizamiento, cada vez menos íntimo del que existía en el instante en que se inició la rotura. En los suelos cohesivos, la rotura está además comúnmente ligada a una disminución de la cohesión. Por consiguiente, si se excluyen las arenas sueltas no cohesivas, en todos los otros suelos el deslizamiento va asociado con una disminución permanente de la resistencia al corte a lo largo de la superficie de rotura. Este hecho explica las características engañosas respecto de la aparente estabilidad de aquellos taludes en los cuales ya se han producido deslizamientos con anterioridad.

En la mecánica de suelos, la solución matemática de prácticamente todos los problemas de estabilidad va precedida de la determinación experimental de los valores de c y ϕ , con el subsecuente reemplazo del suelo real por un material plástico ideal al cual se le asignan los parámetros de corte c y ϕ . Estos reemplazos suponen la hipótesis de que ambos c y ϕ son independientes de la deformación e implican que los suelos no rompen hasta que la tensión de corte en todos los puntos de una superficie potencial de deslizamiento continua alcanza el valor τ definido por la ecuación [2.3].

2.2.2 Coeficientes de empuje del suelo

En este punto se trata la presión lateral o empuje de las tierras sobre estructuras de retención, tales como los muros de sostenimiento o las entibaciones de excavaciones a cielo abierto; de la resistencia de las tierras al desplazamiento lateral; de la capacidad de carga de los suelos, y de la estabilidad de los taludes. Los problemas de este tipo solo requieren la determinación del coeficiente de seguridad respecto a rotura, y su solución se obtiene comparando dos conjuntos de fuerzas: las que tienden a producir la rotura y las que tienden a impedirla. Esta operación se llama cálculo de estabilidad. Para hacer un cálculo de estabilidad se necesita determinar la posición de la superficie potencial de deslizamiento y computar o estimar la resistencia a lo largo de dicha superficie.

La resistencia unitaria τ_f al deslizamiento depende no solo del tipo de suelo sino también de la presión normal efectiva σ' en la superficie de deslizamiento y de un número de otros factores. La selección del valor apropiado de τ_f que corresponde a un problema particular requiere experiencia y criterio. No obstante se puede obtener corrientemente una aproximación razonable utilizando una de las siguientes expresiones:

$$\tau_f = (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi, \text{ para arenas sin cohesión.}$$

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi, \text{ para arcillas preconsolidadas y suelos arcillosos no saturados.}$$

$$\tau_f = 1/2 qu = c, \text{ para arcillas normalmente consolidadas y otros suelos arcillosos saturados cuando prevalece la condición no drenada } (\phi = 0).$$

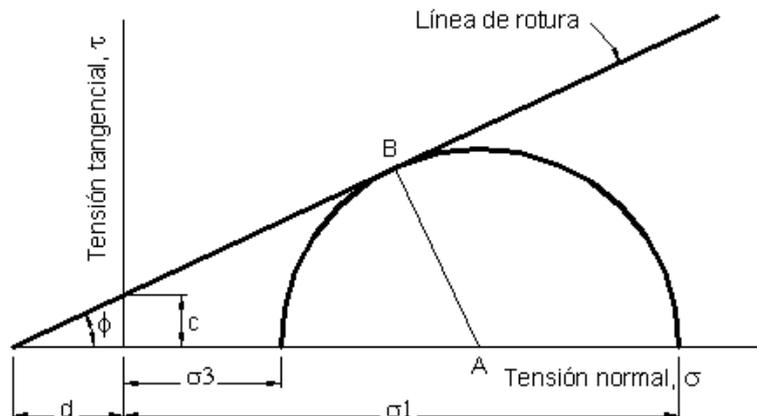


Fig. 2.13 Diagrama de Mohr de rotura para el caso en que la línea envolvente es una recta.

La condición de rotura expresada por la ecuación [2.3] se corresponde con el diagrama de Mohr, cuando se supone que la línea de resistencia intrínseca es una recta (Fig. 2.13). Por consiguiente, en el instante de la rotura, existe una relación definida entre la presión principal mayor σ_1 y la menor σ_3 , que se deriva por geometría como sigue:

$$\sigma_1 + d = OA + AB = OA(1 + \operatorname{sen} \phi)$$

$$\sigma_3 + d = OA - AB = OA(1 - \operatorname{sen} \phi)$$

de estas expresiones resulta:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + d \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} - 1 \right)$$

pero como:

$$d = c \frac{\cos \phi}{\operatorname{sen} \phi} = c \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}}{\operatorname{sen} \phi}$$

se obtiene:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

llamando:

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

resulta:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

La cantidad N_ϕ es conocida como el valor de fluencia. Si $c = 0$,

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi$$

y si $\phi = 0$,

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2c$$

Estados de equilibrio plástico

Conceptos fundamentales

Una masa de suelo está en estado de equilibrio plástico si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura. Rankine (1857) investigó los estados de tensión correspondientes a aquellos estados de equilibrio plástico que producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semiinfinita de suelo sujeta solo a su propio peso. Los estados de equilibrio plástico similares a los considerados por Rankine se denominan *estados de equilibrio plástico de Rankine*. Los estados de equilibrio de Rankine, aplicables a una masa semiinfinita, tiene como propósito principal servir como introducción a estados más complicados de equilibrio plástico, que son los que tienen importancia práctica.

Los estados de equilibrio plástico de Rankine están representados en la Fig. 2.14. en ella, AB representa la superficie horizontal de una masa semiinfinita de arena sin cohesión de peso unitario γ , y E un prisma de arena de base unitaria y de altura z . Como el prisma es simétrico con respecto a cualquier plano vertical, la presión normal en la base

$$p_v = \gamma z \quad [2.4]$$

es una tensión principal y las presiones p_h , normales a las caras verticales, son también tensiones principales.

Según lo establecido como $\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi$, en un material sin cohesión ($c = 0$), la relación entre las dos tensiones principales no puede exceder el valor

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N_\phi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

La presión vertical p_v de la masa de arena indicada en la Fig. 2.14a puede ser tanto la tensión principal mayor como la menor, es decir que la relación $K = p_h / p_v$ puede adquirir cualquier valor entre los límites:

Cuando la masa se expande, dos secciones verticales cualesquiera ab y cd se separan y el valor de K disminuye hasta que alcanza el valor K_A (ecuación [2.5]). En ese preciso momento, la arena entra en el estado activo de Rankine y a una profundidad cualquiera z, la presión horizontal se hace igual a:

$$p_h = K_A p_v = K_A \gamma z = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad [2.8]$$

El valor K_A se denomina el *coeficiente del empuje activo de las tierras*. La Fig. 2.14b indica para este estado de distribución sobre las caras y la base de un elemento cualquiera E. Una mayor expansión de la masa de arena no produce efecto alguno sobre el valor de p_h (ecuación [2.8]), pero da origen a un deslizamiento a lo largo de dos conjuntos de superficies planas como las indicadas a la derecha de la Fig. 2.14a y que, según lo establecido en la ecuación [2.2], intersectan la dirección de la tensión principal menor con un ángulo de $45^\circ + \phi/2$. Como esta tensión principal es horizontal, en el caso del estado activo de Rankine, los planos de deslizamiento forman con la misma un ángulo de $45^\circ + \phi/2$. El conjunto de rectas formadas por las trazas de los planos de deslizamiento, sobre una sección vertical paralela a la dirección de expansión, se denomina *esquema de los deslizamientos*.

Una compresión horizontal de toda la masa de arena produce un movimiento de ab hacia cd, como lo muestra la Fig. 2.14c y, como consecuencia la relación $K = p_h / p_v$ aumenta. Tan pronto como K se hace igual a K_P (ecuación [2.6]) se llega al estado pasivo de Rankine y, a una profundidad cualquiera z, la presión horizontal alcanza el valor:

$$p_h = K_P p_v = K_P \gamma z = \gamma z N_\phi \quad [2.9]$$

en el que K_P es el *coeficiente del empuje pasivo de las tierras*.

Como la tensión principal menor del estado pasivo de Rankine es vertical, las superficies de deslizamiento se elevan formando un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal, como lo muestra la Fig. 2.14c.

Los estados activos y pasivos de Rankine constituyen los dos estados límites del equilibrio de las arenas. Todo estado intermedio, incluido el estado de reposo, se denomina estado de equilibrio elástico.

Estados locales de equilibrio plástico

Los estados de Rankine ilustrados en la Fig. 2.14 se produce cuando todo material de una masa semiinfinita de arena se comprime o expande uniformemente, y se denomina *estados generales de equilibrio plástico*. En un estrato real de arena no es posible producir un estado general de equilibrio plástico, a menos de que el mismo derive de fenómenos geológicos como la compresión horizontal de la base rocosa de una capa de arena por fuerzas tectónicas. Efectos locales, tales como el desplazamiento de muros de

sostenimiento, no producen cambio radical alguno en las tensiones interiores de la arena, salvo en las cercanías inmediatas a la fuente de los fenómenos. El resto de la masa de arena permanece en estado de equilibrio elástico.

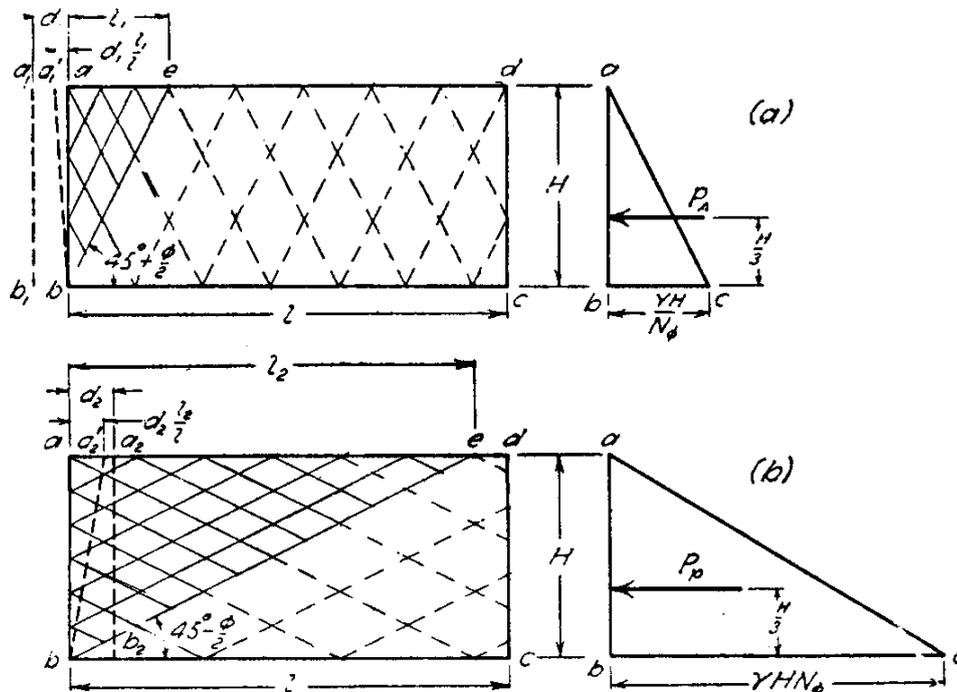


Fig. 2.15 (a) Diagramas que representan el estado activo local de Rankine en arena contenida en una caja rectangular; (b) los mismos diagramas para el estado pasivo local de Rankine.

Los estados locales de equilibrio plástico pueden derivar de procesos de deformación muy distintos. A su vez, los estados de tensión resultantes en la zona plástica y la forma misma de dicha zona dependen preponderantemente del tipo de deformación que los causa y del grado de rugosidad de la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de sostenimiento. Estos factores constituyen las *condiciones de deformación* y las *condiciones de borde* y sus influencias prácticas están ilustradas en las Fig. 2.15 y 2.16.

La Fig. 2.15a representa un corte vertical de un cajón prismático de una longitud l igual a la distancia entre las secciones ab y cd de la Fig. 2.14. Si en el cajón se deposita arena por un procedimiento similar al que dio lugar a la formación de la masa semiinfinita representada en la Fig. 2.14, las tensiones internas de ambas masas, mientras permanezcan en reposo en estado de equilibrio elástico, serán idénticas.

Para cambiar el estado de la masa semiinfinita de arena de la Fig. 2.14a y llevarla del reposo al estado activo de Rankine, es necesario trasladar la sección vertical ab en una distancia d_1 . Si se desea hacer lo mismo con la arena contenida en el cajón de la Fig. 2.15a, será necesario también desplazar la pared ab en la misma distancia, ya que así lo requiere la condición de deformación. A medida que la pared ab (Fig. 2.15a) se desplaza, la altura

de la masa de arena decrece y su longitud aumenta. Esto crea movimientos relativos entre la arena y todas las superficies de las caras del cajón en contacto con la misma y produce, si las superficies son rugosas, tensiones tangenciales verticales y horizontales. Como en el estado activo de Rankine las tensiones tangenciales en dichos planos son nulas, este estado no es posible a menos de que las caras y el fondo del cajón sean perfectamente lisos. Este requerimiento constituye la condición de borde necesaria para que la masa de arena del cajón pueda alcanzar el estado activo de Rankine. Si se satisface, dicho estado se alcanza tan pronto como ab llega a la posición a_1b_1 . La expansión unitaria del suelo es entonces d_1/l . Cualquier movimiento adicional de la pared dará lugar a un desplazamiento de las partículas de suelo según dos conjuntos de superficie, indicadas en las líneas punteadas en la Fig. 2.15a, sin que por ello cambien las tensiones internas de la masa.

Si la pared ab es perfectamente lisa pero la base del cajón es rugosa, la arena situada entre la pared ab y la superficie potencial de deslizamiento bc puede deformarse libremente de la misma forma que lo haría si la base fuese lisa. Las tensiones internas en el resto de la arena no resultan materialmente modificadas, pues la fricción a lo largo de la base impide que se produzca la deformación requerida. Por lo tanto, un desplazamiento hacia afuera de la pared ab produce un estado activo de Rankine solamente dentro de la cuña abc . Como el ancho de la cuña aumenta de cero en la base a un valor l_1 en la superficie, la expansión unitaria d_1/l que se requiere para producir un estado activo se alcanza tan pronto como ab pasa a la posición $a_1'b$ (Fig. 2.15a). Esta es la condición de deformación necesaria para este caso. Si la pared ab se desplaza más allá de $a_1'b$, la cuña de suelo se mueve a lo largo de un plano de deslizamiento b_1e , que forma con la horizontal un ángulo de $45^\circ + \phi/2$.

Si las paredes y la base del cajón son perfectamente lisas, y se empuja la pared ab contra la arena, toda la masa pasa al estado pasivo de Rankine (Fig. 2.15b) tan pronto como la pared haya recorrido la distancia d_2 . En este caso, los planos de deslizamiento forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

Si la pared ab del cajón es perfectamente lisa y su base rugosa, el estado pasivo de Rankine se produce solamente dentro de la cuña abc . La transición del estado elástico al plástico no se produce hasta que ab se haya desplazado hasta o más allá de $a_2'b$.

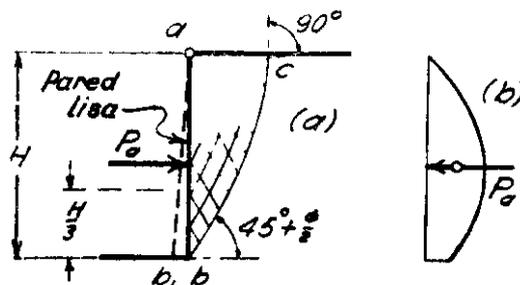


Fig. 2.16 Rotura de la arena situada detrás del paramento vertical liso de un muro de sostenimiento, cuando no se satisface la condición de deformación para el estado activo de Rankine. (a) Corte transversal al paramento interno; (b) empuje contra el muro.

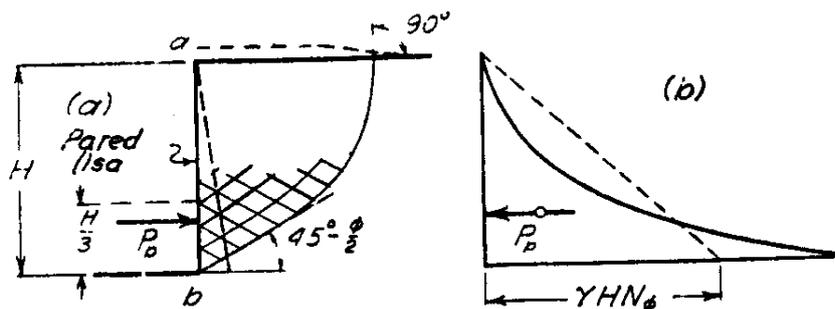


Fig. 2.17 Rotura de la arena situada detrás del paramento vertical liso de un muro cuando no se satisface la condición de deformación para el estado pasivo de Rankine. (a) Corte transversal al paramento interno; (b) empuje contra el muro.

Si la pared del cajón puede desplazarse hacia fuera solamente por giro alrededor de su arista superior, como lo indica la Fig. 2.16, la masa de arena rompe por corte a lo largo de una superficie de deslizamiento curva tan pronto el giro se hace perceptible, ya que las deformaciones que una arena puede experimentar, compatibles con un estado elástico de equilibrio, son muy pequeñas. A pesar de esto, la arena situada entre la pared y la superficie de corte o deslizamiento no alcanza el estado activo de Rankine, pues la parte superior de la pared no puede desplazarse y, por consiguiente, no se satisfacen las condiciones de deformación necesarias.

Investigaciones teóricas experimentales, relativas al tipo de rotura resultante cuando la pared gira alrededor de su arista superior, han llevado a la conclusión de que la superficie de deslizamiento se inicia en el punto b (Fig. 2.16a), con un ángulo $45^\circ + \phi/2$, para curvarse luego hacia arriba y cortar la superficie horizontal del terreno con un ángulo recto. La parte superior de la cuña de deslizamiento permanece en estado de equilibrio elástico, hasta que la zona que la zona inferior de la misma haya pasado por completo al estado de equilibrio plástico. La distribución de las presiones debidas al empuje tiene en este caso forma parabólica (Fig. 2.16b), y no triangular como en la Fig. 2.14b.

Investigaciones similares relativas al giro hacia adentro de la pared por su arista superior (Fig. 2.17a) han indicado que la superficie de deslizamiento se inicia en b con un ángulo de $45^\circ - \phi/2$, y que también intersecta a la superficie horizontal del terreno en ángulo recto. La distribución de presiones que corresponde a este caso está indicada en la Fig. 2.17b.

Teoría de Rankine del empuje de las tierras

Empuje contra muros de sostenimiento

Los muros de sostenimiento tienen una función idéntica a la de las caras verticales del cajón indicadas en la Fig. 2.15. El suelo adyacente al muro, que según sea el caso forma parte de un terraplén o es tierra de relleno, se deposita siempre después de construido el muro y, a medida que se procede a esta operación, el muro sufre alguna deformación bajo el efecto de la presión creada. El valor final del empuje depende no solo

de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Si el muro no se deforma o desplaza, es probable que la deformación de la tierra retenga para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo. Sin embargo tan pronto como el muro empieza a sufrir deformaciones que lo desplazan en una magnitud suficiente, aunque compatible con su estabilidad, se satisfacen automáticamente las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado de reposo al de equilibrio plástico. Por esta razón, para ser estable, un muro de sostenimiento que puede deformarse o desplazarse debe tener un coeficiente de seguridad adecuado respecto de los esfuerzos emergentes del empuje activo, no siendo necesario, para determinar su estabilidad, la condición de empujes mayores.

A pesar de que la superficie de contacto con el suelo de todos los muros de sostenimiento es rugosa, se pueden tener valores aproximados del empuje suponiendo que la misma es lisa, de modo que en este artículo se considera por hipótesis una superficie de contacto lisa.

Empuje activo de los suelos sin cohesión. Muros de paramento interno vertical

Si el paramento interno del muro de sostenimiento es vertical y perfectamente liso y si la superficie límite de la arena que forma el terraplén es horizontal, la magnitud y distribución del empuje sobre el mismo son idénticas a las determinadas en el caso del plano ficticio ab de la Fig. 2.14a. En este caso, el empuje puede ser calculado con las fórmulas ya deducidas.

En la realidad no existen muros con paramentos perfectamente lisos. A pesar de ello, en razón de su simplicidad, las ecuaciones derivadas en función de esta hipótesis son utilizadas con frecuencia para calcular el empuje contra muros y otras estructuras reales sometidas al empuje de tierras. Se demuestra más adelante que la rugosidad del paramento interno del muro reduce comúnmente el empuje activo y aumenta el empuje pasivo, así que, como regla general, el error que acompaña dichos cálculos está del lado de la seguridad.

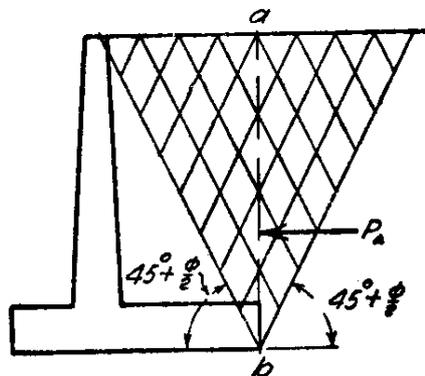


Fig. 2.18 Rotura de la arena situada detrás de un muro de sostenimiento en cantilever; la condición de deformación para el estado activo de Rankine es casi completamente satisfecha.

La hipótesis de paramento interior perfectamente liso es casi estrictamente correcta en un caso de considerable importancia práctica. Este caso está ilustrado por la Fig. 2.18, y comprende a los muros en L y en T con solera inferior. Si el muro se desplaza o deforma por acción del empuje, la arena rompe por corte a lo largo de dos planos de deslizamiento que arrancan del pie del mismo con un ángulo de $45^\circ + \phi/2$. Dentro de la cuña así formada, la arena está en el estado activo de Rankine y no existen tensiones tangenciales en el plano ab que pasa por el pie del muro. El empuje sobre este plano es idéntico entonces al que existiría en el caso de un muro perfectamente liso.

Si la arena está perfectamente seca, el empuje unitario a una profundidad z , contra un paramento liso, viene expresado por:

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad [2.10]$$

La presión aumenta linealmente con la profundidad como lo indica el triángulo abc (Fig. 2.15a), y el empuje total sobre el muro es:

$$P_A = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi}$$

El punto de aplicación de P_A está situado a una altura $H/3$ sobre el pie del muro.

Si el muro es desplazado a una posición $a_2'b$ (Fig. 2.15b), la presión p_h de la tierra toma los valores correspondientes al estado pasivo de Rankine.

$$p_h = \gamma z N_\phi$$

y el empuje total viene dado por:

$$P_P = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi$$

Empuje activo en el caso de arena parcialmente sumergida que soporta una sobrecarga uniforme

En la Fig. 2.19a, la recta ab representa el paramento interno perfectamente liso de un muro de altura H . El peso unitario efectivo de la arena seca es γ_d y el de la arena sumergida es γ' ; el peso unitario del agua es γ_w . La superficie horizontal del terreno soporta una sobrecarga uniformemente distribuida q por unidad de área. El nivel de la napa freática está a una profundidad H_1 debajo de la cresta del muro. Los ángulos de fricción interna de la arena seca y de la arena sumergida se suponen iguales a ϕ para ambas.

Si el muro se desplaza de la posición ab a la posición $a_1'b$, la presión sobre su paramento interno disminuye, del empuje unitario de la tierra en reposo, al empuje unitario activo de Rankine. Se ha demostrado que el efecto total que la presión del agua de los poros ejerce sobre las tensiones efectivas que actúan en la arena puede ser tomado en cuenta considerando para su peso unitario el peso γ' del material sumergido. Hasta la profundidad H_1 , el empuje del suelo está representado por el triángulo ace de la Fig. 2.19b. A una profundidad cualquiera z' por debajo de la napa freática, la presión vertical efectiva en una sección horizontal está dada por:

$$p_v = H_1\gamma + z'\gamma'$$

y el empuje unitario activo de Rankine, según la ecuación [2.10], es igual a:

$$p_h = \frac{p_v}{N_\phi} = (H_1\gamma + z'\gamma') \frac{1}{N_\phi}$$

El empuje total efectivo por debajo de la napa freática viene dado entonces por el área $bced$ de la Fig. 2.19b. A este empuje debe agregarse el originado por el agua.

$$p_w = \frac{1}{2}\gamma_w H_2^2$$

que actúa en la parte inferior bc del paramento y que está representado por el triángulo def en la Fig. 2.19b.

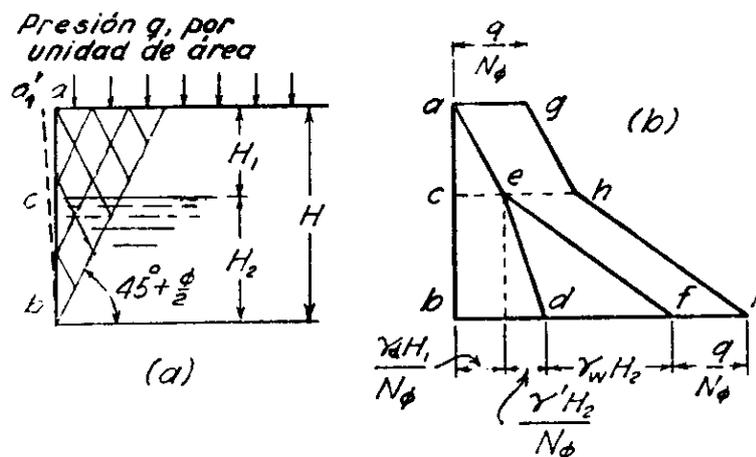


Fig. 2.19 Empuje activo de arena parcialmente sumergida que soporta una sobrecarga. (a) Corte transversal al paramento interno de la estructura de sostenimiento; (b) Empuje contra el paramento interno de la estructura.

Si el terraplén soporta una sobrecarga perfectamente distribuida q por unidad de área, la presión vertical efectiva p_v aumenta, a cualquier profundidad, en dicho valor q , y el empuje activo unitario de Rankine aumenta en:

$$\Delta p_h = \frac{q}{N_\phi}$$

En la Fig. 2.19b, el empuje producido por la sobrecarga q está representado por el área $aefihg$.

2.3 Susceptibilidad a la licuación

2.3.1 Descripción del fenómeno

El término licuación de arenas describe el proceso por el que algunos suelos arenosos saturados llegan a perder las tensiones efectivas entre sus granos y pasan a comportarse como un líquido pesado. También se utiliza el término licuefacción.

Las vibraciones sísmicas son el principal mecanismo por el que se produce licuación del terreno, que ha sido observado en casi todos los grandes terremotos.

La Fig. 2.20 muestra esquemáticamente el proceso de licuación de un suelo granular suelto saturado. En su estado inicial, suelto, de la Fig. 2.20a, los esfuerzos verticales y horizontales efectivos se transmiten por los contactos entre las partículas sólidas. El terremoto produce deformaciones de corte, que alteran también el equilibrio vertical. El esqueleto sólido tiende a reducir su volumen, lo que solo se puede conseguir comprimiendo el agua intersticial o permitiendo su evacuación. Sin embargo el agua es prácticamente incompresible y el proceso de carga es rápido y no da tiempo a que se produzca el drenaje, por lo tanto no hay cambio de volumen, como se esquematiza en la Fig. 2.20b. las partículas pierden los contactos verticales y todas las tensiones verticales se tienen que transmitir a través del agua intersticial. Al no haber presión efectiva entre los granos, el suelo no puede desarrollar ninguna resistencia al corte y su comportamiento es similar al de un líquido de elevada densidad. Tras el terremoto, las partículas vuelven a depositarse dentro de la masa de líquido intersticial, hasta un estado similar al inicial o se reordenan, pudiendo alcanzar un estado más denso, como el indicado en la Fig. 2.20c.

El proceso real es más complejo debido a la existencia de partículas de diferentes tamaños y a que la pérdida de contacto entre ellas se produce paulatinamente. Las sobrepresiones intersticiales crecen progresivamente hasta anular las tensiones efectivas intergranulares.

La licuación se describe cuantitativamente en función de la presión intersticial generada y su relación con la presión efectiva inicial antes del terremoto.

En el estado inicial las tensiones están representadas por:

- σ_0 tensión total (vertical o media).
- u_0 presión intersticial.
- σ'_0 tensión efectiva transmitida entre las partículas del suelo (vertical o media).

La vibración da lugar a unas sobrepresiones intersticiales, aditivas a u_0 , de modo que la presión intersticial, u , se incrementa progresivamente.

Mientras $u < \sigma_0$ hay contactos entre las partículas, aunque las tensiones efectivas transmitidas son menores que las iniciales. Cuando se alcanza $u = \sigma_0$, es decir cuando se anulan por primera vez las presiones efectivas intergranulares, se dice que se ha alcanzado la licuación inicial.

El proceso que se produce a continuación depende fundamentalmente de la densidad inicial de la arena. En arena suelta, las deformaciones de corte tienden a reducir el volumen del terreno, por lo que el aumento de presión intersticial se mantiene en todas las fases del ciclo de vibración. Una vez alcanzada la condición $u = \sigma_0$, la anulación de los esfuerzos efectivos en los contactos entre las partículas se mantiene mientras dure el terremoto y algún tiempo después, hasta que se disipen las presiones intersticiales. La resistencia al corte se pierde y se producen grandes deformaciones. En campo, se producen la rotura del terreno y otros efectos colaterales como son:

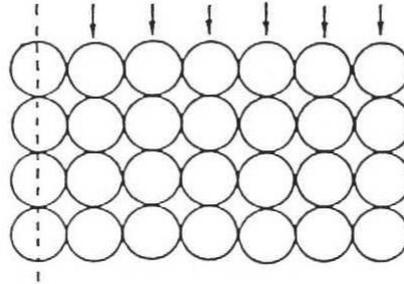
- Cráteres de arena.
- Deslizamientos incluso en taludes muy suaves.
- Deformaciones horizontales en superficie.
- Pérdida de capacidad portante y hundimiento de cimentaciones superficiales.
- Flotación de estructuras ligeras enterradas.
- Asientos.
- Sobreempujes sobre muros y pantallas.

Es usual designar como licuación a estos efectos perversos de la licuación inicial.

En arenas densas no se alcanza un estado completamente líquido. Las tensiones efectivas intergranulares se anulan únicamente en algunos momentos de la vibración. Las deformaciones de corte en estos suelos tienden a producir aumentos de volumen. Como el proceso es muy rápido y no hay drenaje, los intentos de aumento de volumen producen reducciones en la presión intersticial con la consiguiente recuperación de las tensiones efectivas intergranulares. En estos suelos densos, una vez alcanzada la licuación inicial se producen deformaciones ligadas al esfuerzo cíclico, que suelen denominarse movilidad cíclica, pero sus efectos no son catastróficos como en las arenas sueltas.

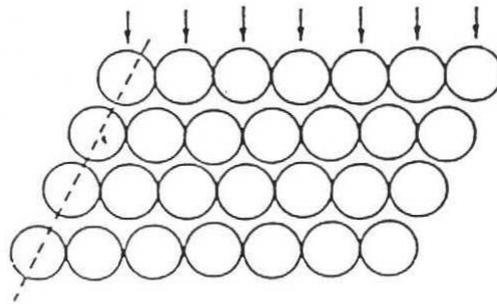
a) ESTADO INICIAL SUELTO.

Las partículas contactan con las contiguas tanto en dirección horizontal como vertical.



b) SUELO SOMETIDO A UNA DEFORMACIÓN DE CORTE.

Las partículas pierden el contacto vertical, los esfuerzos verticales se transmiten a través del agua intersticial.



c) ESTADO FINAL DENSIFICADO.

En algunos casos, las partículas encuentran un estado final más denso que el inicial.

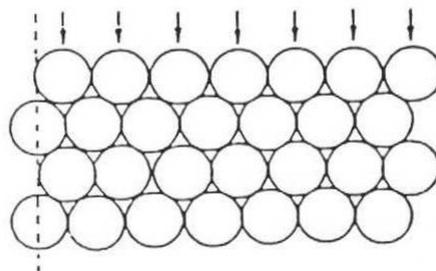


Fig. 2.20 Esquemas de diferentes empaquetamientos de las partículas de una arena.

2.3.2 Suelos más susceptibles a licuar

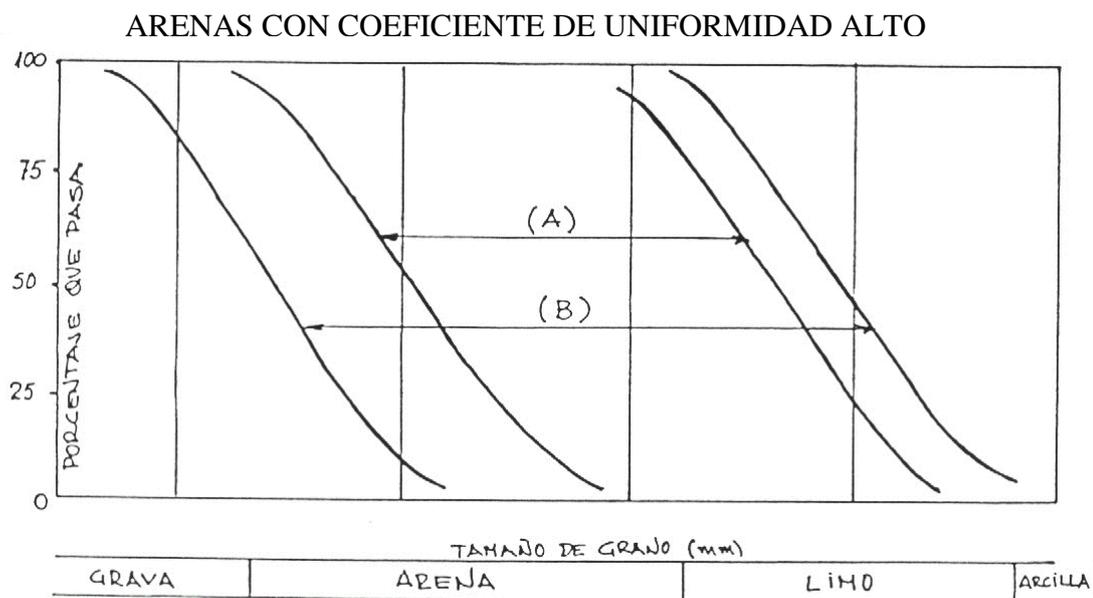
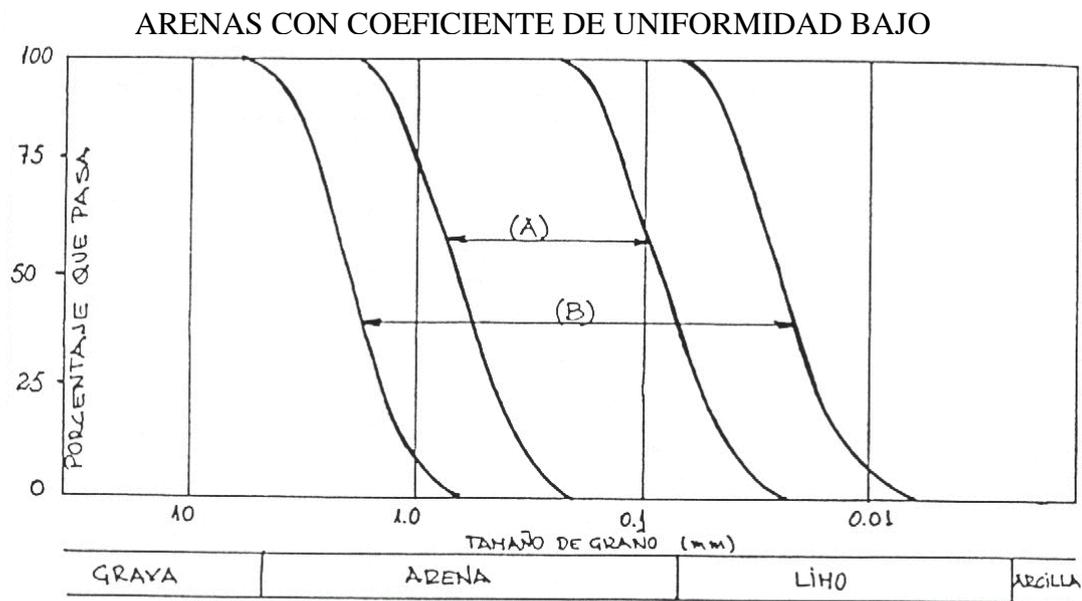
De acuerdo con la experiencia en terremotos pasados, los suelos más susceptibles a la licuación son las arenas finas limpias. La presencia de finos, que aportan una cierta cohesión, aumenta la resistencia a la licuación, al reducir los cambios de volumen asociados a las deformaciones de corte. Los suelos gruesos de tamaño grava o superior tienen mayor capacidad de drenaje y por lo tanto de disipación de sobrepresiones intersticiales, simultánea a su generación, por lo que también tienen mayor resistencia a la licuación que las arenas.

En la Fig. 2.21 se muestran los límites granulométricos de los suelos naturales susceptibles a sufrir licuación según la práctica japonesa. Es habitual encontrar suelos de este tipo en los puertos y costas y que algunos rellenos se efectúen con arenas típicamente licuables.

Se considera que no es necesario tener en cuenta el riesgo de licuación en los suelos más gruesos que el límite superior de los husos granulométricos de la Fig. 2.21. Con los suelos finos el criterio es menos definido y debería analizarse en cada caso, teniendo en cuenta, también su plasticidad.

Generalmente, tampoco es necesario tener en cuenta el riesgo de licuación en las arenas densas, las que tengan $N_1 \geq 30$ ó $D_r \geq 80\%$. Cuando el contenido de finos sea apreciable estos valores se pueden reducir algo. Para arenas con un 35% de finos (de tamaño menor de 75 micras) no se considera necesario tener en cuenta en riesgo de licuación si $N_1 \geq 20$.

Las evidencias en terremotos pasados se refieren principalmente a los efectos en superficie de la licuación inicial ocurrida a profundidades menores de 15 – 20 m. En base a ello, ha sido puesto en duda que la licuación pueda ocurrir a mayores profundidades. Sin embargo, numerosos estudios en laboratorio y el análisis de la licuación del espaldón de arena saturada de alguna presa, muestran que la licuación inicial ocurre también en puntos con niveles tensionales más elevados. Asimismo, las capas resistentes más superficiales que pueden resistir, confinan las zonas inferiores licuables y evitan que su deterioro produzca los daños, que se suelen observar típicamente en la superficie del terreno. En los casos habituales, de terreno horizontal, cuando solo interesa evaluar los efectos de la licuación en superficie, será suficiente tener en cuenta el terreno existente en los 20 m superiores. Sin embargo, cuando interesa evaluar la licuación inicial y su efecto sobre la capacidad portante de cimentaciones profundas o sobre la estabilidad de taludes o estructuras de contención, no se establecerá limitación en la profundidad considerada.



(A) SUELOS ALTAMENTE SUSCEPTIBLES DE LICUAR

(B) SUELOS SUSCEPTIBLES DE LICUAR

Fig. 2.21 Granulometría de los suelos susceptibles a licuar.

2.3.3 Metodología propuesta por Seed e Idriss

El método de Seed e Idriss (1971), que se desarrolla a continuación, es el principal procedimiento para evaluar la resistencia a la licuación de los depósitos de suelos, potencialmente licuables. Es un criterio empírico, basado en el análisis de numerosos casos reales, por lo que está sometido a las limitaciones inherentes de los datos. En concreto, el procedimiento está establecido inicialmente para las siguientes situaciones:

- Superficie del terreno horizontal, es decir, ausencia de tensiones tangenciales iniciales en los planos horizontales, sobre los que actúa la tensión tangencial sísmica.
- Profundidad de licuación relativamente reducida, con tensión efectiva de consolidación limitada a valores menores de aproximadamente 150 Kpa.

Para aislar el efecto de la profundidad en primer lugar, se debe manejar el índice N del SPT normalizado para una presión efectiva de 1 kg/cm^2 . El valor corregido N_1 es:

$$N_1 = C_R \cdot N$$

donde C_R es un factor de corrección como el propuesto por Gibbs y Holtz (1957) y que está representado en la Fig. 2.22.

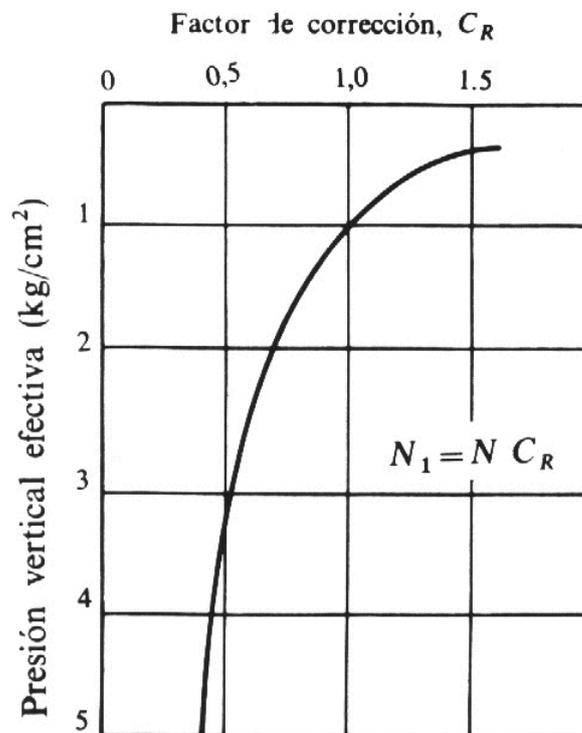


Fig. 2.22 Conversión del índice SPT al valor equivalente con presión vertical efectiva de 1 kg/cm^2 (obtenido de los datos de Gibbs y Holtz, 1957).

El índice N_1 , independientemente de la profundidad a que haya sido determinado, puede relacionarse con la resistencia al corte dinámico medido en forma adimensional por la relación τ/σ'_v .

La relación entre el número de golpes corregido y la tensión de rotura que causó o no causó licuefacción en una serie de lugares cuyo comportamiento a podido ser analizado, se incluye en la Fig. 2.23, en la que se ha señalado un límite inferior de los casos de licuefacción conocida.

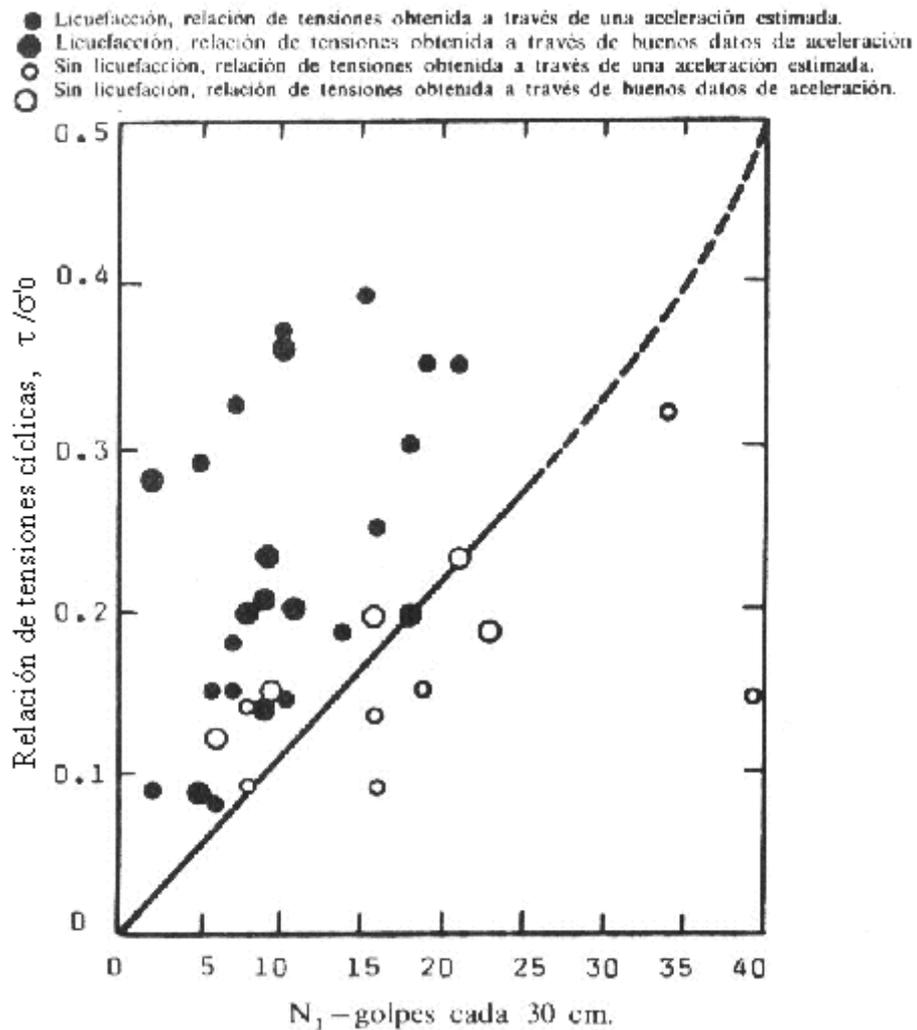


Fig. 2.23 Correlación entre la relación de tensiones que causa licuefacción y el valor SPT corregido (según Seed y otros, 1971).

Finalmente, para obtener el nivel de excitación dinámica que ocurrirá en un determinado estrato, los ponentes de este método proponen la expresión aproximada

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad [2.11]$$

donde:

$a_{m\acute{a}x}$ = aceleración máxima de la superficie del suelo

g = aceleración de la gravedad

σ_v, σ'_v = presiones total y efectiva en el estrato

y r_d es un factor de reducción de la aceleración con la profundidad que varia linealmente entre 1 y 0.9 desde la superficie hasta 10 m de profundidad.

Según esto, para un lugar y una aceleración máxima dados, la posibilidad de licuación, puede estimarse inmediatamente definiendo primero el valor de N_1 para los estratos implicados, leyendo de la Fig. 2.23 el límite inferior de τ / σ'_v para sitios donde la licuación existió y comparar ese valor con el que proporciona la ecuación [2.11] para el terremoto de cálculo del lugar en consideración.

CAPÍTULO III

ENSAYOS UTILIZADOS PARA ESTUDIAR LA DILATANCIA Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVA DE LA ARENA

En este capítulo se indican las características del equipo de corte directo y del SPT utilizados para este estudio. Esto con la finalidad de tener una idea de los factores que afectan los resultados hallados. Se expone el procedimiento de estos ensayos para entender los cuidados que se deben tener con el afán de disminuir los errores propios del ensayo.

En el caso del ensayo de corte directo se menciona la limitación debida a que el plano de corte esta predeterminado por el equipo. Además se menciona las condiciones del ensayo con la finalidad de obtener parámetros efectivos del suelo. Se expone el significado de la dilatancia en el ensayo de corte y su efecto en la susceptibilidad a la licuación.

Se hace una exposición de la evolución del SPT, mencionando algunos cambios importantes ocurridos a partir de 1967. Además se presenta una discusión de autores importantes relacionada con el valor de las correcciones que se realizan al registro del SPT. También se menciona el efecto de las características del equipo en el resultado del ensayo.

3.1 Ensayo de corte directo estático consolidado drenado

3.1.1 Descripción del ensayo

Esta prueba es conveniente para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia consolidada debido a que las trayectorias de drenaje a través del espécimen son cortas, en consecuencia permiten que el exceso de la presión de poros sea disipado más rápidamente que con otras pruebas de resistencia drenada.

La Fig. 3.1 y 3.2 muestran los principales detalles del aparato de corte directo, en el cual el espécimen de suelo se introduce en un molde dividido horizontalmente en dos mitades. Se aplica luego a la muestra una fuerza normal N mediante una placa de carga, y, luego de fijar la mitad superior del molde, se corta la muestra en un plano horizontal mediante la aplicación de una fuerza cortante S . El movimiento vertical de la muestra durante el corte se mide por medio de un deformímetro que se apoya sobre la placa superior y el movimiento horizontal se mide por medio de un deformímetro que se apoya en la pared de la placa móvil.

El diseño del molde de corte no permite el control del drenaje de la muestra. Esta no es una limitante en el caso de arenas y gravas, que son materiales de drenaje libre y por lo general fallan en condiciones completamente drenadas. Sin embargo, en depósitos de arcilla un elemento de suelo en el campo puede fallar sin ningún drenaje (sin disipación del exceso de presión intersticial), con drenaje parcial (con alguna disipación del exceso de presión intersticial), o drenaje completo (con un total disipación del exceso de presión intersticial) dependiendo de la velocidad a la cual se le aplica la carga a la masa de suelo. Aunque puede intentarse medir la resistencia al corte no drenada mediante la aplicación de la fuerza cortante sobre la muestra en pocos minutos; la falta de control del drenaje hace obvio que exista una incertidumbre sobre si este valor representa o no la verdadera resistencia no drenada. Por esta razón, la resistencia al corte no drenada de un suelo arcilloso a menudo se mide en una cámara triaxial, la cual permite el completo control del drenaje de la muestra. Sin embargo, el ensayo de corte directo puede utilizarse para medir la resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación inmediata del exceso de presión intersticial que se produce durante el corte. Por lo tanto, para arcillas y arenas drenadas el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte esta dado por $\sigma' = N/A$ y el esfuerzo cortante asociado $\tau = S/A$, donde A es el área en planta del molde de corte.

Según las condiciones en que produce el drenaje de la muestra se distinguen tres tipos de ensayos:

- En el “ensayo sin drenaje” no se permite el drenaje de la muestra ni durante la aplicación de la carga vertical, ni durante la aplicación del esfuerzo cortante.
- En el ensayo “consolidado – sin drenaje” se permite que la muestra drene durante la aplicación del esfuerzo vertical, de modo que en el momento de empezar a aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante.

- Por último, en el “ensayo con drenaje” se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo, de modo que las presiones intersticiales sean nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

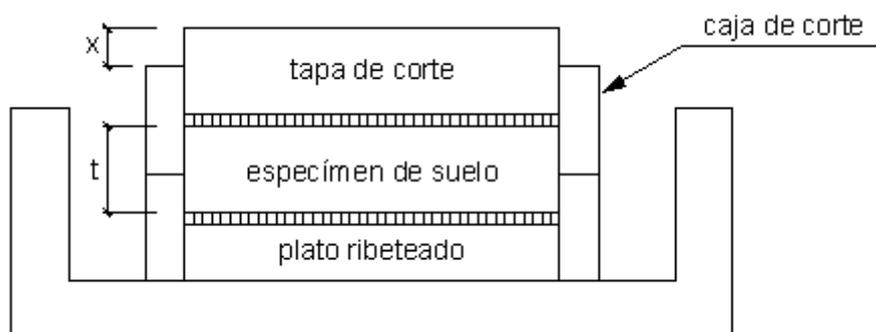


Fig. 3.1 Caja de corte.

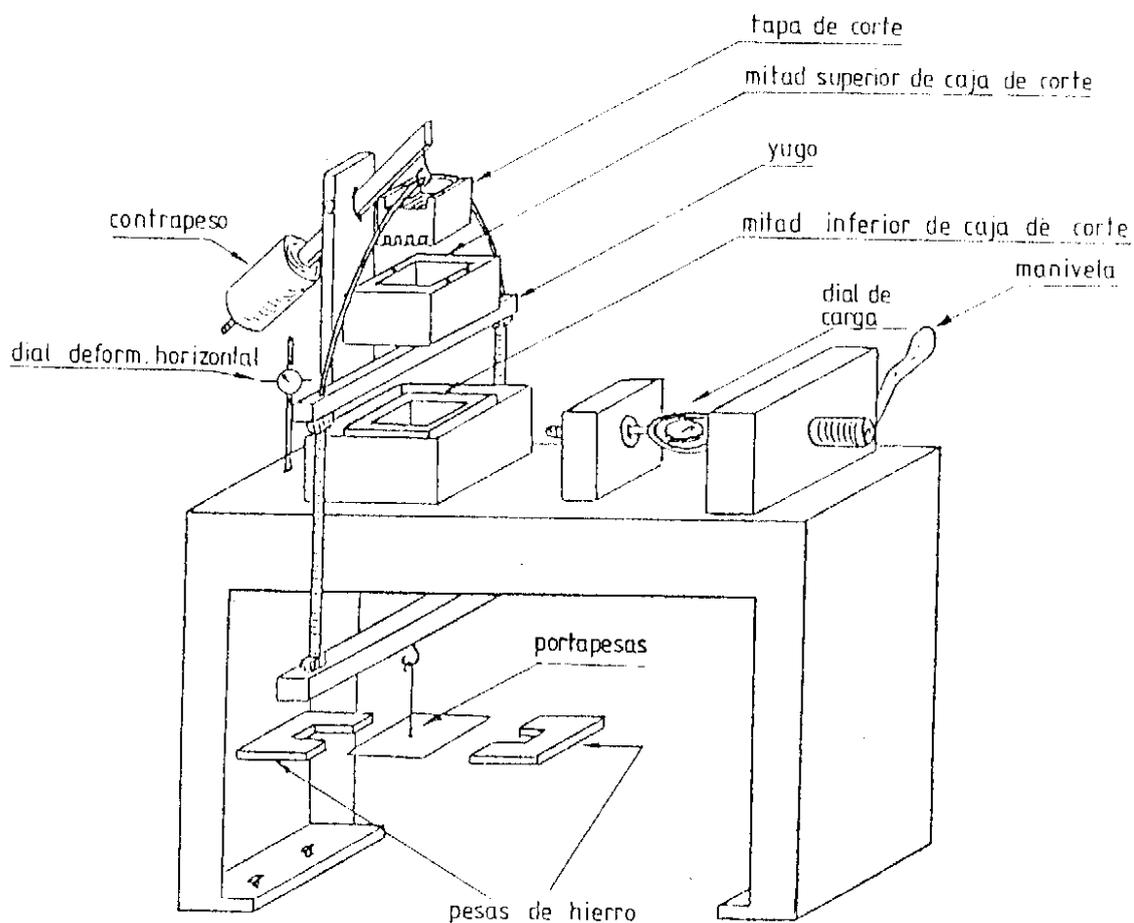


Fig. 3.2 Aparato de corte directo.

Ensayos con drenaje en el aparato de corte directo

Para que las presiones intersticiales sean nulas durante todo el ensayo, la muestra de suelo debe ser inundada (ver Fig. 3.3) si el suelo es de grano fino, pues de otro modo podrían existir en él tensiones capilares. Si realizamos tres de estos ensayos en tres muestras idénticas de un mismo suelo, con tres presiones verticales distintas, podemos representar en abscisas la presión normal sobre el plano horizontal que separa a ambas armaduras, y en ordenadas la tensión de corte.

Estos puntos definen una línea llamada “línea de resistencia”. Si la variación de las presiones de consolidación no es excesiva, esta línea se puede aproximar con una línea recta, de acuerdo con el criterio de rotura de Coulomb; la ordenada en el origen de la recta se conoce con el nombre de “cohesión efectiva”, c' , y el ángulo que forma dicha recta con el eje de las abscisas se conoce con el nombre de “ángulo de rozamiento interno efectivo”, ϕ' . Estos parámetros corresponden únicamente al plano ensayado.

En arenas sin cementar, y en arcillas amasadas con la humedad correspondiente al límite líquido, la línea de resistencia pasa por el origen.

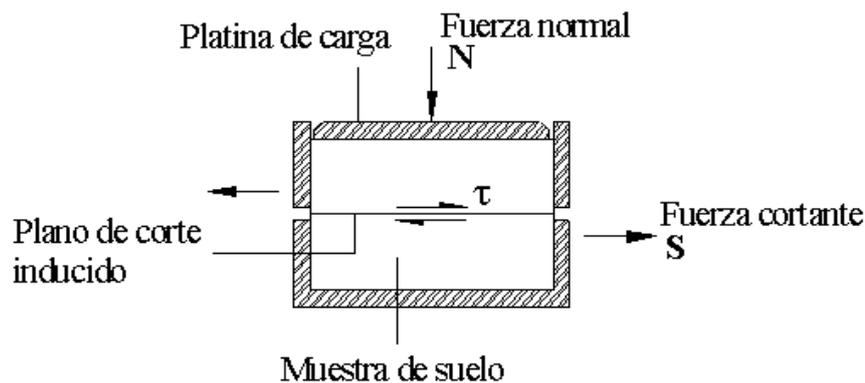


Fig. 3.3 Representación esquemática de un molde de corte.

3.1.2 Dilatancia

La Fig. 3.4 muestra las relaciones típicas esfuerzo – deformación - cambio de volumen unitaria que se obtienen con arenas, sueltas y densas. Para las arenas sueltas el volumen disminuye durante el corte, ya que las partículas en el plano de falla se desplazan formando un arreglo más denso. Para grandes deformaciones cortantes del orden del 20%, la muestra se cizalla a volumen constante con un valor constante de esfuerzo cortante. Para estas grandes deformaciones la tendencia al aumento de volumen por algunas partículas que se mueven hacia arriba se anula con partículas adyacentes que se desplazan hacia los vacíos creados, dando como resultado un cambio de vacío neto nulo. En estas condiciones se dice que la muestra se encuentra en estado de relación de vacíos crítica o en estado de relación de vacíos constante.

En una arena densa, la trabazón de los granos hace que se separen (es decir, se mueven hacia arriba montándose unos sobre otros) para que puedan producirse

movimientos relativos o el corte en los granos. Por tanto, la muestra se expande durante el corte; este fenómeno se denomina dilatancia, cuyo movimiento se opone a la presión de confinamiento. En consecuencia, el esfuerzo cortante pico se presenta en un valor particular de la deformación cortante unitaria en la cual la tasa de dilatancia es máxima. Cuando se incrementa la deformación cortante unitaria, la tasa de dilatancia disminuye, ya que la muestra alcanza un valor de relación de vacíos constante y los esfuerzos cortantes disminuyen hasta un valor residual. Para la misma presión de confinamiento, el esfuerzo cortante residual de una muestra densa es igual al esfuerzo cortante máximo de una muestra suelta. Los valores típicos de la deformación en la falla en arenas sueltas están en alrededor de 12 % al 16 %; en las arenas densas este valor está alrededor de 2 % al 4 %.

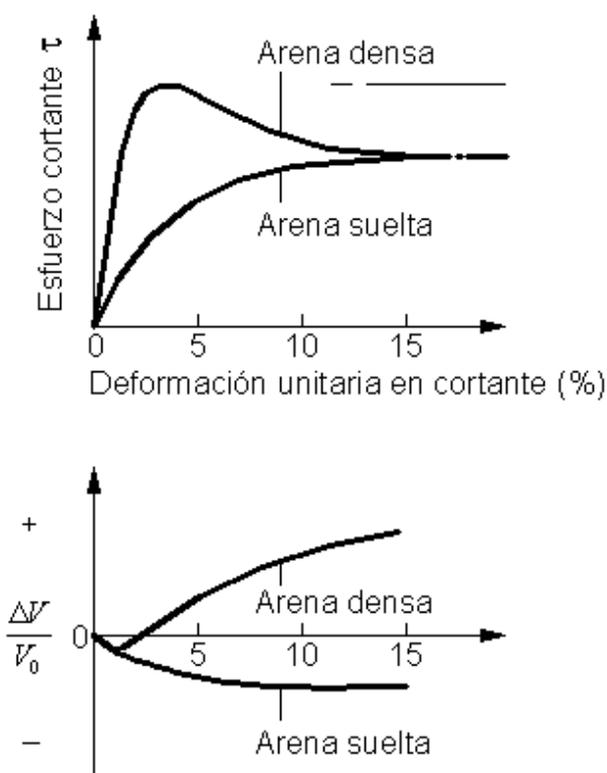


Fig. 3.4 Relaciones de esfuerzo - deformación unitaria – cambio de volumen para ensayos drenados con arenas.

3.1.3 Factores que afectan los resultados

Para que los resultados del ensayo sean fiables, este debe realizarse cumpliendo con los requerimientos exigidos por la norma ASTM D-3080. Estos requerimientos tienen que ver con:

- Tamaño máximo de las partículas del suelo. Para cajas de corte de 2" de lado el tamaño máximo es de 2 mm.
- Las características del equipo de corte. Como la rigidez de la caja. El equipo debe ser capaz de cortar al espécimen a una razón uniforme de desplazamiento con

menos de $\pm 5\%$ de desviación y debería permitir el ajuste de la razón de desplazamiento desde 0.0025 a 1 mm/min.

- La calibración del equipo. Esto implica verificar que el mecanismo de medición de la fuerza sea comparado con patrones confiables.
- Precisión de las lecturas de la fuerza de corte (0.5 lbf)
- Uniformidad de densidad del espécimen. En el caso de las arenas el método más apropiado es verter la cantidad total y someterlo a vibración.
- Velocidad de ensayo. Está en función del tipo de suelo, la velocidad del ensayo debe permitir la disipación de la presión de agua en los poros durante el ensayo. De este modo se podrán medir los esfuerzos resistentes efectivos. Esta velocidad se puede estimar de la siguiente ecuación:

$$d_r = d_f / t_f$$

donde:

d_r = velocidad de deformación horizontal.

d_f = desplazamiento horizontal estimado de la falla.

t_f = lapso de tiempo estimado hasta la falla.

Como guía, la norma ASTM D3080, recomienda estimar t_f empleando la siguiente expresión:

$$t_f = 50 t_{50} \quad (\text{minutos})$$

t_{50} = es el tiempo requerido por el espécimen para lograr el 50% de consolidación bajo el esfuerzo normal especificado.

Este valor puede ser calculado utilizando la siguiente expresión

$$t_{50} = \frac{t_{90}}{4.28} \quad (\text{minutos})$$

t_{90} = es el tiempo requerido por el espécimen para lograr el 90% de consolidación bajo el esfuerzo normal especificado.

4.28 = es una constante que relaciona desplazamientos y factores de tiempo para 50% y 90% de consolidación.

Para el caso de arenas densas con 5% o menos de finos, los cuales drenan fácilmente, la misma referencia recomienda utilizar un t_f igual a 10 minutos. Cuando el contenido de finos es mayor a 5% en este tipo de suelos, recomienda utilizar un t_f igual a 60 minutos. La magnitud del desplazamiento hasta la falla depende de varios factores, incluyendo el tipo y la historia de esfuerzos del suelo. Como guía, la norma tomando como referencia en esta discusión, indica como d_f igual a 0.5 pulgadas (12 mm) para suelos

normalmente o ligeramente sobreconsolidados y 0.2 pulgadas (5 mm) para suelos sobreconsolidados.

3.1.4 Ángulo de fricción efectiva

El ángulo máximo de fricción efectiva para un estado de densidad en particular se obtiene al graficar el valor máximo del esfuerzo cortante $\tau_{máx}$ en función del esfuerzo normal efectivo σ' (Fig. 3.5). para establecer la envolvente de falla se realizan diferentes ensayos con diferentes valores de presión vertical y se dibuja una línea recta desde el origen (ya que $c' = 0$ en los suelos granulares) pasando por los respectivos puntos; la pendiente de esta línea se designa con ϕ' . En la Tabla 3.1 se presenta valores típicos de ϕ' para suelos granulares.

Tabla 3.1
Valores de ϕ' para suelos granulares (según Terzaghi y Peck, 1967)

Tipo de suelo	ϕ' (Grados)	
	Suelto	Denso
Limo	27-30	30-34
Arena limosa	27-33	30-35
Arena uniforme	28	34
Arena bien gradada	33	45
Grava arenosa	35	50

En la Fig. 3.4 y 3.5, se observa que los cambios de volumen tienen una influencia fundamental en el valor de la resistencia al corte de los suelos. Tales efectos se reflejan empíricamente en el valor de ϕ' en la ecuación de Coulomb. Sin embargo, un tratamiento detallado requiere el estudio del comportamiento de las partículas del suelo para separar el componente de la resistencia debido a la estructura de las partículas, de aquel que corresponde a la fricción entre las partículas.

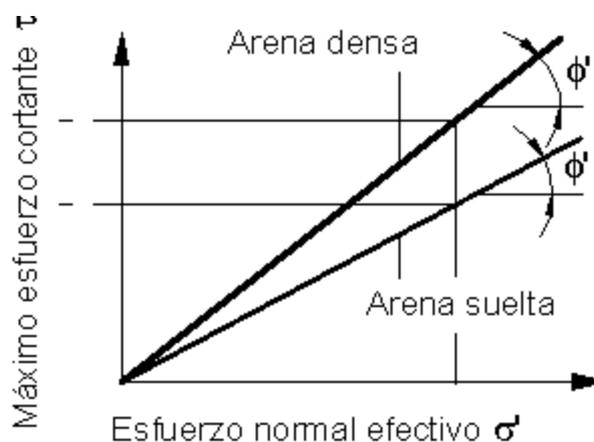


Fig. 3.5 Envlovente de fallas para ensayos drenados con arena.

3.1.5 Presión de agua en los poros

Los suelos saturados que maneja el constructor suelen estar formados por dos elementos: partículas sólidas y agua.

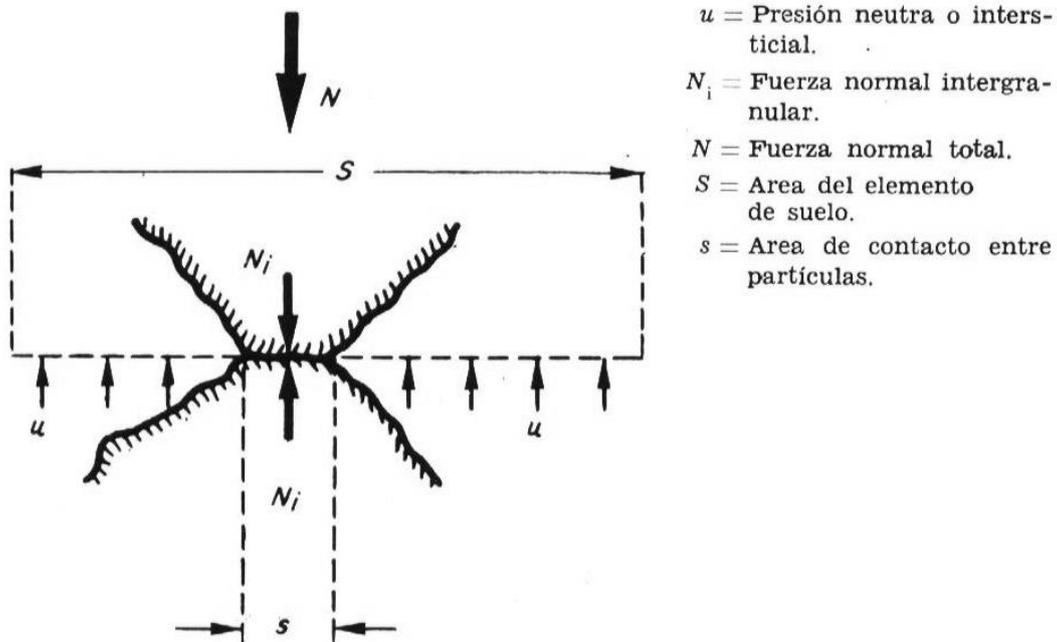


Fig. 3.6 Envolverte de fallas para ensayos drenados con arena.

Consideremos (Fig. 3.6) un corte, de área elemental S , que pase a través de la superficie de contacto entre dos partículas. Si igualamos la fuerza total normal que actúa sobre S , N , con la fuerza intersticial y la intergranular normal, tendremos:

$$N = \mu(S - s) + N_i \quad [3.1]$$

dividiendo por S y operando, tendremos:

$$\sigma_i = \sigma - \mu \left(1 - \frac{s}{S} \right) \quad [3.2]$$

siendo:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{S}, \text{ a la que designaremos con el nombre de "presión intergranular".}$$

$$\sigma = \frac{N}{S}, \text{ presión total.}$$

Con los suelos y presiones normalmente empleados en ingeniería, s/S suele ser sumamente pequeño, por lo cual, a efectos prácticos, la fórmula [3.2] se reduce a:

$$\sigma_i = \sigma - \mu \quad [3.3]$$

En estas circunstancias [(s/S) \cong 0], Terzaghi encontró que σ_i es la presión de la cual depende la compresión y la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, es decir, que la presión intergranular es la “presión efectiva” σ' . Sustituyendo σ_i por σ' en la fórmula [3.3] obtenemos “la ley de Terzaghi” o principio de presión efectiva, quizá la ley más importante de la Mecánica del Suelo:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad [3.4]$$

La fórmula [3.4] ha sido demostrada experimentalmente repetidas veces para presiones normales.

Si admitimos que el contacto entre las partículas es puntual, resulta que una partícula sólida se encuentra totalmente rodeada de líquido. Si no hay movimiento del líquido, podremos aplicar el Principio de Arquímedes, y resulta que las presiones efectivas se podrán calcular directamente empleando el “peso específico sumergido” γ' :

$$\gamma' = \frac{W_s - V_s * \gamma_w}{V_t}$$

o sea:

$$\gamma' = \gamma_d - (1-n)\gamma_w$$

o lo que es igual:

$$\gamma' = \gamma_{saturado} - \gamma_w$$

3.2 Ensayo dinámico de penetración estándar (SPT)

3.2.1 Descripción del ensayo

Elementos y maquinaria que intervienen en el ensayo

Equipo de perforación

El equipo de perforación debe ser capaz de ejecutar un sondeo que se mantenga estable durante la realización del ensayo y su fondo limpio, con objeto de que el ensayo se lleve a cabo en suelo inalterado.

No se deben permitir procedimientos de avance con descarga frontal de agua en las proximidades del nivel donde se realizará el ensayo. Tampoco se debe permitir la utilización de una barrena helicoidal bajo el nivel freático, en los suelos susceptibles de aflojarse o sifonarse.

Cuando se perfore con barrenas, cucharas u otras herramientas empleando un revestimiento temporal el diámetro de los útiles de perforación no será superior al 90% del diámetro interior del revestimiento.

El diámetro de la perforación estará comprendido entre 60 y 150 mm.

Tomamuestras

El tomamuestras tendrá las dimensiones y formas indicadas en la Fig. 3.8. Consta de tres elementos, zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento.

La zapata y el tubo bipartido son de acero endurecido, con superficies lisas tanto interior como exteriormente.

La cabeza del acoplamiento dispone de una rosca de conexión al varillaje. Tiene cuatro orificios laterales de 13 mm de diámetro mínimo y una válvula de retención de bola de acero de 25 mm asentada en un orificio con un diámetro superior a 22 mm situado por debajo de los orificios laterales. La bola y su asiento sobre el orificio deberá producir un cierre estanco mientras se eleva el tomamuestras una vez ejecutado el proyecto.

Varillaje

El varillaje debe tener una rigidez apropiada a su longitud total, no debiéndose usar varillajes de masa unitaria mayor de 10.03 Kg/m (60 mm de diámetro exterior).

El varillaje se debe encontrar suficientemente rectilíneo, comprobándose periódicamente in situ que la deformación relativa medida entre los extremos de cada varilla o entre los puntos medios de dos adyacentes no es superior a 1/750. Las varillas se acoplan a tope mediante uniones roscadas.

Dispositivo de golpeo

El dispositivo de golpeo comprende:

- La masa, de acero, de $63.5 \text{ Kg} \pm 0.5 \text{ Kg}$ de masa.
- La cabeza de impacto, de acero, diseñada especialmente para favorecer la máxima transmisión de energía en el impacto y que se enrosca a tope en el extremo superior del varillaje.
- La guíadera, que debe ofrecer la mínima resistencia a la maza en su bajada.
- El sistema de elevación y escape que asegura que la maza es elevada a una altura de $760 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$ sobre la cabeza de impacto y permite que seguidamente libere y caiga libremente sin coacción alguna.

La velocidad de la maza cuando sea liberada será nula.

El sistema de elevación y escape no debe introducir movimientos en el varillaje.

En la Fig. 3.7 se muestran los esquemas de los martillos más utilizados.

Técnica de realización del ensayo

Preparación del sondeo

El sondeo se realizará de tal forma que se mantengan sus paredes estables, utilizando en caso necesario tubería de revestimiento o lodos bentoníticos.

El fondo del sondeo deberá limpiarse hasta eliminar el sedimento que pudiera haberse depositado, con los equipos adecuados para que el suelo no se altere.

Cuando se trabaja bajo el nivel freático, el nivel del agua o del fluido de perforación se mantendrá siempre a suficiente altura por encima del nivel freático para evitar el aflojamiento o sifonamiento del suelo a ensayar.

Cuando se emplee tubería de revestimiento, esta se mantendrá siempre por encima del nivel de inicio de ensayo.

La extracción de los útiles de perforación y limpieza debe realizarse lentamente para evitar fenómenos de succión que tiendan a aflojar el suelo a ensayar. A estos efectos, los útiles de limpieza no deben tener diámetro superior al 90% del diámetro de sondeo.

Ejecución del ensayo

Previamente a la ejecución del ensayo se debe comprobar que el tomamuestras está limpio tanto en superficie exterior como en la interior y que la zapata no presente daños o distorsiones en su geometría.

Cuando se haya alcanzado en el sondeo la profundidad deseada para realizar el ensayo y una vez limpio el fondo, es bajará suavemente el tomamuestras acoplado al varillaje, que a su vez llevará incorporado el dispositivo de golpeo. No se debe dejar caer libremente este conjunto al fondo del sondeo.

Se tomará lectura y anotará el descenso inicial bajo el propio peso del conjunto. Si este fuese superior a 450 mm, el ensayo se da por terminado obteniéndose un $N = 0$.

Después de este descenso inicial el ensayo se realizará en dos etapas:

- Penetración de asiento: Se hinca el tomamuestras una longitud de 150 mm, anotando el número de golpes necesarios.
- Ensayo: A continuación se sigue hincando el tomamuestras hasta que penetre 300 mm más, anotando las tandas de golpes requeridos en cada intervalo de 150 mm de penetración. El número de golpes requerido para la penetración de 300 mm constituye el valor N.

En caso de que se alcancen los 50 golpes durante la penetración de asiento o bien durante cualquiera de los dos intervalos de 150 mm se dará por finalizado el ensayo. En el registro se anotará la penetración alcanzada.

El ensayo se realizará sin interrupción y con una frecuencia de golpeo constante siempre inferior a 30 golpes por minuto.

Correcciones a realizar con los resultados

Empleo de puntaza maciza en lugar de cuchara

En el caso de que en el terreno se encuentren materiales granulares gruesos, y para evitar que estos doblen el borde cortante de la zapata, se suele usar una puntaza cónica de acero macizo de 51 mm de diámetro y 60° de ángulo cónico.

El número N que se obtiene así es mayor y debe ser corregido, pero no existe consenso general sobre este asunto. Meyerhof (1956) encontró que el divisor debe ser igual a 2, lo que corresponde bastante bien a la relación de áreas entre la cuchara y la puntaza, pero casi todos los demás autores proponen valores muy inferiores.

En general el valor de 2 es excesivo, pareciendo más razonable un valor del orden de 1.3. Este valor tan bajo puede tener como causa dos circunstancias: primero, que la cuchara funciona durante una parte de la penetración como si llevara puntaza, puesto que se le forma un tapón. Segunda, la influencia del rozamiento lateral en las paredes, parecido en ambos casos.

Influencia de la profundidad

La profundidad influye de dos maneras muy distintas, y que pesan de manera muy diferente en la interpretación de los resultados.

- Determina el estado de tensiones en el punto considerado, lo que influye decisivamente en la resistencia a la penetración al menos hasta un valor crítico. Este hecho deberá tenerse en cuenta cuando se quiera deducir de este ensayo características como la densidad relativa de la arena. Una misma arena puede tener la misma densidad relativa a profundidades distintas y, por tanto, bajo estados de tensión diferentes. En este caso el N del ensayo será diferente. Sin embargo, si se quiere determinar la resistencia que opondrá el terreno a la punta de un pilote, no hay que tener en cuenta la influencia de la profundidad.
- La otra forma que influye la profundidad es debida a la longitud del varillaje y, en consecuencia, a su peso que aumenta con la profundidad, lo cual hace que absorba una parte creciente de la energía del golpe. Se estima actualmente que la influencia de la longitud del varillaje no es importante, dentro de la exactitud que se puede atribuir al ensayo en general.

Influencia de la posición de la napa freática

Al efectuarse la hinca de forma dinámica, la penetración es tan rápida que no permite la disipación de las presiones del agua intersticial, más que en suelos muy permeables. Si el impacto tiende a reducir el volumen, puede dar valores de resistencia más bajos con respecto a los que se obtendrían en relación a los ensayos estáticos. Esto no es preocupante ya que sólo ocurre cuando el suelo es flojo y peligroso, no resultando más que un aumento de seguridad.

En el caso de los materiales dilatantes y de baja permeabilidad (arenas finas y limos densos) puede ser más peligroso. Bajo el impacto se desarrollan presiones de succión en el agua que aumentan las presiones efectivas de forma que el suelo parece más resistente que lo que en realidad es.

Para tener en cuenta este fenómeno diversos autores han propuesto sus correcciones, siendo la más frecuentemente utilizada la de Terzaghi y Peck (1948) que indican que para valores de N superiores a 15 en suelos densos por debajo de la capa freática se debe corregir el valor empleando:

$$N_{\text{corregido}} = 15 + \frac{1}{2}(N_{\text{medido}} - 15)$$

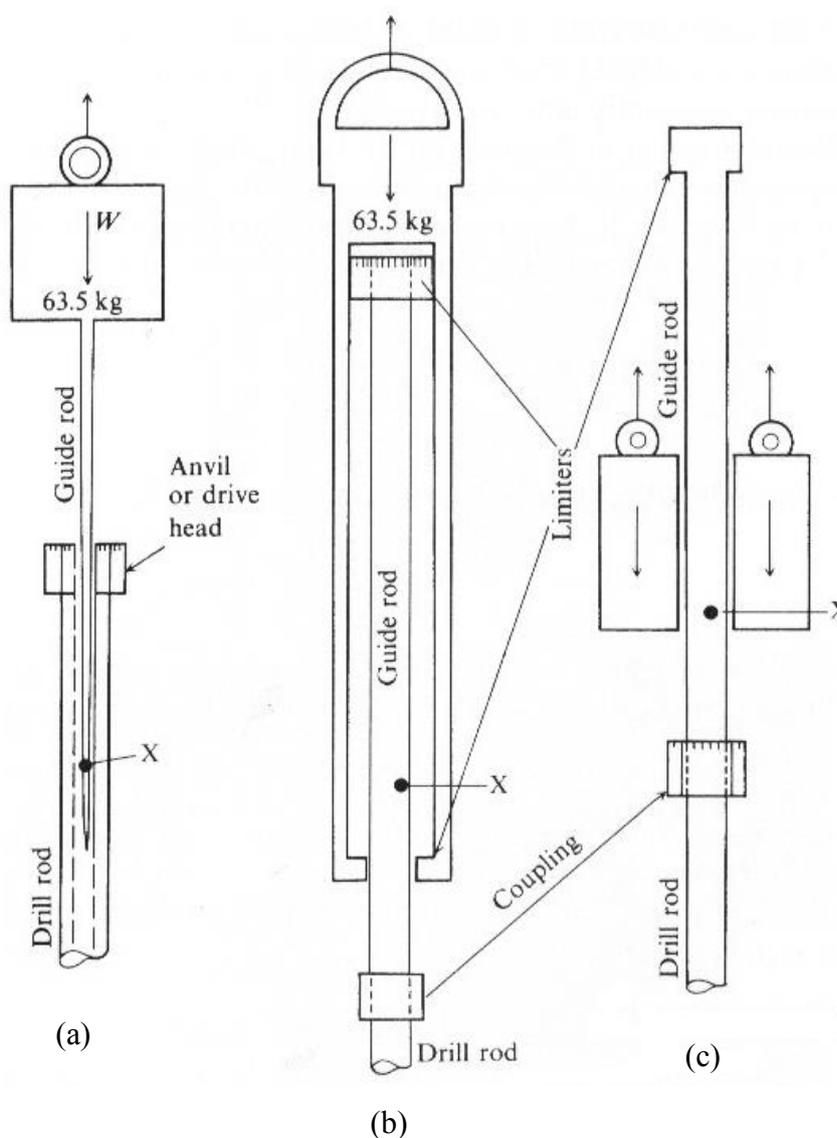


Fig. 3.7 Esquema de los dispositivos de golpeo (martillos) más utilizados; (a) modelo inicial del martillo; (b) martillo de seguridad (c) martillo anular (con agujero en el centro).

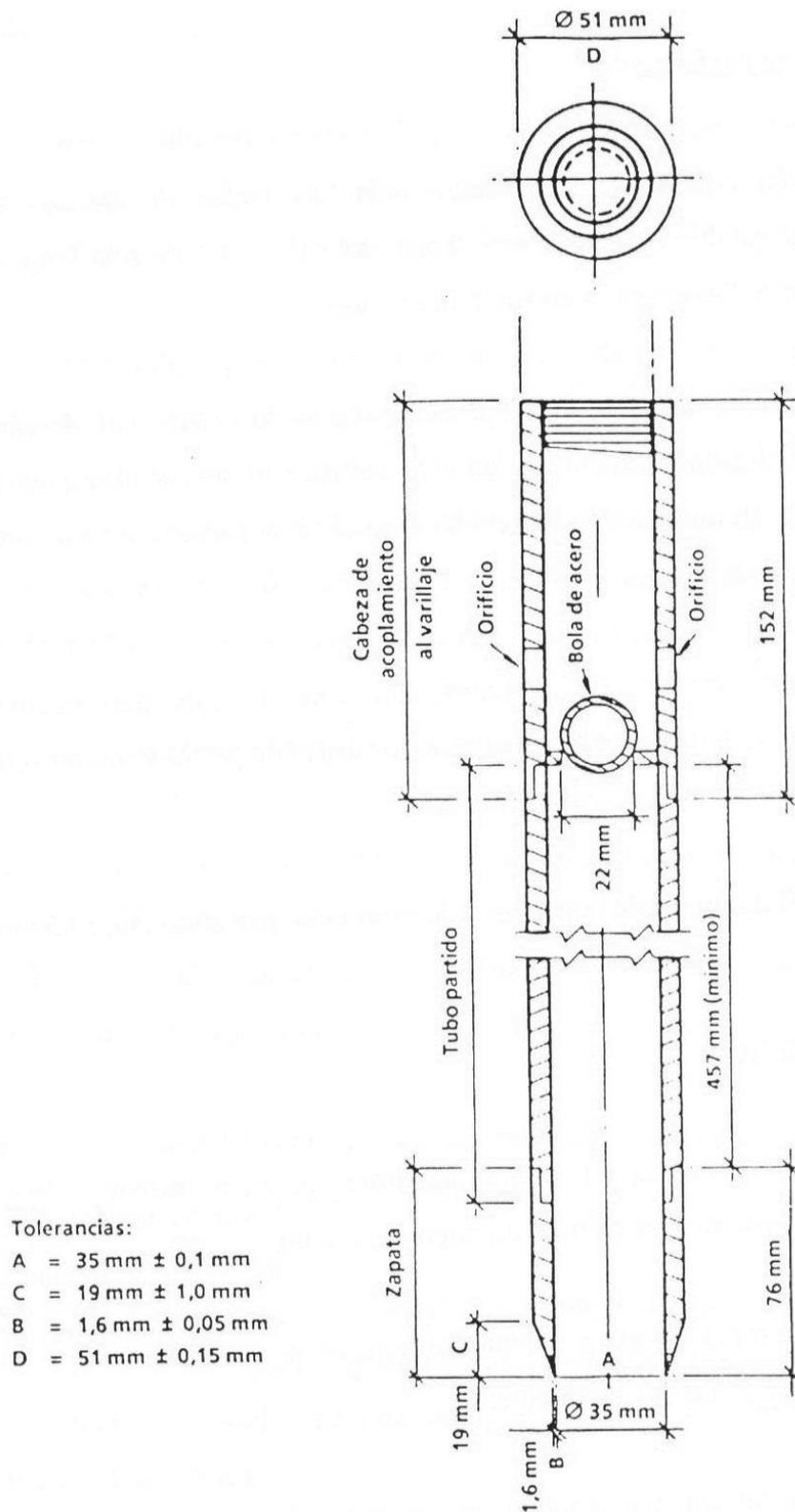


Fig. 3.8 Características geométricas del tomamuestras normalizado SPT.

3.2.2 Factores que afectan los resultados

Antes del año 1967 el SPT, de acuerdo con la ASTM requería que el tomamuestras sea asentado en el fondo del sondeo e hincado 300mm. Esta indicación podría haber reducido el valor de N aproximadamente 50% del valor de N que se obtiene de acuerdo con las indicaciones actuales de la ASTM. Esto debido a que los primeros 150mm de asiento requeridos actualmente producen una resistencia por fricción significativa sobre el tomamuestras al hincar los 300mm siguientes. Desafortunadamente las correlaciones actuales a partir del SPT podrían estar basadas en valores de N obtenidos a partir de este procedimiento indicado por la ASTM antes del año 1967. Antes y después de la estandarización de la ASTM regularmente ha sido observado que los valores de N no son reproducibles aunque se obtienen de sondeos adyacentes sea que se realicen con el mismo equipo o con diferentes equipos. Debido al extenso uso del SPT, este problema recibió mucha atención primero por Gibbs y Holtz (1957), quienes consideraron que la presión de tapada y la longitud de las barras eran la principal causa de la falta de reproducibilidad. Después de esto no se hizo más hasta que Mello (1971) presentó una investigación en la que fijó la atención en la energía del hincado (Schmertmann, 1975). De acuerdo con estas investigaciones las discrepancias pueden deberse a factores tales como:

- El uso de zapatas desgastadas o curvadas.
- Producir cambios bruscos de las condiciones del fondo del sondeo, como resultado de un muy rápido retiro del barreno de perforación o debido a diferencias considerables entre el nivel freático y el agua dentro del sondeo.

Estas condiciones pueden ser evitadas prestando atención a la norma ASTM 1586. La condición adecuada de la zapata puede ser asegurada por una inspección regular, especialmente después de un trabajo duro.

Una atención apropiada a esta causa de discrepancias deja a la energía de hincado y a su disipación alrededor del tomamuestras dentro del suelo como el principal factor de la discrepancia de valores de N. Debería ser evidente que el N (número de golpes) contados está directamente relacionado con la energía de hincado, la cual teóricamente es calculada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_m = \frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 \quad [3.5]$$

$$v = (2gh)^{1/2} \quad [3.6]$$

Sustituyendo la ecuación [3.6] en la ecuación [3.5] podemos obtener:

$$E_m = \frac{1}{2} \frac{W}{g} (2gh) = Wh \quad [3.7]$$

donde:

W = peso o masa del martillo.

h = es la altura de caída.

de acuerdo con las condiciones estándar el peso del martillo es 63.5 Kg. y la altura de caída 30 pulg. reemplazando estos valores en la ecuación anterior obtenemos una energía teórica de hincado de 474.5 Joules.

Kovacs y Salomone (1982) hallaron que la energía real del tomamuestras para producir la penetración varía entre 30 y 80%; Riggs (1983) obtuvo valores de la energía de hincado entre 70 y 100%. Estas discrepancias aparecen debido a los siguientes factores:

- Equipos de diferente fabricación. Una gran variedad de sistemas de fabricación actualmente tienen uso común, sin embargo los barrenos rotatorios con martillo anular (ver Fig. 3.7c) es el más utilizado fuera de Estados Unidos.
- La configuración del martillo también tiene influencia en la cantidad de la energía de hincado del tomamuestras.
- Si el martillo utiliza un sistema automático que controla la altura de caída dentro de $\pm 25\text{mm}$, o si el sistema utilizado es una cuerda con malacate, la energía real dependerá de:
 - El diámetro y condición de la cuerda.
 - Diámetro y condición del malacate (oxidado o si se utiliza un diámetro de 125 o 200 mm).
 - El número de vueltas de la cuerda alrededor del malacate como $1\frac{1}{2}$, 2, 3, etc. Parece que dos vueltas es el óptimo y es extensamente utilizado. Parece que hay alguna influencia del modo que es jalada la cuerda desde el malacate, es decir si es jalada desde la parte superior ($1\frac{3}{4}$ de vuelta) o desde la parte inferior ($2\frac{1}{2}$ vueltas).
 - La altura real de caída desde la cual el operador suelta la cuerda para permitir la caída libre del martillo. Riggs (1986) sugirió que el operador comúnmente levanta 50mm más por encima de la altura indicada por la norma. El operador comúnmente obtiene 40 a 50 golpes por minuto.
- También podría suceder que los valores de N sean mayores para suelos sobre consolidados (con gran densidad relativa) que para suelos normalmente consolidados.
- La presión de tapada. Suelos con la misma densidad darán valores de N más pequeños si la presión de tapada es más pequeña (por ejemplo cerca a la superficie de terreno).
- Sondeos de tamaño mayor del orden de 150 a 200 mm también reducirán los valores de N .

- El grado de cementación también podría ser significativo y dar valores de N más altos en zonas cementadas que podrían tener poca presión de tapada.
- La longitud de las barras de perforación. A partir de longitudes de 10m se ha visto que no es crítico el efecto; sin embargo para longitudes menores y N menor que 30 sí es crítico. Este efecto fue examinado por primera vez por Gibbs y Holtz (1957) y más tarde por Mclean (1975), quienes utilizaron un modelo de computadora para analizar la influencia de la longitud de las barras así como otros factores tales como la resistencia en el tomamuestras.

De todos estos estudios citados ha sido sugerido que el SPT sea estandarizado a alguna razón de energía (E_r) la cual debería ser calculada del siguiente modo:

$$E_r = \frac{\text{Energía real del martillo en el tomamuestras } (E_a)}{\text{Energía proporcionada } (E_{in})} \times 100 \quad [3.8]$$

Existen propuestas para calcular la energía producida basadas en la velocidad del martillo en el instante de impacto con la cabeza de golpeo o como una medida de la energía en la barra de perforación justo debajo de la cabeza de golpeo. Podría suceder sin embargo que utilizando el valor teórico dado por la ecuación [3.7] para la energía producida sería preferible debido a que no depende del equipo.

Debido a la gran dispersión en E_r y el resultante valor de N cuando es razonable esperar un valor único para el suelo a una determinada profundidad se ha sugerido una dependencia con el equipo de perforación y E_r de la ecuación [3.8] a esto se le ha llamado como razón de energía estándar E_{rb} . De este modo con un equipo de perforación que produce una $E_r = 45$ podría ajustarse a la E_{rb} de modo que aproximadamente se calcule el mismo N que para un equipo de perforación con $E_r = 70$. Hay varias sugerencias para el valor de la razón de energía estándar (E_{rb}) como sigue:

E_{rb}	Referencia
50 a 55	Schmertmann (1983)
60	Seed (1985), Skempton (1986)
70 a 80	Riggs (1986)

Si una E_{rb} es especificada es posible convertir el resultado de N a una base diferente sin embargo es necesario conocer la E_r con la que se obtuvo el N de campo.

El N'_{70} puede ser medido a partir del N de campo como sigue:

$$N'_{70} = C_N * N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4 \quad [3.9]$$

donde:

η_i = factores de ajuste de la Tabla 3.2.

N'_{70} = N ajustado para un $E_{rb} = 70$ y para una presión de tapada de 95.76 kPa.

C_N = ajuste debida a la presión de tapada, σ'_0 (kPa) calculado como:

$$C_N = \left(\frac{95.76}{\sigma'_0} \right)^{1/2}$$

Tabla 3.2
Factores h_i para la ecuación 3.9*

País	Martillo para h_i				Observaciones
	Anular		De seguridad		
	Cuerda-malacate	Cadena	Cuerda-malacate	Cadena/automático	
EEUU	45	---	70-80	80-100	$h_1 = E_r/E_{rb} = E_r/70$
Japón	67	78	---	---	Para EEUU cadena/auto
Reino Unido	---	---	50	60	$w/E_r = 80$
China	50	60	---	---	
Corrección por la longitud de las barras h_2					
	longitud	> 10 m	$h_2 =$	1.00	N es muy alto para $L < 10$ m
		6-10	$=$	0.95	
		4-6	$=$	0.85	
		0-4	$=$	0.75	
Corrección por el tomamuestras h_3					
	Sin delineador		$h_3 =$	1.00	Valor base
	Con delineador: arena densa, arcilla		$=$	0.80	N es demasiado alto con delineador
	Con delineador: Arena suelta		$=$	0.90	
Corrección por el diámetro del sondeo h_4					
Diámetro del agujero:**	60-120mm		$h_4 =$	1.00	Valor base; N es muy pequeño cuando el agujero es grande
	150 mm		$=$	1.05	
	200 mm		$=$	1.15	

* Datos resumidos por Riggs (1986), Schmertmann (1978) y Seed (1985)

** $h_4 = 1.00$ para todos los diámetros de barra del barreno donde el STP es realizado a través de la barra.

Es necesario darse cuenta que valores mayores que E_r disminuyen el número de golpes N con una tendencia lineal. Por ejemplo, si con E_{r45} obtenemos $N = 20$ con E_{r90} obtendríamos $N = 10$. Esto significa que la razón de energía por el número de golpes debería ser constante para cualquier suelo; es decir:

$$E_{r1} * N_1 = E_{r2} * N_2 \quad [3.10]$$

o

$$N_2 = \frac{E_{r1}}{E_{r2}} * N_1$$

Usando la relación dada en la ecuación [3.10] podemos convertir el valor de N a cualquier otra relación de energía siempre que conozcamos la energía con la que fue obtenido este valor.

Es evidente de la Tabla 3.3 que los factores de ajuste son igual a 1 para el caso de:

- Agujeros o sondeos de diámetro pequeño.
- Longitud de las barras de perforación mayores a 10m.
- Energía relativa aplicada por el equipo de perforación igual a 70%.
- Empleo de tomamuestras sin delineador.

En este caso el N de campo se debe ajustar únicamente debido a la presión de tapada utilizando para ello el valor de C_N . Esta observación es hecha tomando en cuenta diferentes opiniones relacionadas con la corrección de N :

- No hacer ninguna corrección podría ser correcto cuando se emplea equipo en condiciones corrientes. Esto podía tener la ventaja de que permite detectar incrementos de la rigidez del suelo con la profundidad y variaciones superiores podrían indicar cementación u $OCR > 1$.
- Ajustar únicamente debido a la presión de tapada, es decir todos los factores de ajuste $\eta_i = 1$ con el C_N correspondiente.
- Utilizar la ecuación [3.9] probablemente es el mejor método pero requiere calibración del equipo de perforación para conocer E_r y operadores que sigan el procedimiento indicado en las normas. Esto requerirá una calibración regular del equipamiento así como tomar en cuenta el desgaste y cambios generales con el uso, este procedimiento probablemente se volverá una exigencia para extrapolar valores de N a través de regiones geográficas donde se utilice diferente equipo y diferente E_r .

La practica convencional es hacer un SPT cada 1 ó 2 m después de la penetración de la parte superior del suelo ejecutando la primera prueba a 1 ó 1.50m de profundidad. Para cada prueba hay una recuperación de la muestra de alrededor de 460mm incluyendo la profundidad de asiento, esto proporciona un perfil visual de alrededor del 50% de la longitud del sondeo. Muestras de suelos sin cohesión son inspeccionadas visualmente.

3.2.3 Correlaciones del ensayo

El SPT a sido utilizado en correlaciones para el peso unitario, la densidad relativa, el ángulo de fricción interna y la resistencia a compresión no confinada. También a sido utilizado para calcular la capacidad portante de las cimentaciones y para estimar el módulo esfuerzo – deformación.

Por las razones dadas en la sección precedente muchas de estas correlaciones son cuestionables. Algunas están basadas en una pequeña base de datos o en suelos específicos. Donde una gran base de datos fue utilizada, queda la cuestión de que energía relativa fue utilizada, esto a sido muy crítico debido a que muchas bases de datos fueron obtenidas de literaturas que podrían provenir desde los años cuarenta hasta el presente correspondiendo a rangos de energía relativa variables entre el 35 y 80%.

Tabla 3.3					
Valores empíricos de ϕ, D_r y peso unitario de suelos granulares basados en el STP hasta 6 m de profundidad y normalmente consolidados [aproximadamente, $\phi = 28^\circ + 15^\circ D_r (\pm 2^\circ)$]					
Descripción	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso
Densidad relativa, D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70} : fino	1-2	3-6	7-15	16-30	?
medio	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
grueso	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
ϕ : fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
medio	27-28	30-32	32-36	36-42	< 50
grueso	28-30	30-34	33-40	40-50	
$\gamma_{húmedo}, kN/m^3$	11-16*	14-18	17-20	17-22	20-23

* Suelo excavado o depositado desde un camión, tiene un peso unitario de 11 a 14 kN/m³ y deben estar muy densos para pasar por encima de 21 kN/m³. No existen suelos con $D_r = 0$ ni con un valor igual a 1. Los rangos varían de 0.3 a 0.7.

CAPÍTULO IV

ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS BÁSICAS, LA DILATANCIA Y EL ϕ' DE LA ARENA EMPLEANDO EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y EL SPT

Como estudio de las propiedades de la arena eólica se inicia este capítulo mostrando trece muestras de la arena eólica obtenidas de sondeos realizados durante la ejecución de estudios de mecánica del suelo en diferentes zonas de la ciudad de Piura. Esto con la finalidad de mostrar que la granulometría es constante, del mismo modo el contenido de finos. Gracias a ello postulamos en esta tesis que los valores del ángulo de fricción obtenido para diferentes densidades entre 1.45 y 1.70 g/cm³ se pueden aplicar a la arena eólica de cualquier zona de la ciudad de Piura siempre que su granulometría se encuentre dentro de los límites de las muestras aquí presentadas.

En este capítulo se muestra la forma de las partículas de la arena y su composición mineralógica. Como uno de los aportes de esta tesis se presentan gráficos con los valores del ángulo de fricción efectivo en función de la densidad. A través de la dilatancia medida en el ensayo de corte se muestra la expansión o compresión del suelo en función a la densidad cuando se le somete a corte. Finalmente se presenta una comparación entre el ángulo de fricción estimado a partir de correlaciones con el SPT y el estimado con el ensayo de corte directo.

4.1 Ubicación de sondeos y calicatas tomados como referencia y realizados para este estudio

Ubicación de los sondeos y calicatas realizados

El trabajo de campo consistió en hacer dos sondeos de 4 m de profundidad y dos calicatas de 3 m de profundidad ubicados como se muestra el plano N° 3 del Anexo D.

Calicatas	Profundidad	Sondeos	Profundidad
C-1	3 m	S-1	4 m
C-2	3 m	S-2	4 m

- La calicata C-1, se ubicó en el campus de la Universidad de Piura, cerca de la puerta de ingreso de Vicus. En una zona de arenas finas densas, esto de acuerdo con la tesis “Identificación de zonas con potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura con ensayos SPT”, Pinto Zegarra Cesar (1999). Sin embargo de acuerdo con los registros del SPT realizado y las mediciones del peso unitario, la arena se hallaba en estado suelto
- La calicata C-2, se ubicó en el campus de la Universidad de Piura, dentro del área de ampliación del laboratorio de química. En una zona de arenas densas, de acuerdo con el estudio de mecánica del suelo realizado para la cimentación del laboratorio antes mencionado. Premisa que fue confirmada con los registros del SPT realizado y las mediciones del peso unitario.

Ambas calicatas fueron realizadas en el lugar donde hicimos los sondeos que contemplaban la ejecución de ensayos de Penetración Estándar (SPT), con el fin de determinar el perfil estratigráfico, la ubicación del nivel freático, la variación del contenido de humedad natural, la densidad y conocer así el tipo y características resistentes del suelo.

Las calicatas se ubicaron en zonas con presencia de arenas eólicas. Con los siguientes objetivos:

- Analizar una columna estratigráfica de arena suelta y otra de arena densa.
- Obtener pares de datos compuestos por densidad in situ y N del SPT a cada metro de profundidad.
- Determinar propiedades físicas como: forma de las partículas, densidad, granulometría y contenido de finos
- Determinar el ángulo de fricción interno a través de las pruebas de corte directo en condiciones consolidadas drenadas, en muestras remoldeadas a la densidad in situ correspondiente a cada metro de profundidad. Esto con la finalidad de obtener correlaciones directas entre la densidad y el ángulo de fricción interno.
- Analizar el potencial de licuación de acuerdo con el método de Seed e Idriss, de una columna de arena suelta y una columna de arena densa.

- Estudiar los cambios de volumen de la arena de las columnas estratigráficas durante los ensayos de corte directo. Esto con la finalidad de verificar que las arenas licuables sufren compresión y que las arenas no licuables sufren expansión al ser sometidas a esfuerzos de corte. Fenómeno al que se le atribuye la licuación de las arenas en estado suelto y la no licuación de las arenas en estado denso.
- Obtener muestras de arena eólica para realizar los ensayos de corte directo en especímenes del suelo con densidades desde 1.45 hasta 1.70 g/cm³. Esto con la finalidad de hallar una expresión propia, de la arena eólica de Piura, entre la densidad y el ϕ' válido para el rango de densidades de ensayo.

Los resultados de los ensayos de Penetración (SPT) de los sondeos S-1 y S-2 se indican en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1
Número de golpes (Ncampo) de los sondajes S-1 y S-2

Profundidad (m)	Ncampo	
	S-1	S-2
1	4	12
2	5	20
3	7	23
4	7	32

Ubicación de las muestras tomadas como referencia

De los estudios de suelos realizados por el LEEM, se han escogido a modo de ejemplo algunas curvas granulométricas con el fin de mostrar la gran extensión de zonas constituidas por suelos eólicos, la ubicación de estos estudios de mecánica del suelo se pueden ver en el plano N° 2 de Anexo D. Las columnas estratigráficas halladas en los estudios de mecánica del suelo muestran que estos suelos tienen tamaños de partículas en un rango muy estrecho como se puede ver en las curvas granulométricas mostradas en la Fig. 4.9, ahí se aprecia que estas arenas tienen granos de arena menor a 0.3 mm y mayor a 0.074 mm, su coeficiente de uniformidad varía entre 1 y 4, el D₅₀ entre 0.1 y 0.25 mm.

Estos suelos presentan las características de los suelos que sufrieron licuación en terremotos pasados según propuso Tsuchida (1970) esto debido a que son suelos que tienen menos del 5% de partículas que pasan el tamiz 200 y el D₅₀ se halla entre 0.02 y 2 mm que es el rango de los suelos que licuan.

Muestra 1

Corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos realizado en Octubre de 1990 para la cimentación de una Cámara de Bombeo que se ubica en el AAHH Jorge Chávez, frente a la zona militar. Ver Fig. 4.1.

La muestra es una arena media o fina mal graduada, de color plomo blanquizca. Proveniente del sondeo S1 del estudio cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 3.5 a 8.0 m.

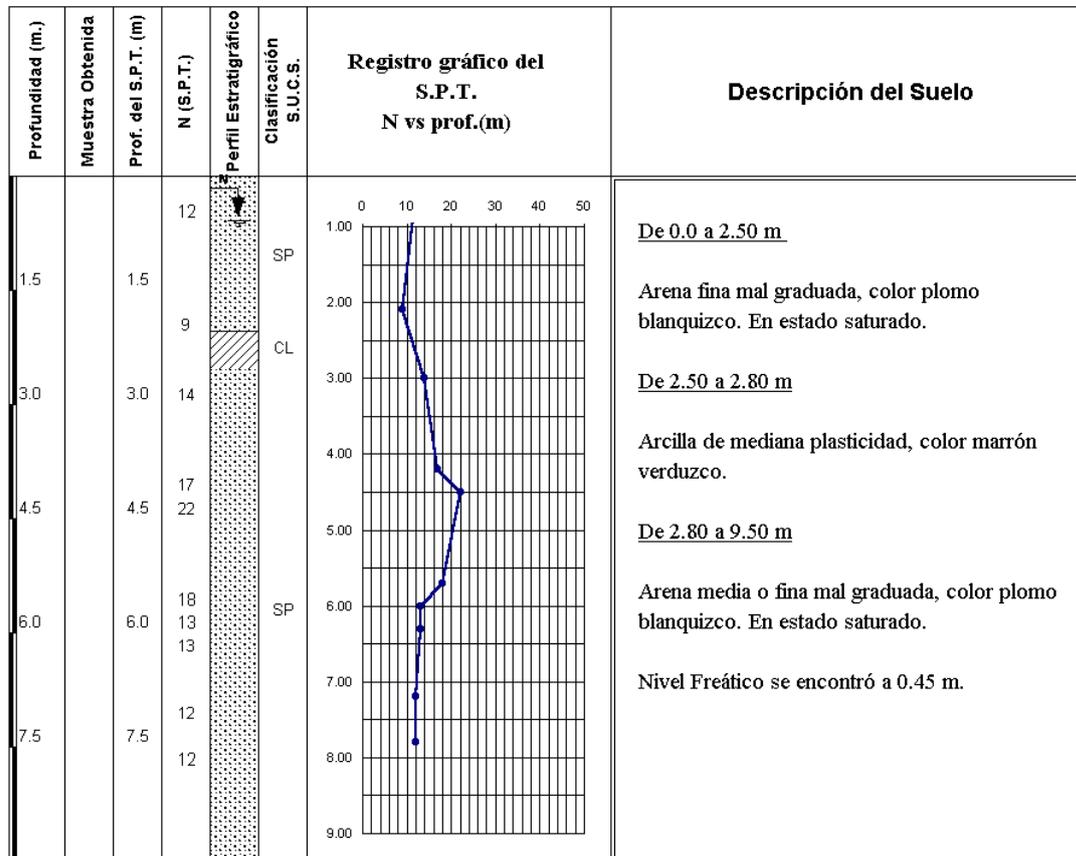


Fig. 4.1 Perfil del sondeo S1. Donde se extrajo la muestra 1 (3.5 a 8.0 m de prof.).

Muestra 2 y 3

Corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos realizado en Enero de 1995 para la cimentación de una edificación de un máximo de 2 niveles correspondiente a un Complejo Hotelero. El terreno estudiado se encuentra ubicado en la zona norte de la ciudad de Piura, frente al campus de la Universidad de Piura. Colinda por el norte con la Av. Chirichigno, por el sur con el grifo MEGA, por el oeste con la Av. Ramón Mujica y por el este con la Habilitación urbana Los Tallanes. Presenta un área bruta de aprox. 10 Ha., de la cual solo se exploró la parte donde se ubicarán las principales edificaciones. Ver Fig. 4.2 y Fig. 4.3.

La muestra 2, es una arena fina limpia, de origen eólico, color marrón amarillento claro. Proveniente del sondeo S1 cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 0.0 a 6.45 m.

La muestra 3, es una arena media a fina, color marrón amarillento claro. Proveniente del sondeo S3 cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 0.0 a 3.15 m.

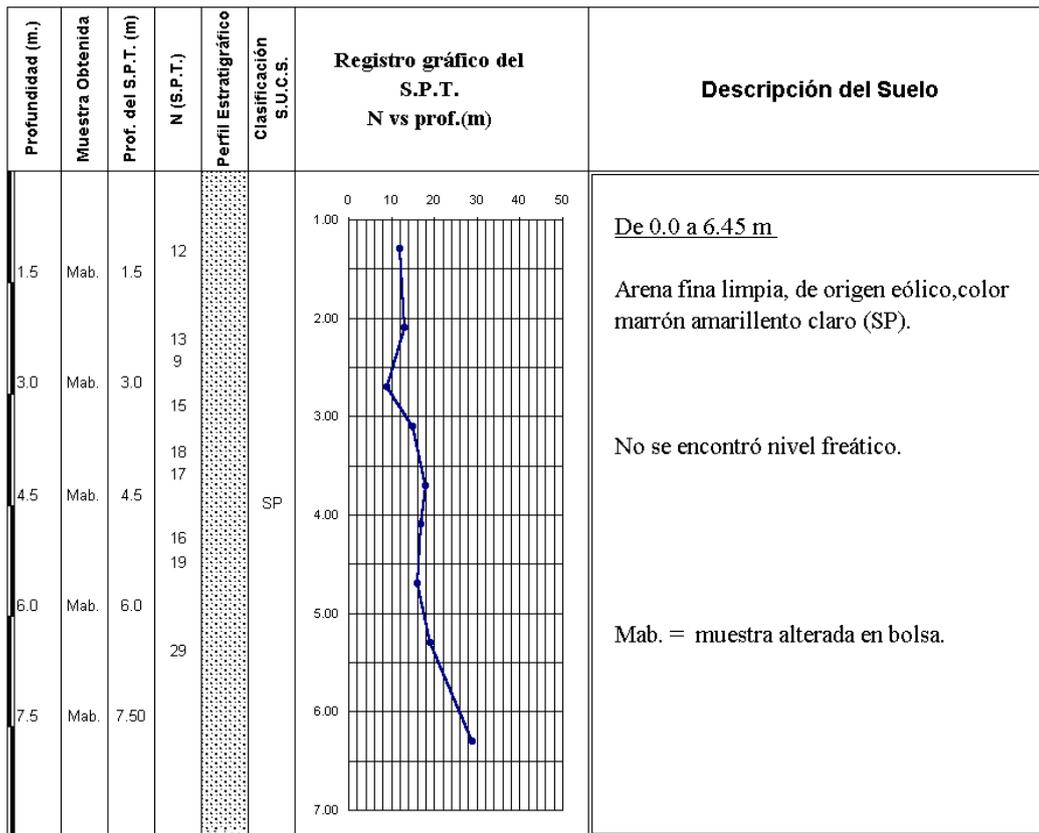


Fig. 4.2 Perfil del sondeo S1. Donde se extrajo la muestra 2 (0.0 a 6.45 m de prof.).

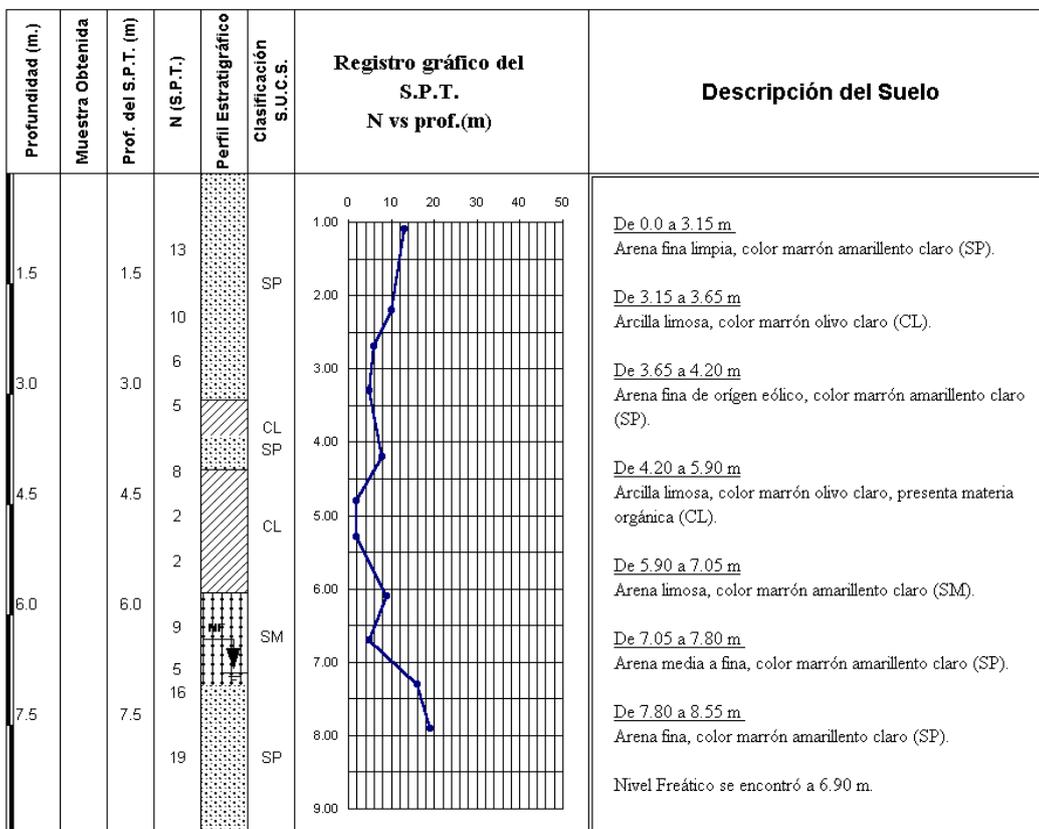


Fig. 4.3 Perfil del sondeo S3. Donde se extrajo la muestra 3 (0.0 a 3.15 m de prof.).

Muestra 4 y 5

Corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos realizado en Julio de 1987 para evaluar el comportamiento mecánico del subsuelo donde se proyectó la urbanización “La Laguna” – Segunda Etapa. El trabajo de campo consistió en dos perforaciones hasta 5 m de profundidad. Ver Fig. 4.4.

La muestra 4, es una arena fina pobremente graduada. Proveniente de la perforación P1 cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 0.0 a 5.0 m.

La muestra 5, es una arena fina pobremente graduada, limpia. Proveniente de la perforación P2 cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 0.0 a 5.0 m.

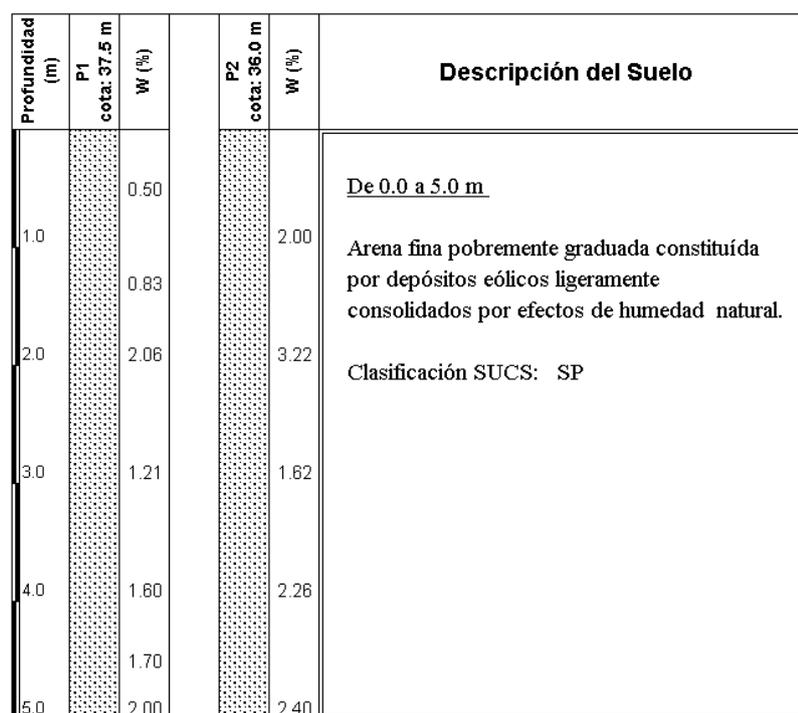


Fig. 4.4 Perfil de las perforaciones P1 y P2, donde se extrajeron las muestras 4 y 5 (0.0 a 5.0 m de prof.).

Muestra 6 y 7

Corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos realizado en Agosto de 1993 para la cimentación de edificaciones de 2 niveles, correspondientes a la habilitación urbana Los Tallanes. El terreno comprende un área bruta de 5 000 m². Se ubica entre las Urbanizaciones San Eduardo y Santa Isabel, en la zona norte de la ciudad de Piura. Ver Fig. 4.5 y Fig. 4.6.

La muestra 6, es una arena fina limpia de origen eólico, color marrón claro. Proveniente del sondeo S2 cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 0.0 a 4.1 m.

La muestra 7, es una arena fina limpia de origen eólico, color marrón claro, Proveniente del sondeo S3 cuyo perfil se presenta a continuación, profundidad 0.0 a 2.5 m.

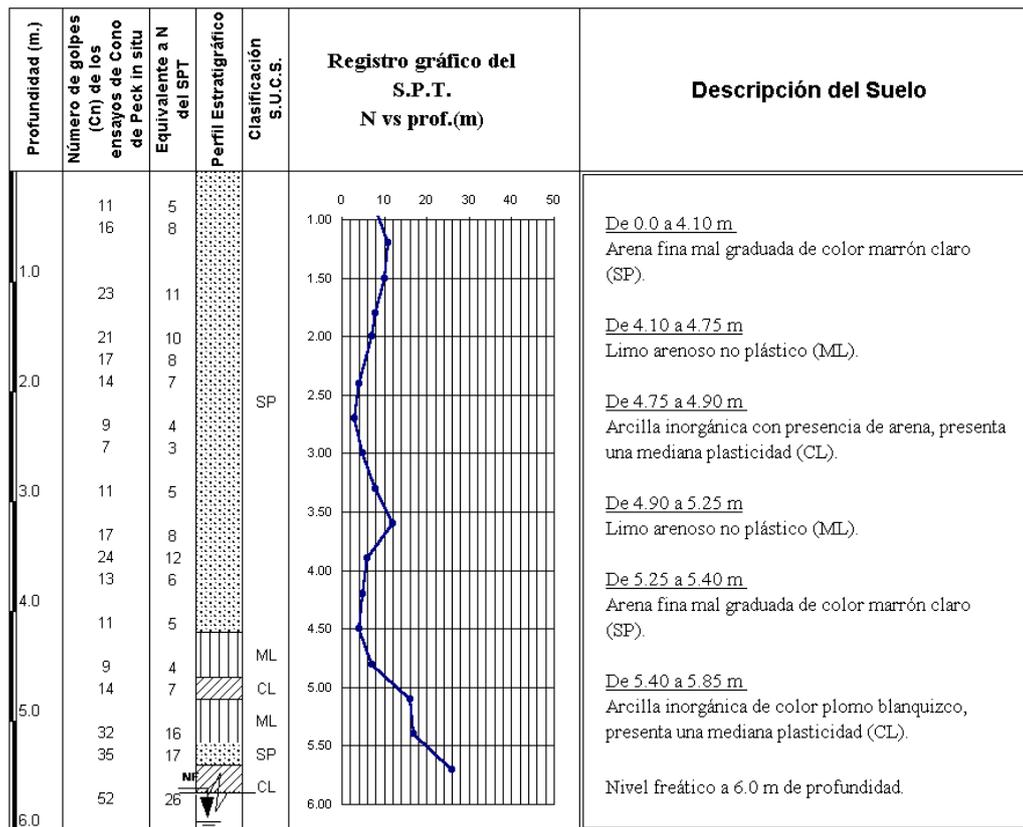


Fig. 4.5 Perfil del sondeo S2. Donde se extrajo la muestra 6 (0.0 a 4.1 m de prof.).

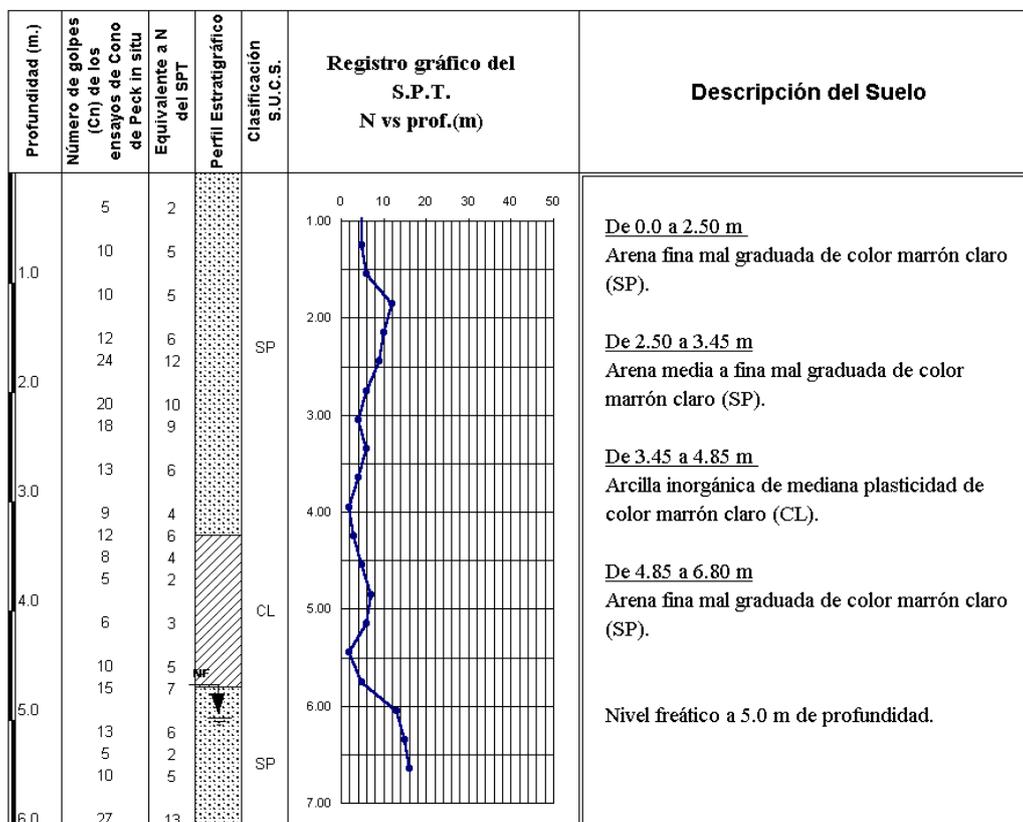


Fig. 4.6 Perfil del sondeo S3. Donde se extrajo la muestra 7 (0.0 a 2.5 m de prof.).

Muestra 8

Corresponde al sondeo S1 cuyo perfil se muestra en el Anexo B. Este sondeo se ubica en el campus de la Universidad de Piura, cerca de la puerta de ingreso de Vicus. Las muestras de suelo extraídas de la calicata realizada al lado de este sondeo fueron analizadas en este estudio.

Es una arena fina SP, de origen eólico, color gris olivo claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 2% de finos no plásticos, presente de 0.0 a 3.0m.

Muestra 9, 10 y 11

Corresponde al sondeo S2 cuyo perfil se muestra en el Anexo B. Este sondeo se ubicó en el campus de la Universidad de Piura, dentro del área de ampliación del laboratorio de química. Las muestras de suelo extraídas de la calicata realizada al lado de este sondeo fueron analizadas en este estudio.

La muestra 9, es una arena fina SP, de origen eólico, color gris claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 1% de finos no plásticos, profundidad de 0.0 a 1.0m.

La muestra 10, es una arena fina SP, de origen eólico, color gris claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 2% de finos no plásticos, profundidad de 1.0 a 2.0m.

La muestra 11, es una a arena fina SP, de origen eólico, color gris claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 2% de finos no plásticos, profundidad de 2.0 a 3.0m.

Muestra 12

Corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos realizado en Noviembre de 1994 para la cimentación de una edificación de un máximo de 2 niveles, correspondiente al centro educativo "Don Bosco". El terreno estudiado se ubica en la zona posterior al ingreso principal (ubicado en el parque don Bosco s/n) del mismo. El colegio colinda con el Malecón María Auxiliadora, en el Distrito de Castilla, provincia y departamento de Piura. Ver Fig. 4.7.

La muestra es una a arena fina mal graduada, presenta 1% de finos no plásticos. Procedente del sondeo S3, profundidad 1.40 a 5.50 m.

Muestra 13

Corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos realizado en Noviembre de 1994 para la cimentación de viviendas familiares de 2 niveles. Estas viviendas constituirán la Urb. Los Jardines, se ubica en el sector Norte de la ciudad de Piura, entre la Urb. Ignacio Merino y el campus de la Universidad de Piura. Además colinda con el Cementerio Metropolitano. Ver Fig. 4.8.

La muestra es una a arena fina mal graduada, color marrón claro, presenta 2.6% de finos no plásticos, corresponde al sondeo S1. Profundidad 1.50 a 4.70 m.

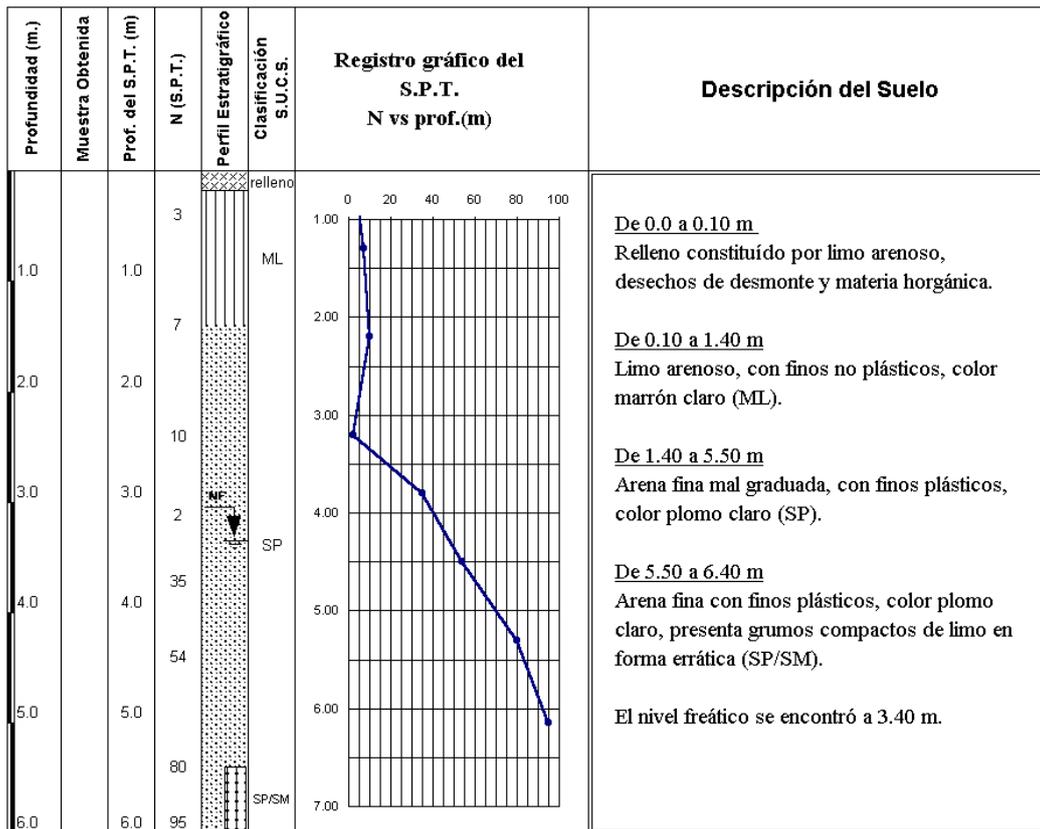


Fig. 4.7 Perfil del sondeo S3. Donde se extrajo la muestra 12 (1.4 a 5.5 m de prof.).

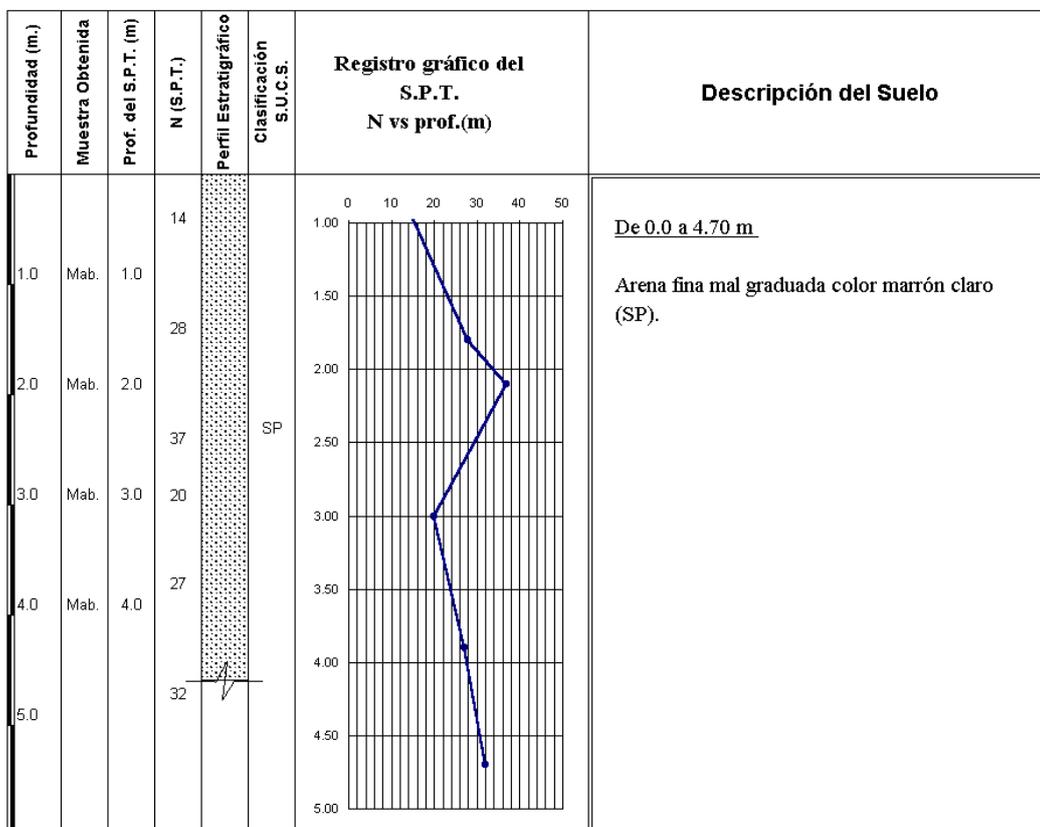


Fig. 4.8 Perfil del sondeo S1. Donde se extrajo la muestra 13 (1.5 a 4.7 m de prof.).

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Norma Técnica : NTP - 339 - 128 - 1999

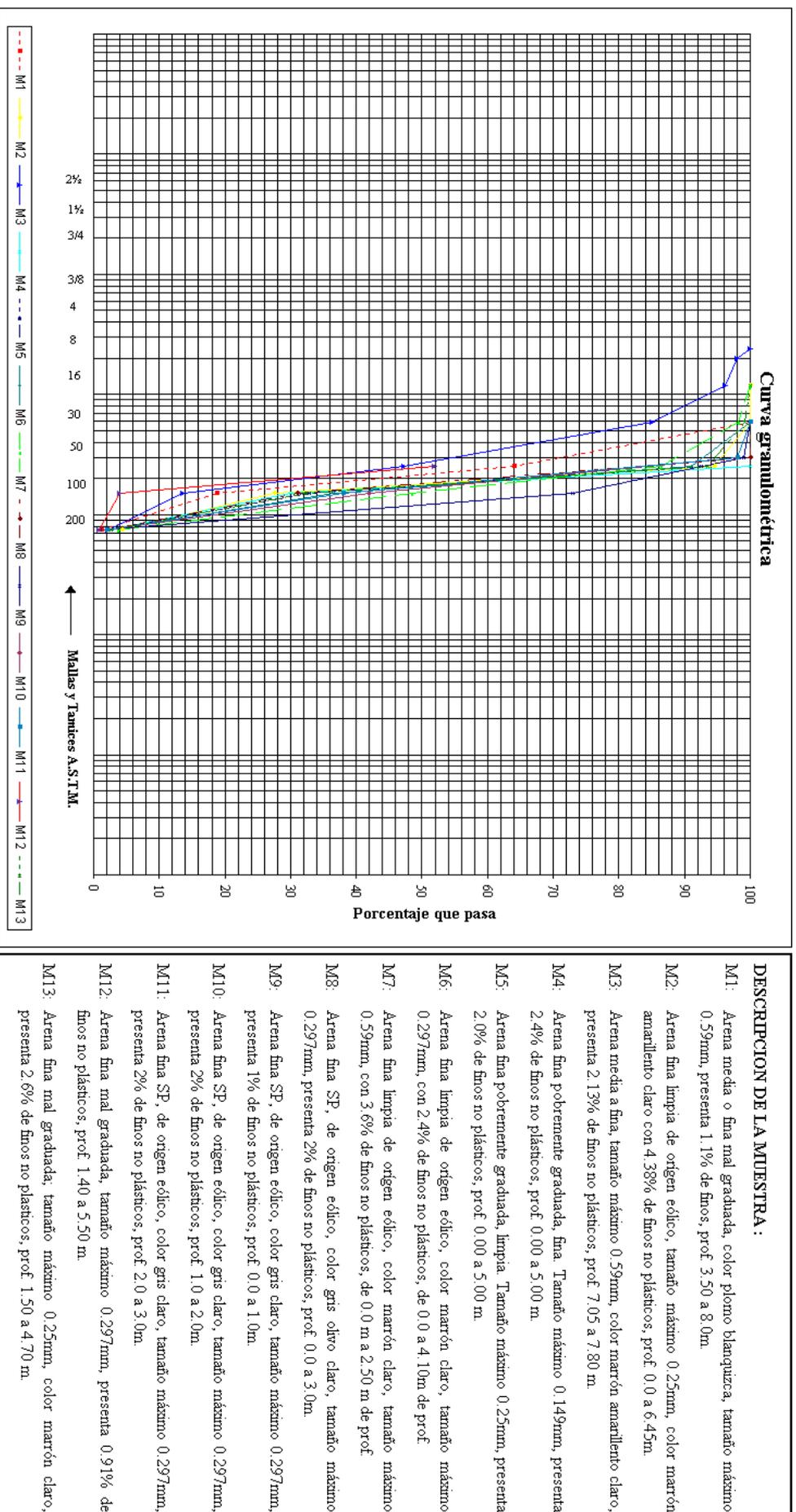


Fig. 4.9 Curvas granulométricas de las muestras tomadas como referencia, procedentes de algunos estudios de mecánica del suelo realizados en la ciudad de Piura.

4.2 Propiedades físicas

Las muestras extraídas de las calicatas realizadas fueron llevadas al LEMC para determinar sus propiedades físicas como granulometría, contenido de finos, forma de las partículas, gravedad específica.

4.2.1 Granulometría y contenido de finos

Los resultados de los ensayos de granulometría y contenido de finos se muestran en el Anexo B. Estos ensayos se han realizado siguiendo las normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) y las normas Técnicas Peruanas (NTP).

Como se puede ver de las curvas granulométricas que se muestran en la Fig. 4.9, estos suelos tienen tamaños de partículas en un rango muy estrecho, se aprecia que:

- Esta arena tiene partículas mayores a 0.074 mm y menores de 0.3 mm.
- El porcentaje de suelo entre el diámetro 0.074 y 0.15 mm varía de 3 a 72%.
- El porcentaje de suelo entre el diámetro 0.15 y 0.30 mm varía de 25 a 96%.
- El contenido de finos presentes varía entre 1 y 2%.
- El D_{50} varía entre 0.14 y 0.19 mm, sus coeficientes de uniformidad y de curvatura promedio son:

$$Cu = \frac{0.18}{0.086} = 2.12$$

$$Cc = \frac{0.13^2}{0.086 * 0.18} = 1.1$$

De acuerdo con el SUCS el suelo se clasifica como arena fina pobremente graduada (SP).

Tomando como referencia lo citado en el capítulo II estos suelos son susceptibles de licuar dependiendo únicamente de su densidad, ya que el resto de características físicas, como tamaño de partículas y contenido de finos son similares a las de suelos que han licuado durante terremotos pasados, según propuso Tsuchida (1970).

4.2.2 Densidad

En la Tabla 4.2 se presentan los valores de densidad seca medidos in situ a cada metro de profundidad, de las calicatas C-1 y C-2.

Tabla 4.2
Densidad seca in situ de las calicatas C-1 y C-2

Calicatas			
C-1		C-2	
Profundidad (m)	Densidad (g/cm ³)	Profundidad (m)	Densidad (g/cm ³)
1	1.44	1	1.51
2	1.47	2	1.61
3	1.48	3	1.65

Luego, las muestras de arena obtenidas a cada metro de profundidad serán remoldeadas manteniendo el valor de su densidad seca, para realizar el ensayo de corte directo consolidado drenado.

Además se ensayarán muestras de arena para diferentes densidades entre 1.45 y 1.70 g/cm³, con el propósito de mostrar el valor del ángulo ϕ' obtenido, y poder aplicarlo a la arena eólica de cualquier zona de la ciudad de Piura, siempre que su granulometría se encuentre dentro de los límites de las muestras aquí presentadas como referencia y de las analizadas para el estudio.

4.2.3 Forma de las partículas

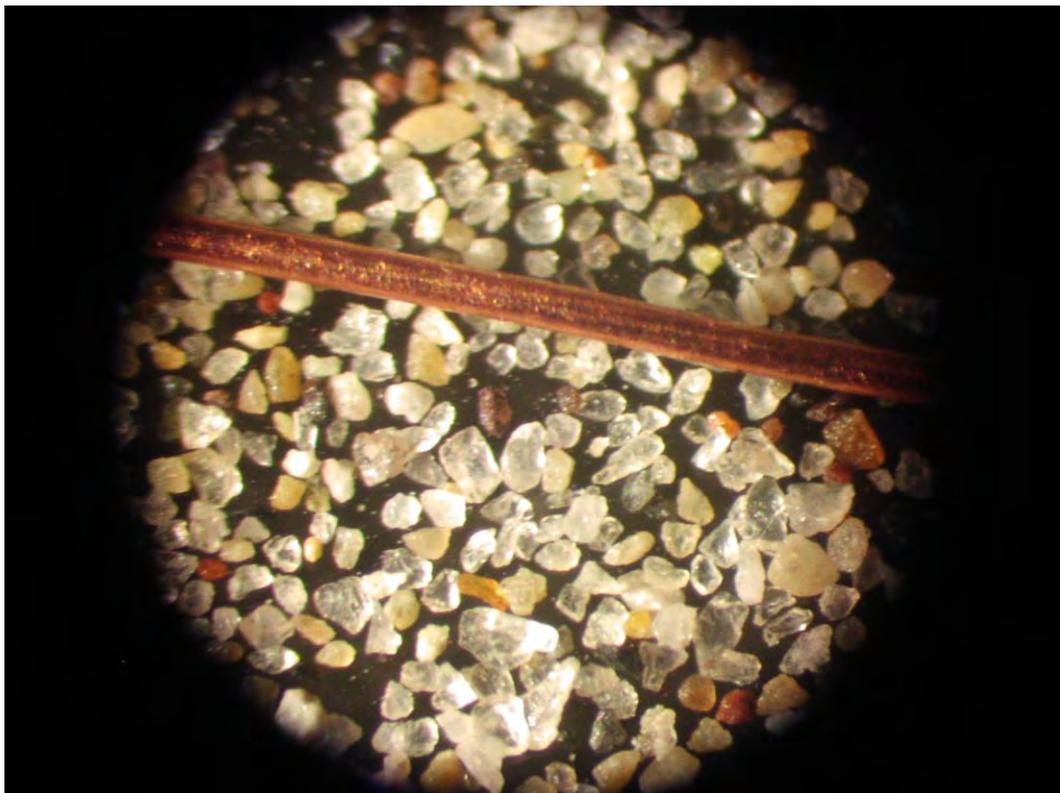
La arena eólica de Piura proviene de la erosión de los complejos metamórficos de la costa (Olmos, Bayóvar, Isla Lobos de Tierra, Illescas) y en menor proporción de las rocas ígneas de los Flancos Occidentales de la Cordillera de los Andes.

Estos sedimentos han sido transportados por el viento cuya dirección predominante es de Sur a Norte, sin embargo debido a los cambios de dirección del viento de Este a Oeste, el suelo eólico presenta una deposición cruzada. La formación del suelo eólico de Piura sigue el patrón de formación de las dunas en el desierto de Sechura.

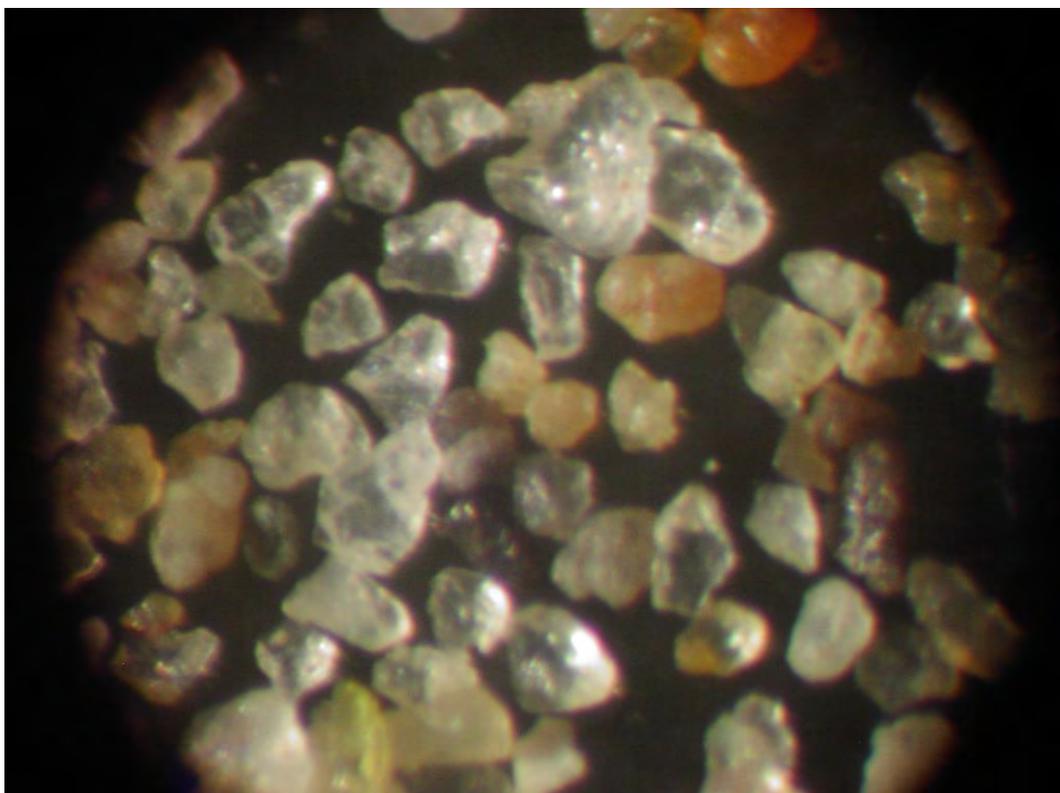
Con el afán de ilustrar la descripción petrográfica y mineralógica de esta arena he hecho un examen a través de un estereoscopio de veintiún aumentos. Las fotografías mostradas a continuación corresponden a este examen y la descripción siguiente esta basada en las mismas.

Las muestras proceden de cada metro de profundidad de las calicatas C-1 y C-2, cada una de ellas muestra las mismas características en cuanto a tamaño, forma y composición mineralógica. Debido a ello, en este informe presento solamente algunas de las fotografías.

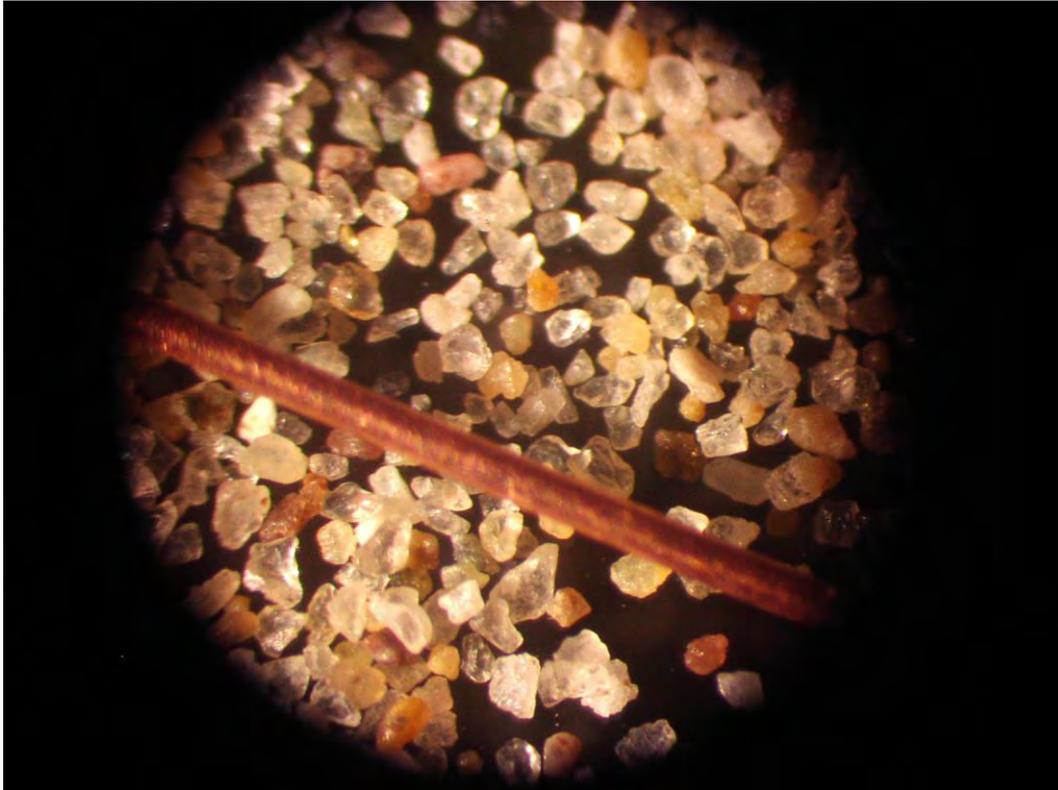
Con el afán de observar si es que existe alguna matriz cementante (calcárea o sílicea) las muestras analizadas no fueron lavadas previamente.



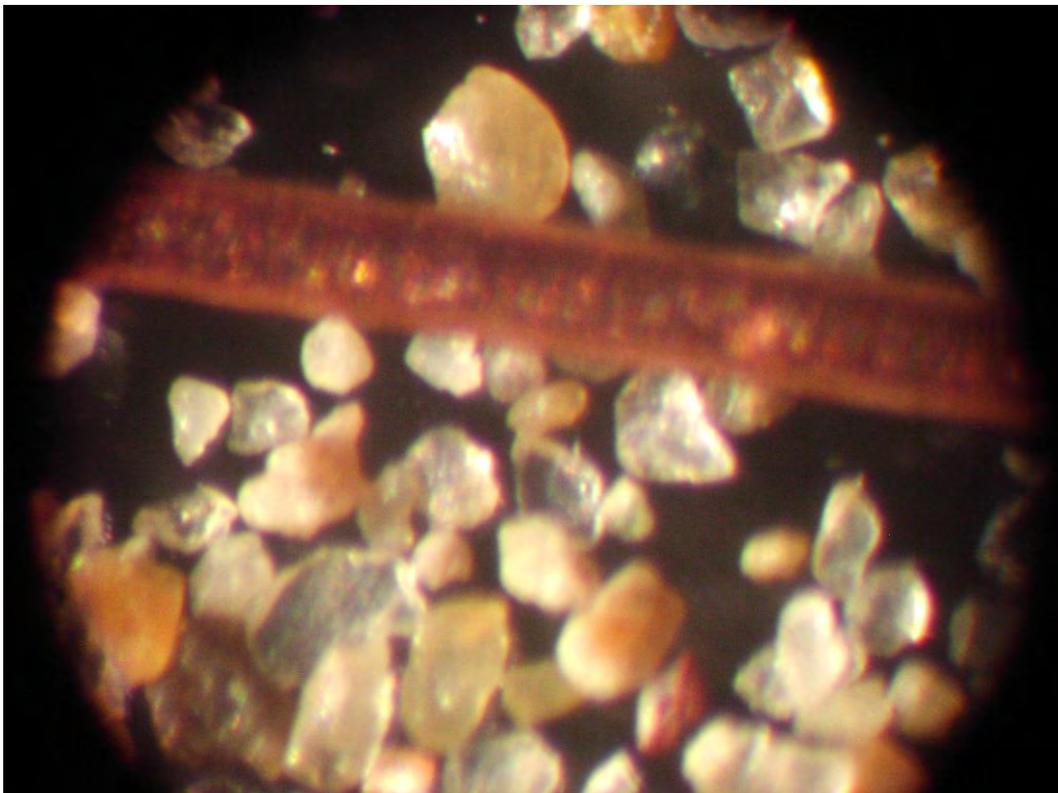
Fotografía N°1 Arena extraída del S-2 a 3m de profundidad (7 aumentos).



Fotografías N°2 Arena extraída del S-1 a 2.0 m de profundidad (21 aumentos).



Fotografías N°3 Arena extraída del S-1 a 3.0 m de profundidad (7 aumentos).



Fotografías N°4 Arena extraída del S-2 a 2.0 m de profundidad (21 aumentos).

A continuación presento la descripción petrográfica y mineralógica de la arena:

- No se observa matriz de algún tipo (silíceo o calcáreo), gracias a esto al remoldear las muestras en el laboratorio no se altera ninguna estructura.
- El contenido de finos que pasa el tamiz N° 200 no se aprecia lo cual hace suponer que estos están presentes recubriendo las partículas de arena.
- Se aprecia un tamaño uniforme de las partículas menor a 0.3 mm y mayor a 0.074 mm. En función a su tamaño se clasifican como arenas finas. El cable de cobre que se muestra en las fotografías N°1, N°3 Y N°4 tiene un diámetro de 0.24 mm.
- En general predomina la forma subangulosa de las partículas, las partículas subredondeadas y redondeadas son escasas.
- Los minerales que forman estos granos en su mayor porcentaje son cuarzos de los siguientes tipos: cristalino, translucido, lechosos y cuarzos oxidados (gris verdosos, rojizos, amarillentos). El color de estos óxidos muestra la presencia de hierro oxidado debido a la aridez del clima.
- El cuarzo está cristalizado en forma bipiramidal, rómbico. Presentan sistemas monoclinicos, no se ven crecimientos de cristales ni yuxtaposición o maclas.
- Los granos presentan estrías debida a la acción de transporte del viento.
- No se observan minerales opacos o pesados. Hay presencia de partículas de jaspe (rojizos y anaranjados) y granate. Las cuales son piedras semi preciosas.
- Hay algunos componentes de productos máficos (como titanio y magnetita).

4.3 Estudio de la arena con el ensayo de corte directo y el SPT

4.3.1 Relación entre la dilatación, la densidad y la susceptibilidad a la licuación

La Fig. 4.10 representa, en su parte superior, un diagrama típico esfuerzo cortante - deformación de corte en ensayos, con drenaje, de corte directo en tres muestras de arena eólica, y en su parte inferior los cambios de volumen que experimentan las muestras durante la aplicación del esfuerzo de corte horizontal.

En arenas eólicas de densidad mayores a 1.58 g/cm^3 tenemos las curvas tipo I (Fig. 4.10). El esfuerzo cortante alcanza un máximo, que se designa por “tensión de pico”, y a continuación decrece hasta llegar a un valor “final de ensayo” de tendencia casi constante para una deformación tangencial máxima de 5.08 mm. Durante el corte se presenta un aumento de volumen; el motivo es que los granos se encuentran imbricados, y para que se produzca un desplazamiento entre ellos, como puede verse en la Fig. 4.11, tienen que desencajarse los unos de los otros. Este fenómeno se conoce con el nombre de “dilatación positiva”. Por último, al llegar al valor final el corte se produce sin cambio de volumen.

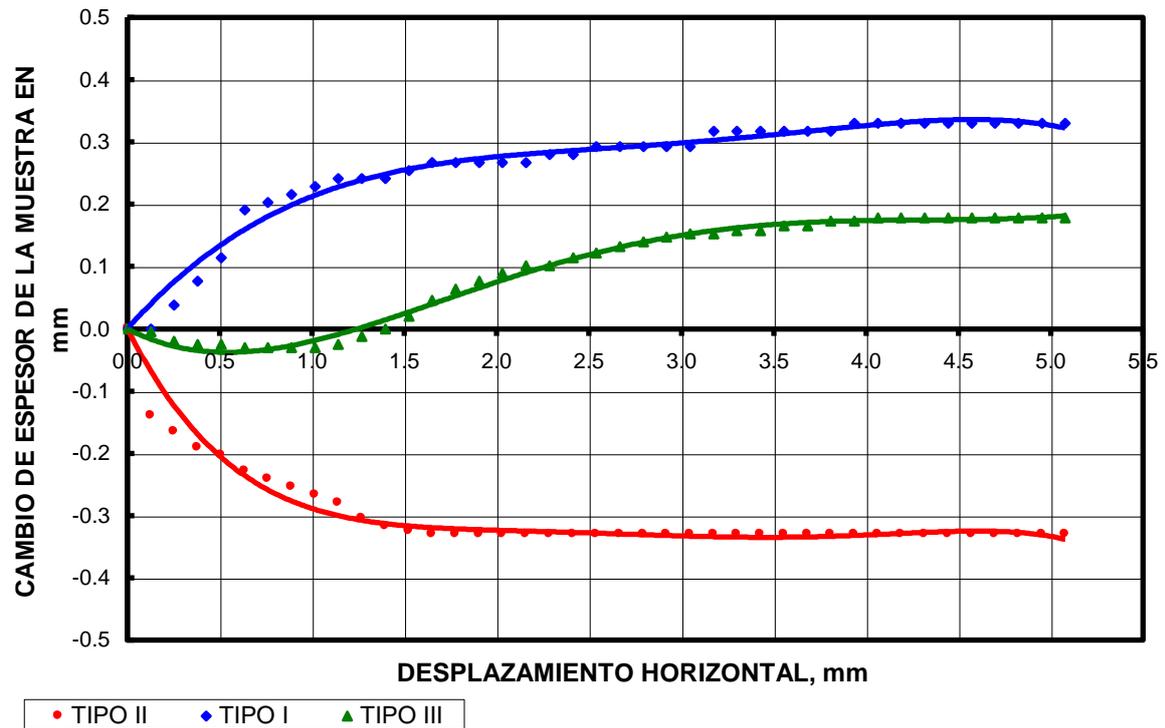
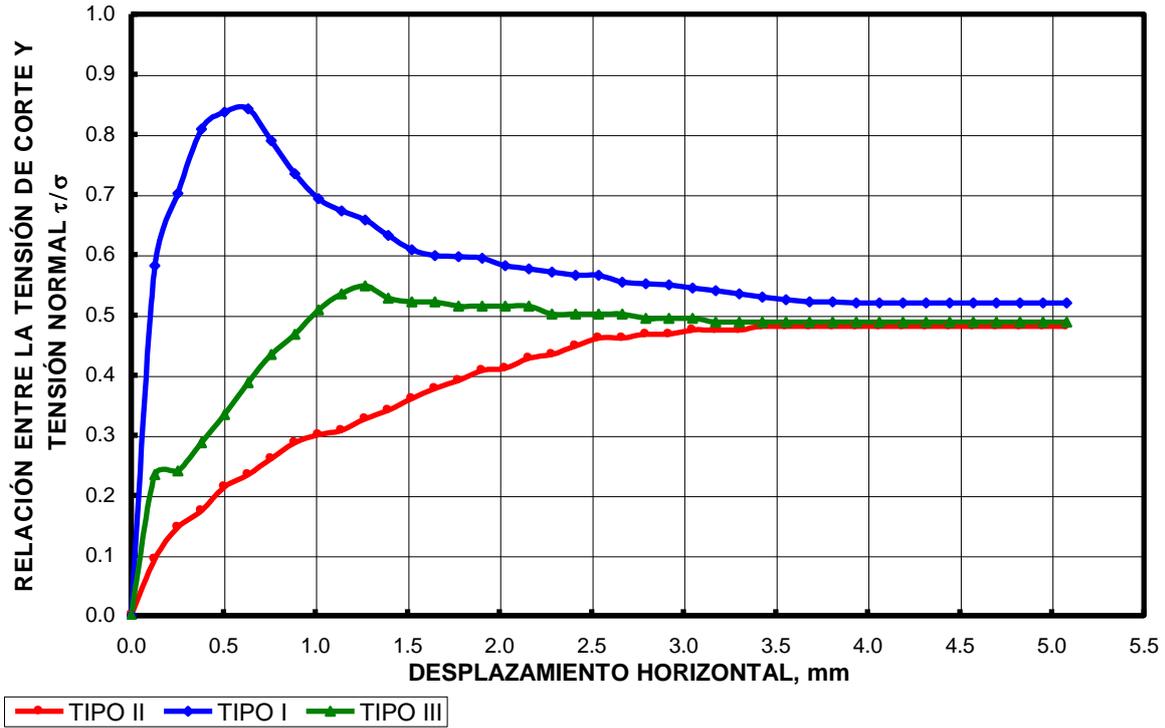


Fig. 4.10 Ensayo de corte directo estático consolidado drenado en arena eólica. Presión vertical: 0.8115 Kg/cm^2 . Sección de la muestra: 25.81 cm^2 . Espesor: 2.58 cm . Velocidad de corte: 0.50 mm/min . Curva tipo I, densidad = 1.71 g/cm^3 . Curva tipo II, densidad = 1.50 g/cm^3 . Curva tipo III, densidad = 1.54 g/cm^3 .

Para valores de densidad menores a 1.51 g/cm^3 , tenemos en arenas eólicas las curvas tipo II (Fig. 4.10). La resistencia al corte aumenta hasta que llega un momento en que se mantiene aproximadamente constante. Los esfuerzos cortantes tienden a producir un descenso en el volumen, fenómeno que se conoce con el nombre de “dilatancia negativa”, ello se debe a que la estructura del suelo es muy abierta y los esfuerzos cortantes tienden a producir el colapso. Cuando el esfuerzo cortante alcanza un valor constante, el corte también se realiza sin cambio de volumen.

Para valores de densidad entre $1.52 - 1.58 \text{ g/cm}^3$, tenemos en arenas eólicas las curvas tipo III (Fig. 4.10). La resistencia al corte experimenta un cambio desde la curva tipo II hasta la curva tipo I conforme aumenta la densidad. Los esfuerzos cortantes tienden a producir un descenso en el volumen (dilatancia negativa) hasta un valor de deformación tangencial entre 1.40% (0.71 mm) y 3.25% (1.65 mm) a partir de donde el corte produce un aumento de volumen (dilatancia positiva).

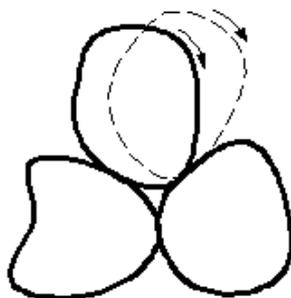


Fig. 4.11 Movimiento de los granos de una arena densa sometida a esfuerzos cortantes.

La Tabla 4.3 muestra el valor “final de ensayo” al que llega el esfuerzo cortante en Kg/cm^2 . A partir de los resultados obtenidos podemos indicar que, para esta arena eólica, el valor final de la resistencia al corte tiende a ser constante cualquiera que sea su estado de densidad inicial.

Para $\sigma_1 = 1.43$ el τ_{final} varía entre $0.78 - 0.86 \text{ Kg/cm}^2$.

Para $\sigma_2 = 0.81$ el τ_{final} varía entre $0.39 - 0.47 \text{ Kg/cm}^2$.

Para $\sigma_3 = 0.50$ el τ_{final} varía entre $0.16 - 0.28 \text{ Kg/cm}^2$.

Tabla 4.3

Valor final al que llega el esfuerzo cortante en Kg/cm^2

Densidad después de consolidar (g/cm^3)	1.47	1.50	1.51	1.52	1.54	1.56	1.60	1.62	1.65	1.70	1.71	
ϕ' máx. Promedio	28°	28°	28°	30°	30°	31°	31°	33°	33°	35°	37°	
Esfuerzo normal, σ Kg/cm^2	1.43	0.80	0.80	0.79	0.85	0.78	0.82	0.84	0.80	0.86	0.85	0.84
	0.81	0.40	0.41	0.39	0.44	0.42	0.46	0.42	0.43	0.45	0.47	0.45
	0.50	0.16	0.23	0.21	0.23	0.28	0.23	0.26	0.27	0.27	0.19	0.24

En la Tabla 4.4 se muestra la relación entre la densidad y la dilatancia para cada uno de los esfuerzos normales ($\sigma_1 = 0.50$, $\sigma_2 = 0.81$ y $\sigma_3 = 1.43 \text{ Kg/cm}^2$) empleados en la consolidación del ensayo de corte directo. De los resultados podemos deducir que para valores de densidad in situ entre $1.47 - 1.51 \text{ g/cm}^3$ se origina una disminución del volumen, es decir se produce una “dilatancia negativa”. Para valores de densidad entre $1.52 - 1.58 \text{ g/cm}^3$ se origina un estado de transición, porque se produce una disminución del volumen un valor de deformación tangencial entre 1.40% (0.71 mm) y 3.25% (1.65 mm) a partir de donde el volumen empieza a aumentar. Para valores de densidad entre $1.58 - 1.71 \text{ g/cm}^3$ se produce un aumento de volumen, es decir una “dilatancia positiva”.

Tabla 4.4
Relación entre la dilatancia y la densidad

Densidad insitu (g/cm ³)	Densidad después de consolidar (g/cm ³)	Esfuerzo normal, σ (kg/cm ²)	DILATANCIA		
			% Compresión	% Expansión	% Def. horizontal de cambio de dilatancia
1.44	1.47	0.50	0.35		
		0.81	0.45		
		1.43	0.50		
1.47	1.50	0.50	0.60		
		0.81	1.31		
		1.43	1.01		
1.48	1.51	0.50	0.35		
		0.81	0.20	0.25	5.25
		1.43	0.40		
1.50	1.52	0.50	0.13	0.66	2.75
		0.81	0.10	0.74	2.40
		1.43	0.23	0.47	3.25
1.52	1.54	0.50	0.15	0.89	2.70
		0.81	0.14	0.80	2.75
		1.43	0.19	0.72	3.08
1.55	1.56	0.50	0.05	1.03	1.40
		0.81	0.22	0.69	2.60
		1.43	0.07	1.19	1.50
1.60	1.60	0.50		1.66	
		0.81		1.57	
		1.43		1.57	
1.61	1.62	0.50	0.05	1.67	1.50
		0.81		1.82	
		1.43	0.08	1.59	1.32
1.65	1.65	0.50		1.63	
		0.81		1.54	
		1.43		1.42	
1.70	1.70	0.50		1.57	
		0.81		1.67	
		1.43		1.18	
1.70	1.71	0.50		1.96	
		0.81		1.33	
		1.43		1.43	

La resistencia a licuación se mide por medio de la tensión cortante τ o por medio del cociente de tensiones τ/σ'_v .

La resistencia a licuación depende de numerosos factores, como son:

- La granulometría y plasticidad del suelo. Los suelos más susceptibles de licuar son las arenas finas. Las gravas limpias tienen poco riesgo de licuación y la presencia de finos plásticos reduce el riesgo de licuación de las arenas.
- La compactación. Cuando más densa es una arena mayor es su resistencia a licuación.
- La tensión efectiva de confinamiento antes del terremoto. Cuando mayor es σ'_v mayor es la resistencia a la licuación. El cociente τ/σ'_v suele ser decreciente al crecer σ'_v .
- La irregularidad y multidireccionalidad de las vibraciones en los terremotos reales. Las vibraciones generadas por los terremotos actúan en múltiples direcciones. El vector aceleración es variable en el tiempo, no sólo en magnitud sino también en dirección.

En los ensayos de corte no se simula esta acción sísmica de dirección variable, sino una dirección fija. Para tener en cuenta la vibración sísmica transversal, que también colabora a la progresión de las presiones intersticiales, es necesario minorar la resistencia obtenida en laboratorio.

- La diferencia entre la distribución de tensiones in situ y en los ensayos de laboratorio. Un ensayo de corte en laboratorio tiene un equivalente de la tensión principal efectiva de consolidación, de forma que es inmediato admitir:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{\text{campo}} = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{\text{corte}}$$

- La existencia de tensiones tangenciales en el plano de rotura, previas al terremoto. En los casos más usuales, de terrenos estratificados horizontalmente, se analiza la licuación provocada por las acciones sísmicas sobre planos horizontales. En estos planos no hay tensiones tangenciales previas al terremoto y no se necesita hacer ninguna previsión de su influencia.

En otras geometrías diferentes, bajo taludes o cimentaciones, en el plano de rotura existe una tensión tangencial inicial a la que se superponen las tensiones tangenciales de sentido alternativo producidas por el sismo. En estas situaciones, no todos los ciclos de tensión – deformación producen el cambio de signo de la tensión y de la deformación tangencial y la progresión de las presiones intersticiales difiere de la del caso estándar.

La susceptibilidad a la licuación ha sido evaluada con el ensayo de corte y el SPT.

1. Resistencia a la licuación en función del SPT

El parámetro básico que caracteriza al terreno es el N_1 en el ensayo SPT.

Se ha empleado el método propuesto por Seed e Idriss para evaluar la resistencia a la licuación en los sondeos realizados. En este método comparamos la relación de esfuerzos límite (ver Fig. 2.23) con la relación de esfuerzos actuantes y concluimos que es susceptible de licuar cuando:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{\text{límite}} < \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_{\text{actuante}}$$

Estas relaciones de esfuerzos se calculan con la siguientes expresiones:

Esfuerzo límite: $\frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.011(N_1)_{60}$

Esfuerzo actuante: $\frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} r_d$

En la Tabla 4.5 se presenta el desarrollo del análisis de licuación de los sondeos S1 y S2 con la metodología propuesta por Seed e Idriss.

Tabla 4.5**Análisis de licuación de los sondeos S1 y S2 con la metodología propuesta por Seed e Idriss**

S1												
		Prof N.F:		1 m		amáx/g : 0.24						
		Espesor de capa:		1 m								
capa	(z)	(h)	N ₆₀	N ₆₀ *	p.u total	p.t capa	p.t.total	p.poros	p.t.efect	(N ₁) ₆₀	Relación de esfuerzos	
	m	m			kN/m3	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa		actuantes	límite
0,0-1,0	0.5				14.42	14.42	14.42		14.42			
1,0-2,0	1.5	0.5	4	4	18.85	18.85	23.85	4.91	18.94	10	0.193	0.110
2,0-3,0	2.5	1.5	5	5	18.91	18.91	42.73	14.72	28.01	9	0.232	0.104
3,0-4,0	3.5	2.5	7	7	18.67	18.67	61.51	24.53	36.99	11	0.250	0.121
4,0-5,0	4.5	3.5	7	7	18.67	18.67	80.18	34.34	45.84	10	0.261	0.110

S2												
		Prof N.F:		1 m		amáx/g : 0.24						
		Espesor de capa:		1 m								
capa	(z)	(h)	N ₆₀	N ₆₀ *	p.u total	p.t capa	p.t.total	p.poros	p.t.efect	(N ₁) ₆₀	Relación de esfuerzos	
	m	m			kN/m3	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa		actuantes	límite
0,0-1,0	0.5				14.72	14.72	14.72		14.72			
1,0-2,0	1.5	0.5	12	12	19.03	19.03	24.23	4.91	19.33	31	0.193	0.341
2,0-3,0	2.5	1.5	20	20	19.16	19.16	43.33	14.72	28.61	36	0.230	0.396
3,0-4,0	3.5	2.5	23	19	19.71	19.71	62.76	24.53	38.24	33	0.247	0.363
4,0-5,0	4.5	3.5	32	24	19.71	19.71	82.47	34.34	48.14	32	0.255	0.352

Donde:

- z = Profundidad hasta el centro de la capa.
H = Altura de carga de agua hasta el centro de la capa
N₆₀ = Registro de campo del SPT
N₆₀* = Registro del SPT corregido por la presencia del NF

2. Susceptibilidad a la licuación de la arena eólica en función del ensayo de corte directo estático consolidado drenado.

Pretendemos evaluar la susceptibilidad a la licuación comparando la dilatancia con la susceptibilidad a la licuación del método anterior

En la Tabla 4.6 se presenta el tipo de dilatancia en los sondeos S1 y S2 con el ensayo de corte directo.

Tabla 4.6
Dilatancia en los sondeos S1 y S2 con el ensayo de corte directo

S-1			
Profundidad m	Densidad seca g/cm ³	Densidad húmeda g/cm ³	Dilatancia
1	1.47	1.48	negativa
2	1.48	1.49	negativa
3	1.44	1.45	negativa
S-2			
Profundidad m	Densidad seca g/cm ³	Densidad húmeda g/cm ³	Dilatancia
1	1.50	1.52	transición
2	1.52	1.58	transición
3	1.61	1.96	positiva

De este análisis observamos que los suelos con dilatancia negativa tienen susceptibilidad a la licuación y los suelos con dilatancia positiva no son licuables, incluso los que inicialmente presentan dilatancia negativa y luego positiva.

4.3.2 Relación entre la densidad y el ángulo de fricción efectivo medido con el ensayo de corte directo estático consolidado drenado

Con el fin de obtener datos confiables de ϕ' , para cada valor de densidad entre 1.44 – 1.70 g/cm³ se ha realizado el ensayo de corte directo por duplicado, los resultados de estos ensayos de corte se muestran en el Anexo A. Entonces, a partir de los ángulos de fricción efectivo medidos de los ensayos de corte directo se han calculado los valores promedio para cada densidad, obteniendo así la relación entre la densidad y su respectivo $\phi'_{máx.}$ promedio. Estos resultados se muestran en la Tabla 4.7.

En la Fig. 4.13 se muestra una curva de $R^2 = 0.9634$, que relaciona el ángulo $\phi'_{máx.}$ y la densidad para la arena eólica de Piura. La forma de esta curva es muy parecida a la curva de la Fig. 4.12 pero más alisada.

Tabla 4.7
 Ángulos de fricción para una arena eólica

Densidad insitu (g/cm ³)	Densidad después de consolidar (g/cm ³)	ϕ máx. Promedio
1.44	1.47	28
1.47	1.50	28
1.48	1.51	28
1.50	1.52	30
1.52	1.54	30
1.55	1.56	31
1.60	1.60	31
1.61	1.62	33
1.65	1.65	33
1.70	1.70	35
1.70	1.71	37

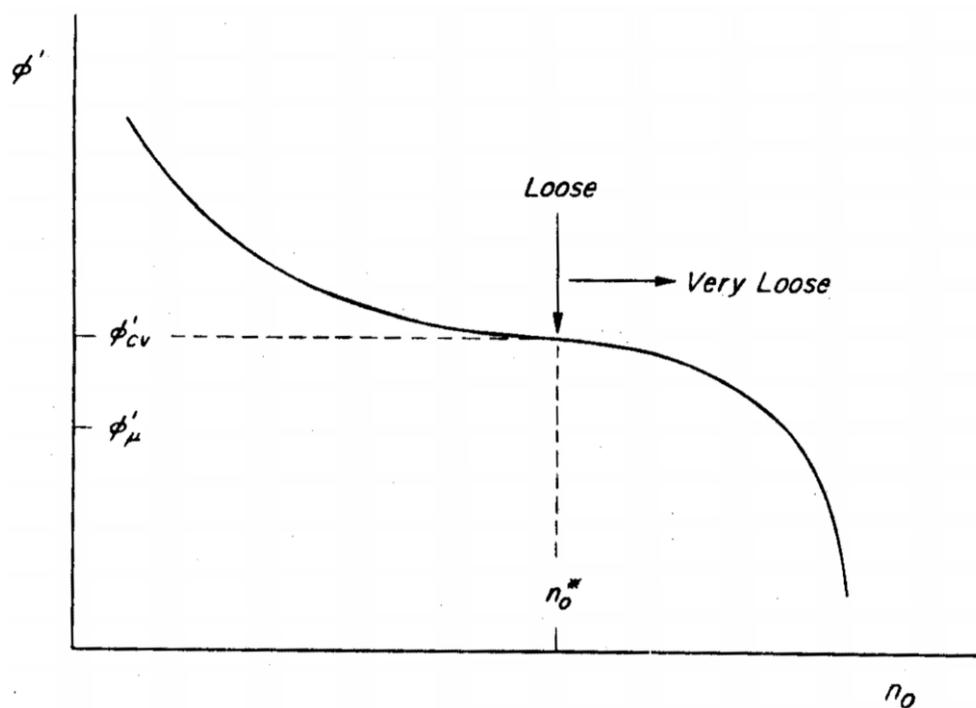


Fig. 4.12 Comportamiento de ϕ' conforme la porosidad incrementa desde el estado denso a suelto y muy suelto. (Ref. Soil Mechanics in Engineering Practice)

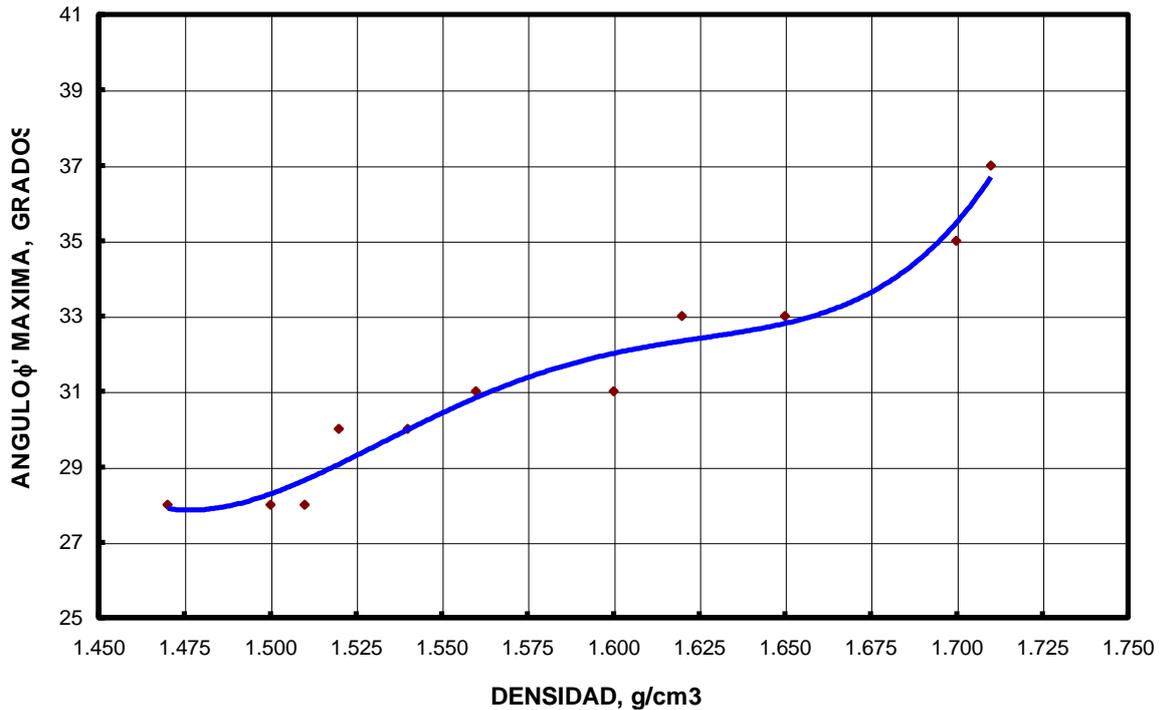


Fig. 4.13 Relación entre el ángulo $\phi'_{máx.}$ y la densidad después de consolidar para una arena eólica.

4.3.3 Comparación entre el ángulo de fricción efectiva determinado de las correlaciones existentes con el SPT y el determinado con el ensayo de corte directo consolidado drenado

En la Tabla 4.8 se muestra el cálculo de N_1 del SPT de los sondeos S1 y S2.

En la bibliografía existen correlaciones con el SPT para determinar el valor de ϕ' , entre las más utilizadas tenemos la ecuación: $\phi' = 0.36N_{70} + 27$ propuesta por Shioi and Fukui (1982) para un $(N_1)_{70}$ y la curva de Peck para un $(N_1)_{60}$.

En la Tabla 4.9 se comparan los valores de ϕ' estimados con las correlaciones mencionadas y con el ensayo de corte directo consolidado drenado.

Aunque solamente contamos con seis valores para los cuales se ha medido el ϕ' y el N_1 , se observa que aumenta la diferencia del valor de ϕ' estimado con el ensayo de corte y con las correlaciones a medida que aumenta la densidad.

Tabla 4.8
Cálculo de N1 del SPT de los sondeos S1 y S2

S-1					
Profundidad (m)	Ncampo	Densidad seca g/cm ³	Densidad húmeda kN/m ³	Presión de tapada kPa	N1
1	4	1.47	14.52	14.52	10
2	5	1.48	14.62	29.14	9
3	7	1.44	14.22	43.36	11
S-2					
Profundidad (m)	Ncampo	Densidad seca g/cm ³	Densidad húmeda kN/m ³	Presión de tapada kPa	N1
1	12	1.50	14.91	14.91	31
2	20	1.52	15.50	30.41	36
3	23	1.61	19.23	49.64	33

Tabla 4.9

ϕ' determinado de las correlaciones existentes con el SPT y el ensayo de corte directo consolidado drenado

N1	Densidad húmeda kN/m ³	ϕ' máx. del ensayo de corte directo	De la ecuación $\phi' = 0.36 N'_{70} + 27$	ϕ' de la curva de Peck
9	14.62	28	30	31
10	14.52	28	31	31
11	14.22	28	31	31
31	14.91	30	38	38
33	19.23	33	39	38
36	15.50	30	40	39

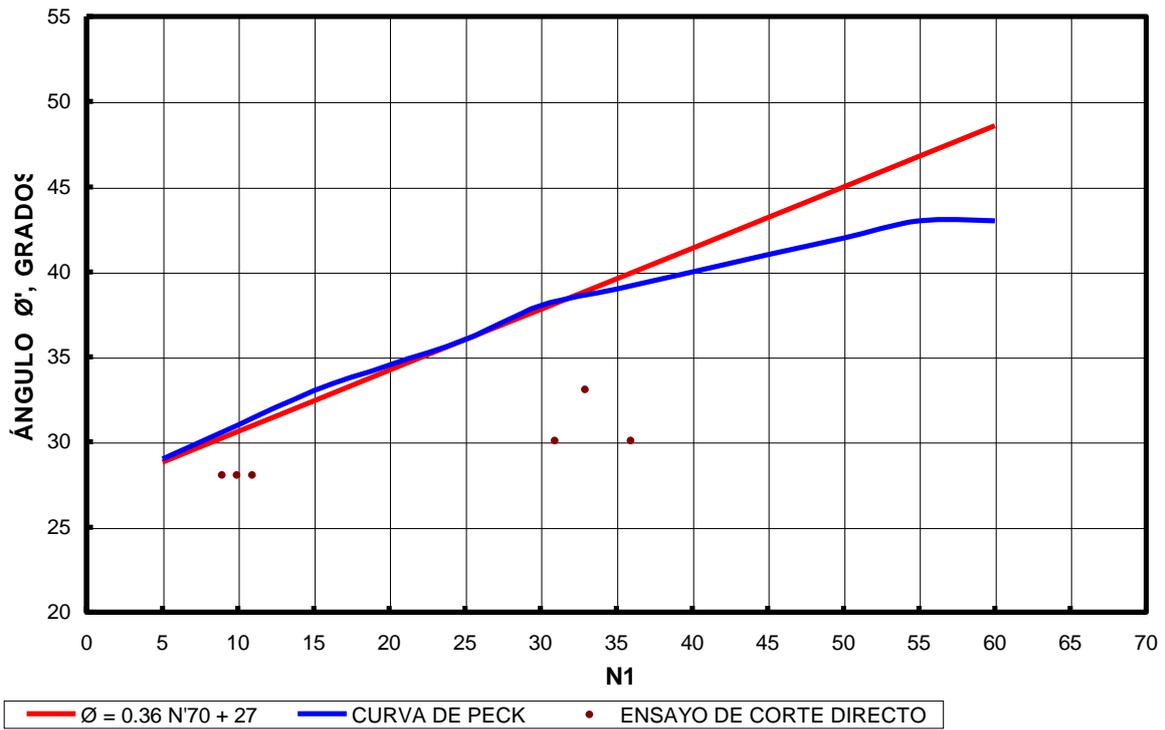


Fig. 4.14 Correlación entre el ángulo ϕ' y el número de golpes del SPT normalizado.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

1. La arena eólica de Piura tiene partículas mayores a 0.074 mm y menores de 0.3 mm, el porcentaje de suelo entre el diámetro 0.074 y 0.15 mm varía de 3 a 72%, el porcentaje de suelo entre el diámetro 0.15 y 0.30 mm varía de 25 a 96%.

El contenido de finos es menor a 2%, el D_{50} varía entre 0.14 y 0.19 mm, C_u promedio es igual a 2.12 y C_c promedio igual a 1.1.

2. No se observa matriz de algún tipo (silíceo o calcáreo), gracias a esto al densificar las muestras en el laboratorio no se altera ninguna estructura. En general predomina la forma subangulosa de las partículas, las partículas subredondeadas y redondeadas son escasas.

Los minerales que forman estos granos en su mayor porcentaje son cuarzos de los siguientes tipos: cristalino, traslucido, lechosos y cuarzos oxidados (gris verdosos, rojizos, amarillentos). El color de estos óxidos muestra la presencia de hierro oxidado debido a la aridez del clima.

3. A partir de los resultados obtenidos podemos indicar que, para esta arena eólica, el valor final de la resistencia al corte tiende a ser constante cualquiera que sea su estado de densidad inicial. (ver Tabla 4.3).

Para $\sigma_1 = 1.43$ el τ_{final} varía entre $0.78 - 0.86 \text{ Kg/cm}^2$.

Para $\sigma_2 = 0.81$ el τ_{final} varía entre $0.39 - 0.47 \text{ Kg/cm}^2$.

Para $\sigma_3 = 0.50$ el τ_{final} varía entre $0.16 - 0.28 \text{ Kg/cm}^2$.

4. Para valores de densidad in situ entre $1.47 - 1.51 \text{ g/cm}^3$ los esfuerzos cortantes tienden a producir una disminución del volumen, fenómeno que se conoce con el nombre de “dilatancia negativa”. Para valores de densidad entre $1.52 - 1.58 \text{ g/cm}^3$ los esfuerzos cortantes producen una disminución del volumen hasta un valor de deformación tangencial entre 1.40% (0.71 mm) y 3.25% (1.65 mm) a partir de donde el volumen empieza a aumentar. Para valores de densidad mayores a 1.58 g/cm^3 los esfuerzos cortantes tienden a producir un aumento de volumen, este fenómeno se conoce con el nombre de “dilatancia positiva”. (Ver Tabla 4.4)
5. Al llegar al valor final del ensayo (deformaciones tangenciales entre 2 y 4 mm), el corte se realiza bajo esfuerzo constante y sin cambio de volumen.
6. Conforme aumenta la densidad por encima de 1.60 g/cm^3 la deformación angular de la resistencia pico disminuye. Para valores de densidad entre $1.60 - 1.71 \text{ g/cm}^3$ la deformación angular varía entre 1.5 mm y 0.25 mm .
7. El ángulo de fricción efectivo de la arena eólica para valores de densidad después de consolidar entre $1.47 - 1.51 \text{ g/cm}^3$ es 28° , para densidades entre $1.52 - 1.58 \text{ g/cm}^3$ varía entre $30^\circ - 31^\circ$ y para de densidades entre $1.58 - 1.71 \text{ g/cm}^3$ varía entre $31^\circ - 37^\circ$.

5.2 Recomendaciones

1. Aunque solamente contamos con seis datos, los valores de ϕ' obtenidos con el ensayo de corte directo en muestras densificadas a la densidad in situ son menores que los estimados con el N1 del SPT utilizando las correlaciones presentadas en la bibliografía, (Ver Fig. 4.11)

Para N1 entre 9 – 11 el ϕ' calculado con el ensayo de corte es 28°, mientras que el ϕ' calculado con las correlaciones del SPT fue 31°. Para N1 entre 31 – 36 el ϕ' calculado con el ensayo de corte es 32° mientras que el ϕ' calculado con las correlaciones del SPT fue 39°.

Esto se debe a la forma particular del grano de la arena eólica de Piura, pero también puede significar que el equipo del SPT empleado aplique una energía relativa menor al 60%.

A partir de esta tesis recomendamos medir la energía que aplica el equipo del SPT. Esto permitirá mejorar la precisión del ensayo utilizando los factores de corrección reales debido a la energía relativa aplicada.

2. Los resultados propuestos en este estudio serán validos solamente en arenas eólicas que cumplan con las propiedades físicas mencionadas en la conclusión1.

REFERENCIAS

¹ Guzmán Martínez Antonio, “Estudio Geodinámico de la Cuenca del Río Piura”, boletín N° 9, 1994.

² Pinto Zegarra Cesar (1999), “Identificación de zonas con potencial de licuación de suelos en la ciudad de Piura con ensayos SPT”, tesis de grado, facultad de ingeniería, Universidad de Piura.

BIBLIOGRAFÍA

Bernal Alberto, “Extracto de la ROM 0.6”, 2000 CEDEX.

Bowles Joseph E., “Foundation analysis and design”, quinta edición 1996.

Chiroque Molero J. C. (1995), “Caracterización de los suelos de Piura usando ensayos SPT”, tesis de grado, facultad de ingeniería, Universidad de Piura.

Estudios de suelos realizados por el LEMC-UDEP.

Jiménez Salas J. A., “Geotecnia y cimientos III – primer aparte”, 1980.

Jiménez Salas J. A. y Alpañes De Justo J. L., “Geotecnia y cimientos I.- Propiedades de los suelos y de las rocas” segunda edición, 1980.

Norma ASTM D3080-90, “Ensayo de corte directo bajo condiciones consolidadas drenadas en suelos granulares”.

Norma ASTM D2937-83, “Densidad de suelos in-situ por el método del cilindro empujado”.

NTP 339.133-1999, “Método de ensayo de penetración estándar SPT”.

NTP 339.131-1999, “Gravedad específica de suelos”.

NTP 339.128-1999, “Análisis del tamaño de partículas de suelos”.

Terzaghi Karl, “Soil Mechanics in Engineering Practice”, tercera edición 1996.

ANEXO A

**RESULTADOS DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO EN
CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS**

PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Profundidad : 3.0 m
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.47	1.47	1.48
Volumen (cc)	64.06	63.93	63.57
Relación de vacíos	0.83	0.82	0.81
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	64.06	63.80	63.41
Relación de vacíos	0.83	0.82	0.81

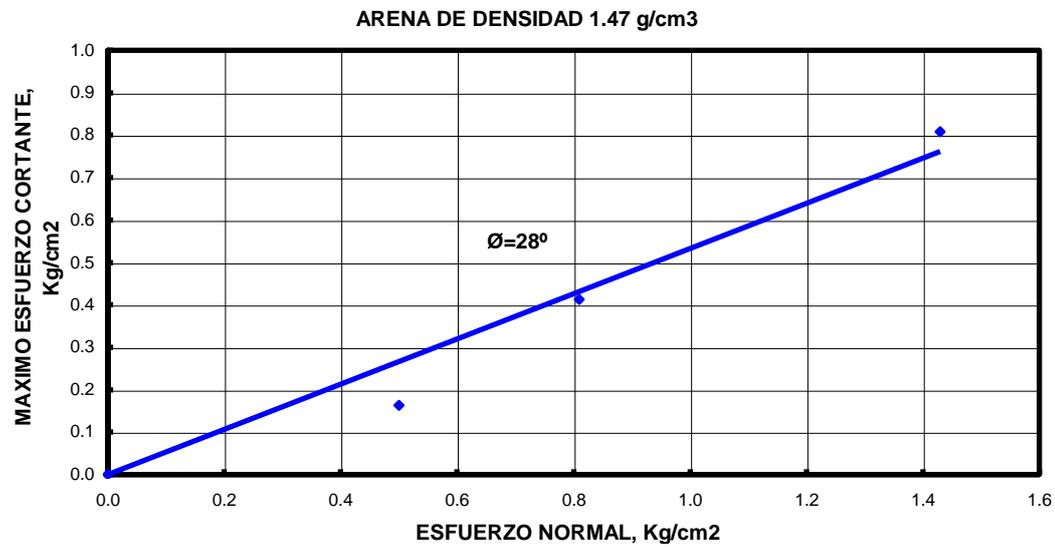
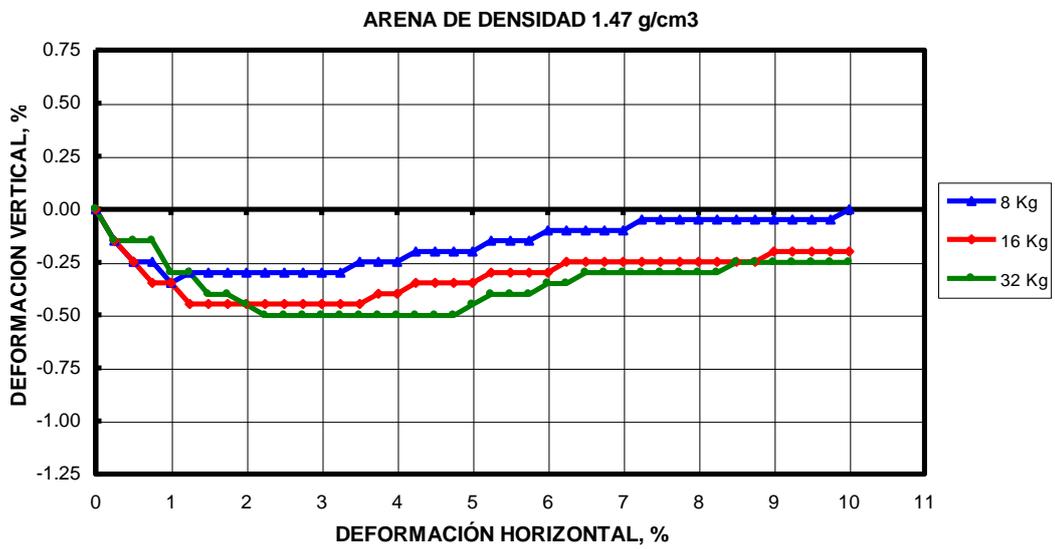
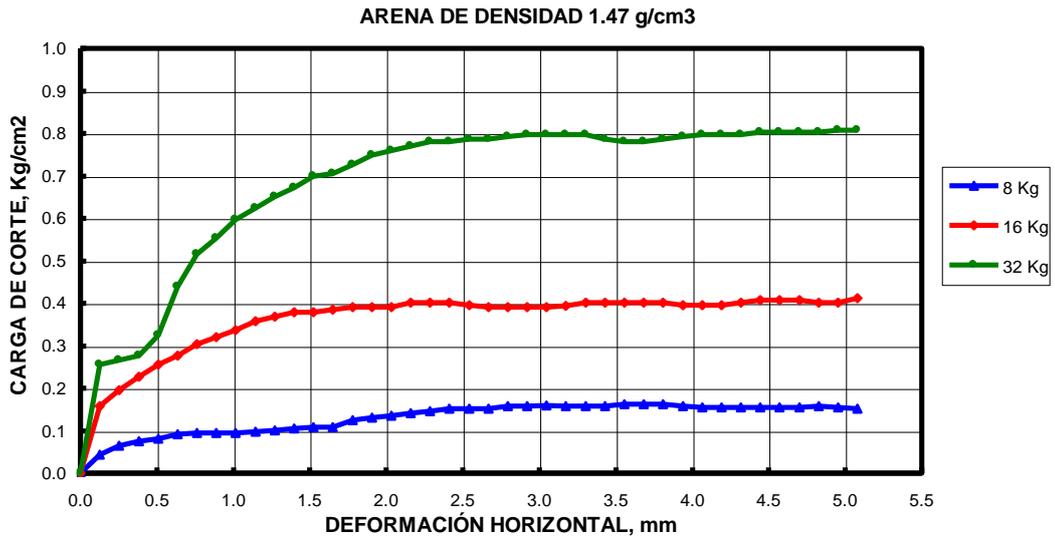
Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50mm/min

(kg/cm²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.55	0.000	2.55	0.000	2.53
0.127	0.043	2.55	0.157	2.54	0.255	2.53
0.254	0.065	2.55	0.195	2.54	0.266	2.53
0.381	0.076	2.55	0.228	2.54	0.277	2.53
0.508	0.081	2.54	0.255	2.54	0.325	2.53
0.635	0.092	2.55	0.277	2.54	0.439	2.53
0.762	0.095	2.55	0.304	2.54	0.515	2.52
0.889	0.095	2.55	0.320	2.54	0.553	2.52
1.016	0.095	2.55	0.336	2.54	0.597	2.52
1.143	0.098	2.55	0.358	2.54	0.624	2.52
1.270	0.100	2.55	0.369	2.54	0.651	2.52
1.397	0.106	2.55	0.380	2.54	0.673	2.52
1.524	0.108	2.55	0.380	2.54	0.700	2.52
1.651	0.108	2.55	0.385	2.54	0.705	2.52
1.778	0.125	2.55	0.391	2.54	0.727	2.52
1.905	0.130	2.55	0.391	2.54	0.749	2.52
2.032	0.136	2.55	0.391	2.54	0.759	2.52
2.159	0.141	2.55	0.401	2.54	0.770	2.52
2.286	0.146	2.55	0.401	2.54	0.781	2.52
2.413	0.152	2.55	0.401	2.54	0.781	2.52
2.540	0.152	2.55	0.396	2.54	0.787	2.52
2.667	0.152	2.55	0.391	2.54	0.787	2.52
2.794	0.157	2.55	0.391	2.54	0.792	2.52
2.921	0.157	2.55	0.391	2.54	0.797	2.52
3.048	0.160	2.55	0.391	2.54	0.797	2.53
3.175	0.157	2.55	0.393	2.54	0.797	2.53
3.302	0.157	2.55	0.401	2.54	0.797	2.53
3.429	0.157	2.55	0.401	2.54	0.787	2.53
3.556	0.163	2.55	0.401	2.54	0.781	2.53
3.683	0.163	2.55	0.401	2.54	0.781	2.53
3.810	0.163	2.55	0.401	2.54	0.787	2.53
3.937	0.157	2.55	0.396	2.54	0.792	2.53
4.064	0.155	2.55	0.396	2.54	0.797	2.53
4.191	0.155	2.55	0.396	2.54	0.797	2.53
4.318	0.155	2.55	0.401	2.54	0.797	2.53
4.445	0.155	2.55	0.407	2.54	0.803	2.53
4.572	0.155	2.55	0.407	2.54	0.803	2.53
4.699	0.155	2.55	0.407	2.54	0.803	2.53
4.826	0.157	2.55	0.401	2.54	0.803	2.53
4.953	0.155	2.55	0.401	2.54	0.808	2.53
5.080	0.152	2.55	0.412	2.54	0.808	2.53

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0 Angulo de fricción : 28°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Profundidad : 1.0 m
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.50	1.50	1.51
Volumen (cc)	63.44	63.24	63.11
Relación de vacíos	0.79	0.78	0.78
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	63.05	62.39	62.49
Relación de vacíos	0.78	0.76	0.76

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50mm/min

n(kg/cm2)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm2)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm2)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm2)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.53	0.000	2.52	0.000	2.52
0.127	0.076	2.53	0.076	2.51	0.217	2.51
0.254	0.092	2.53	0.119	2.50	0.304	2.51
0.381	0.100	2.52	0.141	2.50	0.336	2.51
0.508	0.108	2.52	0.174	2.50	0.385	2.50
0.635	0.119	2.52	0.190	2.50	0.423	2.50
0.762	0.133	2.52	0.212	2.50	0.461	2.50
0.889	0.141	2.52	0.233	2.50	0.494	2.50
1.016	0.141	2.52	0.244	2.49	0.521	2.50
1.143	0.146	2.52	0.250	2.49	0.559	2.50
1.270	0.152	2.52	0.266	2.49	0.586	2.50
1.397	0.152	2.52	0.277	2.49	0.608	2.50
1.524	0.157	2.52	0.293	2.49	0.645	2.49
1.651	0.163	2.52	0.306	2.49	0.659	2.49
1.778	0.163	2.51	0.317	2.49	0.689	2.49
1.905	0.168	2.51	0.331	2.49	0.711	2.49
2.032	0.174	2.51	0.334	2.49	0.727	2.49
2.159	0.179	2.51	0.347	2.49	0.711	2.49
2.286	0.182	2.51	0.353	2.49	0.711	2.49
2.413	0.187	2.51	0.363	2.49	0.716	2.49
2.540	0.195	2.51	0.374	2.49	0.732	2.49
2.667	0.195	2.51	0.374	2.49	0.749	2.49
2.794	0.195	2.51	0.380	2.49	0.754	2.49
2.921	0.201	2.51	0.380	2.49	0.765	2.49
3.048	0.201	2.51	0.385	2.49	0.759	2.49
3.175	0.206	2.51	0.385	2.49	0.770	2.49
3.302	0.206	2.51	0.385	2.49	0.770	2.49
3.429	0.206	2.51	0.396	2.49	0.765	2.49
3.556	0.206	2.51	0.397	2.49	0.765	2.49
3.683	0.209	2.51	0.406	2.49	0.770	2.49
3.810	0.212	2.51	0.406	2.49	0.776	2.49
3.937	0.222	2.51	0.406	2.49	0.781	2.49
4.064	0.228	2.51	0.414	2.49	0.781	2.49
4.191	0.228	2.51	0.414	2.49	0.781	2.49
4.318	0.228	2.51	0.414	2.49	0.770	2.49
4.445	0.228	2.51	0.414	2.49	0.776	2.49
4.572	0.228	2.51	0.414	2.49	0.781	2.49
4.699	0.228	2.51	0.414	2.49	0.792	2.49
4.826	0.228	2.51	0.414	2.49	0.792	2.49
4.953	0.228	2.51	0.414	2.49	0.797	2.49
5.080	0.228	2.51	0.414	2.49	0.797	2.49

Nota: n: esfuerzo normal

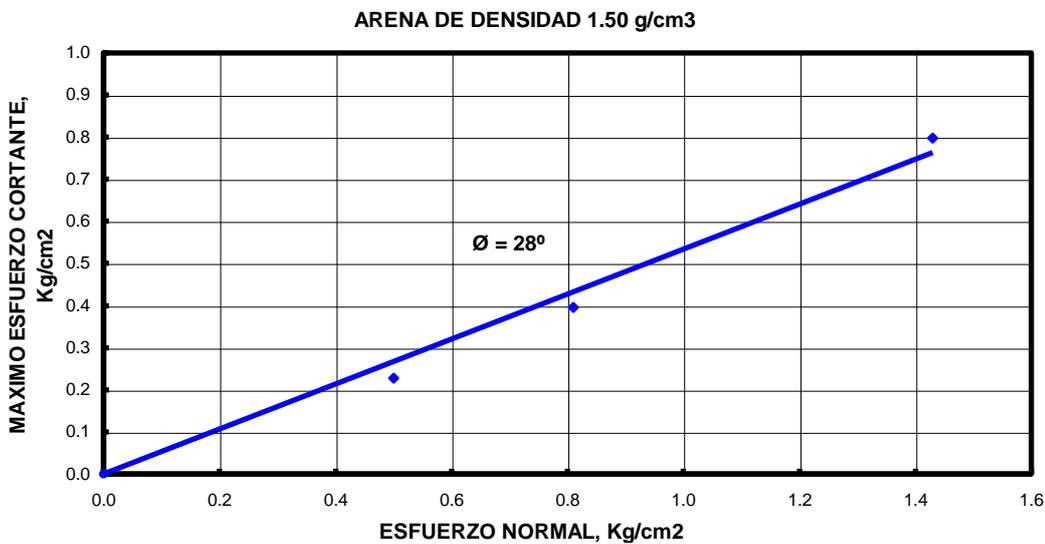
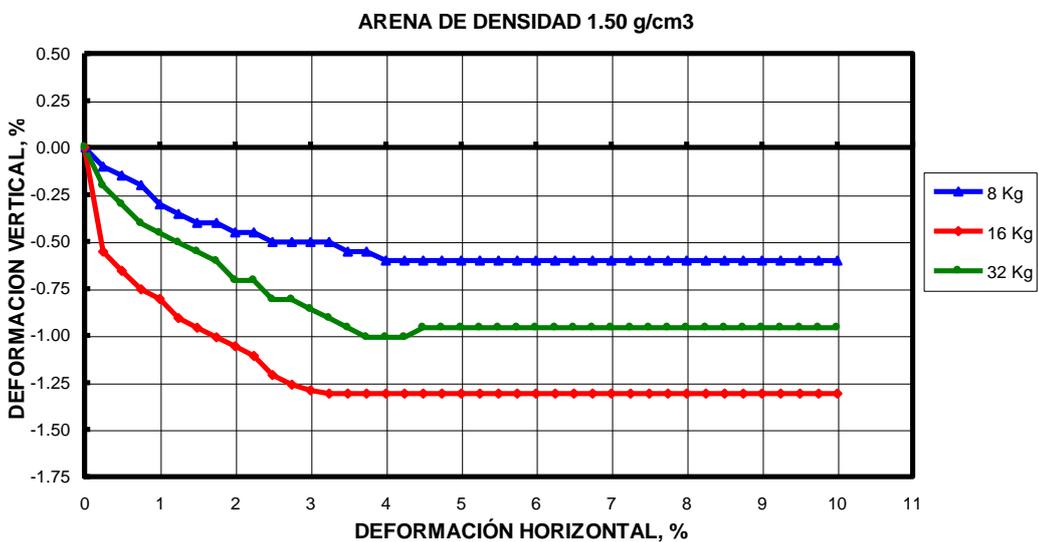
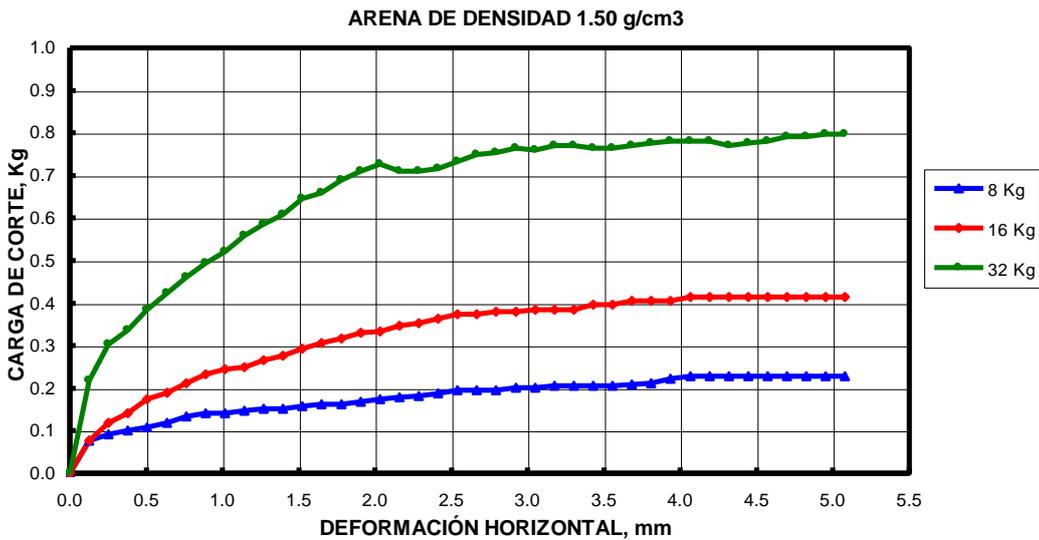
di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm2):

0

Angulo de fricción :

28°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Profundidad : 2.0 m
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.50	1.51	1.52
Volumen (cc)	64.42	63.90	63.64
Relación de vacíos	0.79	0.77	0.77
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	64.36	64.06	63.51
Relación de vacíos	0.79	0.78	0.76

Datos del ensayo

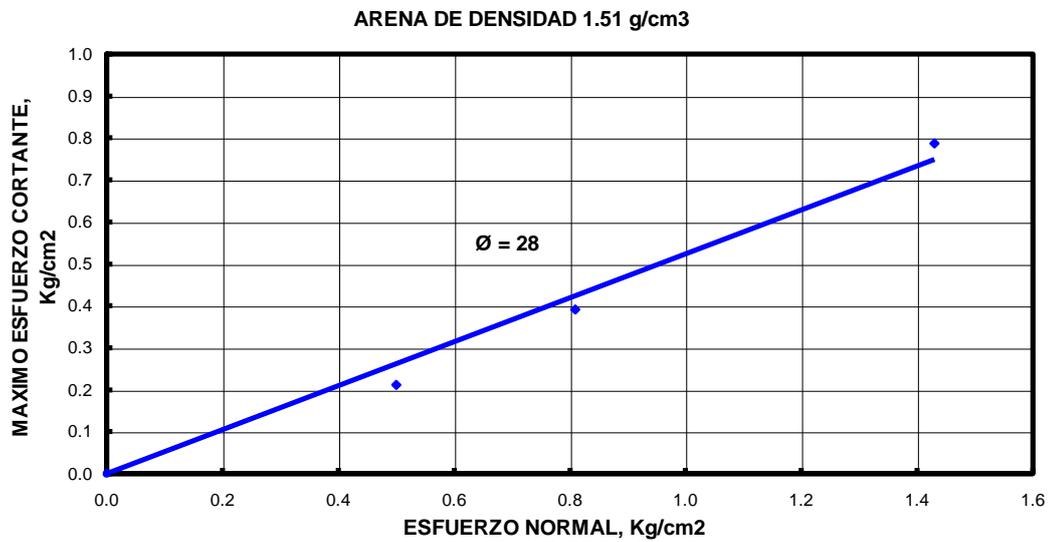
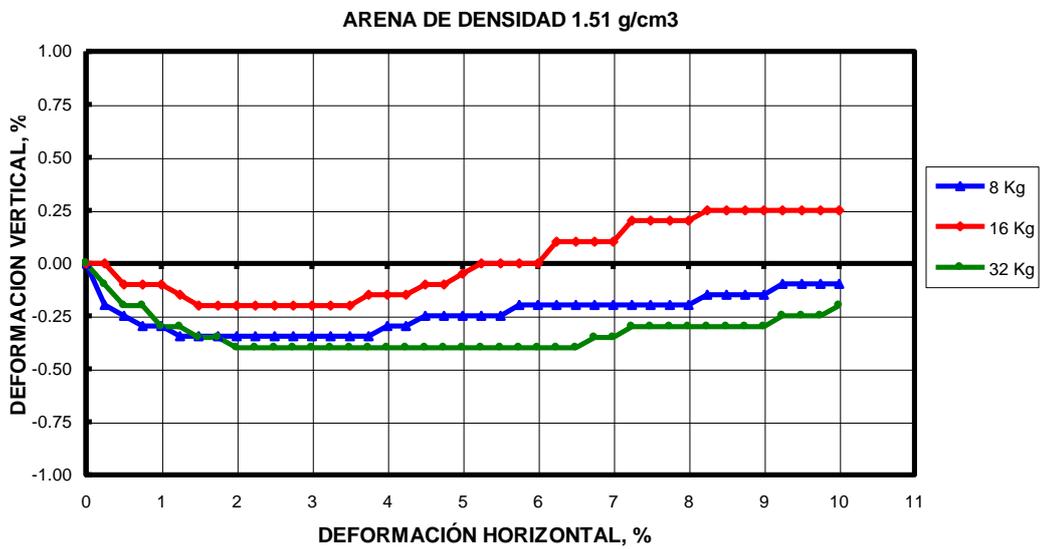
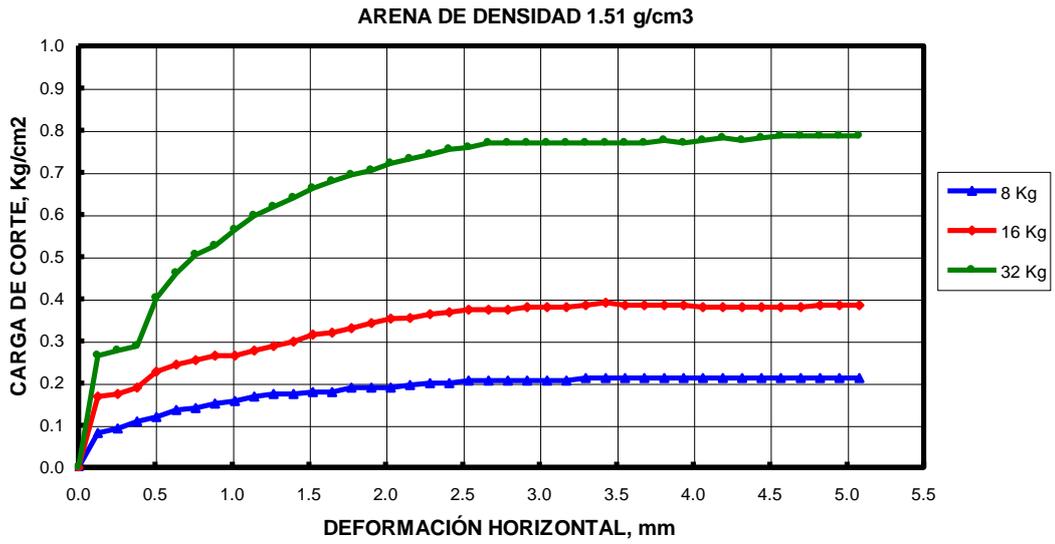
Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50mm/min

(kg/cm²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.57	0.000	2.55	0.000	2.54
0.127	0.081	2.56	0.168	2.55	0.266	2.53
0.254	0.092	2.56	0.174	2.54	0.277	2.53
0.381	0.108	2.56	0.190	2.54	0.287	2.53
0.508	0.119	2.56	0.228	2.54	0.401	2.53
0.635	0.136	2.56	0.244	2.54	0.461	2.53
0.762	0.141	2.56	0.255	2.54	0.504	2.53
0.889	0.152	2.56	0.266	2.54	0.526	2.53
1.016	0.157	2.56	0.266	2.54	0.564	2.53
1.143	0.168	2.56	0.277	2.54	0.597	2.53
1.270	0.174	2.56	0.287	2.54	0.618	2.53
1.397	0.174	2.56	0.298	2.54	0.640	2.53
1.524	0.179	2.56	0.315	2.54	0.662	2.53
1.651	0.179	2.56	0.320	2.54	0.678	2.53
1.778	0.190	2.56	0.331	2.54	0.694	2.53
1.905	0.190	2.56	0.342	2.54	0.705	2.53
2.032	0.190	2.56	0.353	2.54	0.721	2.53
2.159	0.195	2.56	0.355	2.54	0.732	2.53
2.286	0.201	2.56	0.363	2.54	0.743	2.53
2.413	0.201	2.56	0.369	2.54	0.754	2.53
2.540	0.206	2.56	0.374	2.55	0.759	2.53
2.667	0.206	2.56	0.374	2.55	0.770	2.53
2.794	0.206	2.56	0.374	2.55	0.770	2.53
2.921	0.206	2.56	0.380	2.55	0.770	2.53
3.048	0.206	2.56	0.380	2.55	0.770	2.53
3.175	0.206	2.56	0.380	2.55	0.770	2.53
3.302	0.212	2.56	0.385	2.55	0.770	2.53
3.429	0.212	2.56	0.391	2.55	0.770	2.53
3.556	0.212	2.56	0.385	2.55	0.770	2.53
3.683	0.212	2.56	0.385	2.55	0.770	2.53
3.810	0.212	2.56	0.385	2.55	0.776	2.53
3.937	0.212	2.56	0.385	2.55	0.770	2.53
4.064	0.212	2.56	0.380	2.55	0.776	2.53
4.191	0.212	2.56	0.380	2.55	0.781	2.53
4.318	0.212	2.56	0.380	2.55	0.776	2.53
4.445	0.212	2.56	0.380	2.55	0.781	2.53
4.572	0.212	2.56	0.380	2.55	0.787	2.53
4.699	0.212	2.56	0.380	2.55	0.787	2.53
4.826	0.212	2.56	0.385	2.55	0.787	2.53
4.953	0.212	2.56	0.385	2.55	0.787	2.53
5.080	0.212	2.56	0.385	2.55	0.787	2.53

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 28°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Identificación : Arena densa saturada
 Descripción visual : Arena fina (eolica)
 Profundidad : 1.0 m
 Procedencia : Campus UDEP - Laboratorio de Química, calicata C-2

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.51	1.52	1.52
Volumen (cc)	64.82	64.52	64.49
Relación de vacíos	0.77	0.77	0.77
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.28	64.79	64.88
Relación de vacíos	0.79	0.77	0.78

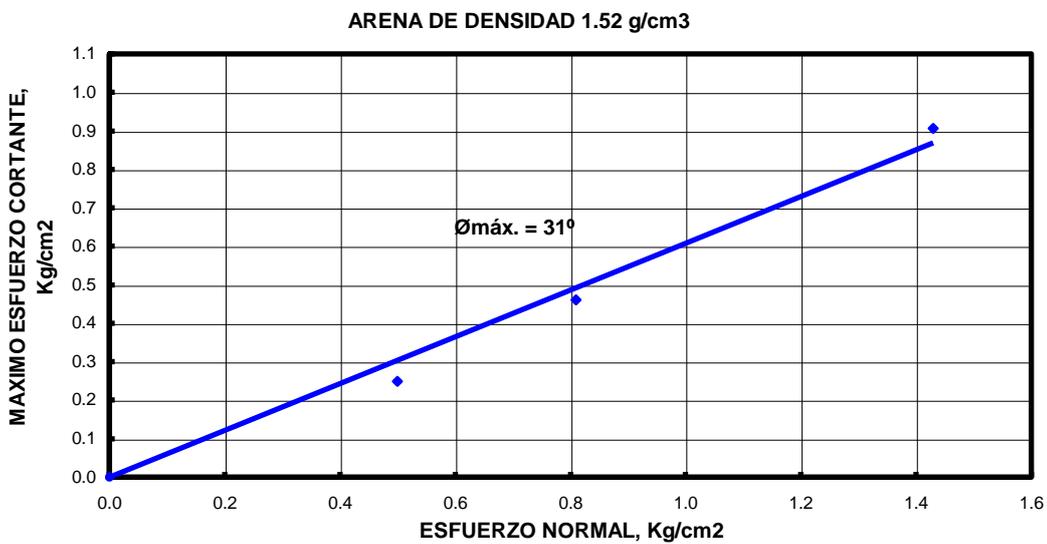
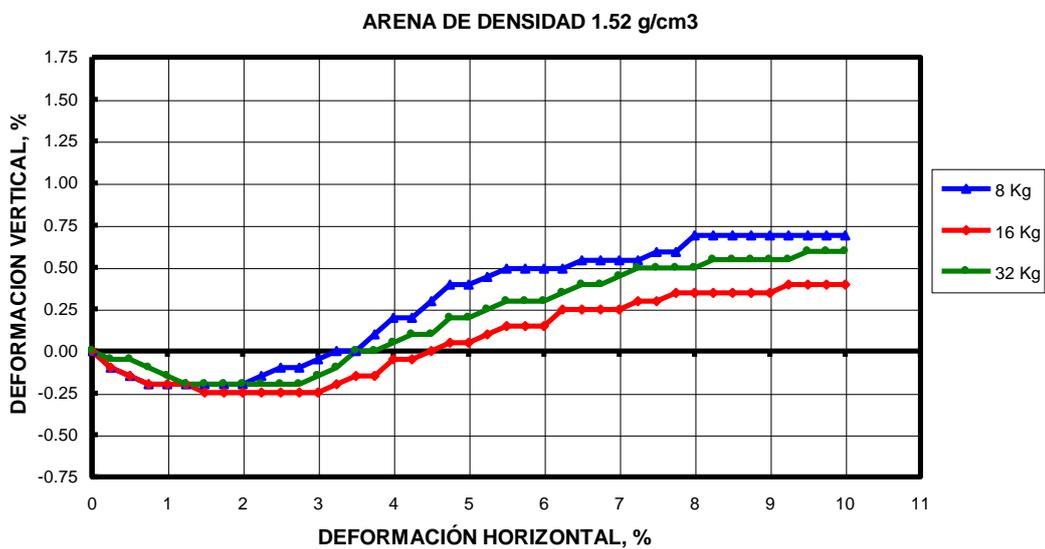
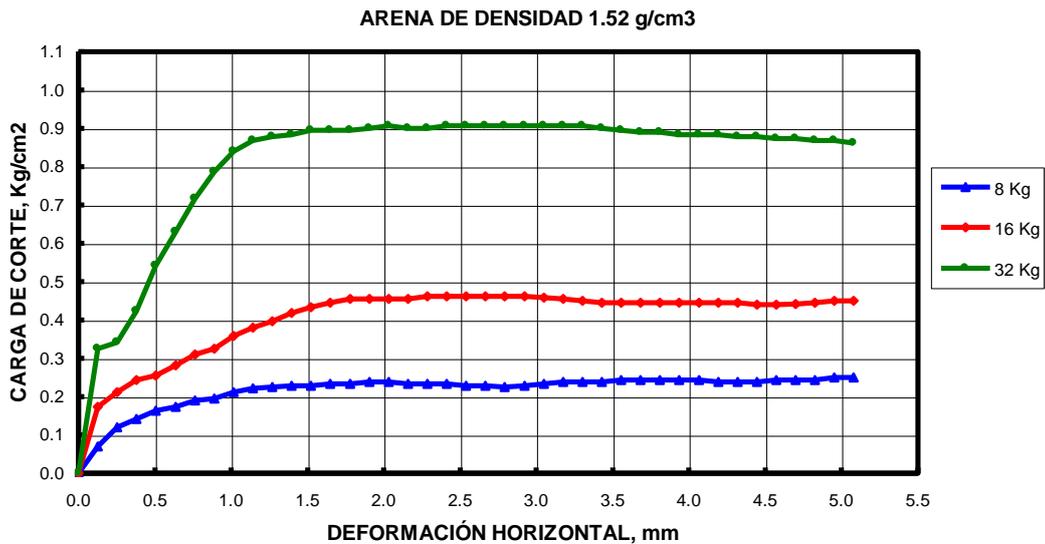
Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50mm/min

(kg/cm²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.58	0.000	2.57	0.000	2.57
0.127	0.071	2.58	0.174	2.57	0.325	2.57
0.254	0.119	2.58	0.212	2.57	0.342	2.57
0.381	0.141	2.58	0.244	2.57	0.423	2.57
0.508	0.163	2.58	0.255	2.57	0.542	2.57
0.635	0.174	2.58	0.282	2.57	0.629	2.56
0.762	0.190	2.58	0.309	2.56	0.716	2.56
0.889	0.195	2.58	0.325	2.56	0.787	2.56
1.016	0.212	2.58	0.358	2.56	0.841	2.56
1.143	0.222	2.58	0.380	2.56	0.868	2.56
1.270	0.225	2.58	0.396	2.56	0.879	2.56
1.397	0.228	2.58	0.418	2.56	0.884	2.56
1.524	0.228	2.58	0.434	2.56	0.895	2.57
1.651	0.233	2.58	0.445	2.57	0.895	2.57
1.778	0.233	2.58	0.456	2.57	0.895	2.57
1.905	0.239	2.58	0.456	2.57	0.900	2.57
2.032	0.239	2.59	0.456	2.57	0.906	2.57
2.159	0.233	2.59	0.456	2.57	0.900	2.57
2.286	0.233	2.59	0.461	2.57	0.900	2.57
2.413	0.233	2.59	0.461	2.57	0.906	2.57
2.540	0.228	2.59	0.461	2.57	0.906	2.57
2.667	0.228	2.59	0.461	2.57	0.906	2.58
2.794	0.225	2.59	0.461	2.57	0.906	2.58
2.921	0.228	2.59	0.461	2.57	0.906	2.58
3.048	0.233	2.59	0.458	2.57	0.906	2.58
3.175	0.239	2.59	0.456	2.58	0.906	2.58
3.302	0.239	2.60	0.450	2.58	0.906	2.58
3.429	0.239	2.60	0.445	2.58	0.900	2.58
3.556	0.244	2.60	0.445	2.58	0.895	2.58
3.683	0.244	2.60	0.445	2.58	0.890	2.58
3.810	0.244	2.60	0.445	2.58	0.890	2.58
3.937	0.244	2.60	0.445	2.58	0.884	2.58
4.064	0.244	2.60	0.445	2.58	0.884	2.58
4.191	0.239	2.60	0.445	2.58	0.884	2.58
4.318	0.239	2.60	0.445	2.58	0.879	2.58
4.445	0.239	2.60	0.439	2.58	0.879	2.58
4.572	0.244	2.60	0.439	2.58	0.873	2.58
4.699	0.244	2.60	0.442	2.58	0.873	2.58
4.826	0.244	2.60	0.445	2.58	0.868	2.58
4.953	0.250	2.60	0.450	2.58	0.868	2.58
5.080	0.250	2.60	0.450	2.58	0.862	2.58

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0 Angulo de fricción : 31°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especimen # 1	Especimen # 2	Especimen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.51	1.52	1.53
Volumen (cc)	64.56	64.39	63.80
Relación de vacíos	0.77	0.76	0.75
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.00	64.88	64.11
Relación de vacíos	0.78	0.78	0.76

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.57	0.000	2.57	0.000	2.54
0.127	0.043	2.57	0.190	2.56	0.385	2.54
0.254	0.060	2.57	0.228	2.56	0.494	2.54
0.381	0.119	2.57	0.266	2.56	0.564	2.54
0.508	0.130	2.57	0.287	2.56	0.635	2.54
0.635	0.146	2.57	0.320	2.56	0.678	2.54
0.762	0.146	2.57	0.342	2.56	0.759	2.54
0.889	0.149	2.57	0.369	2.56	0.787	2.54
1.016	0.174	2.57	0.385	2.56	0.803	2.54
1.143	0.184	2.57	0.396	2.56	0.824	2.54
1.270	0.195	2.57	0.412	2.57	0.830	2.54
1.397	0.206	2.57	0.418	2.57	0.830	2.54
1.524	0.206	2.57	0.423	2.57	0.819	2.54
1.651	0.206	2.57	0.439	2.57	0.819	2.54
1.778	0.206	2.58	0.450	2.57	0.819	2.54
1.905	0.206	2.58	0.456	2.57	0.819	2.55
2.032	0.206	2.58	0.456	2.57	0.819	2.55
2.159	0.206	2.58	0.456	2.57	0.819	2.55
2.286	0.206	2.58	0.450	2.57	0.819	2.55
2.413	0.206	2.58	0.445	2.57	0.819	2.55
2.540	0.206	2.58	0.445	2.57	0.819	2.55
2.667	0.206	2.58	0.445	2.57	0.819	2.55
2.794	0.206	2.58	0.445	2.57	0.819	2.55
2.921	0.206	2.58	0.445	2.58	0.819	2.55
3.048	0.206	2.58	0.445	2.58	0.819	2.55
3.175	0.206	2.58	0.445	2.58	0.819	2.55
3.302	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
3.429	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
3.556	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
3.683	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
3.810	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
3.937	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.064	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.191	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.318	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.445	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.572	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.699	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.826	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
4.953	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55
5.080	0.206	2.59	0.445	2.58	0.819	2.55

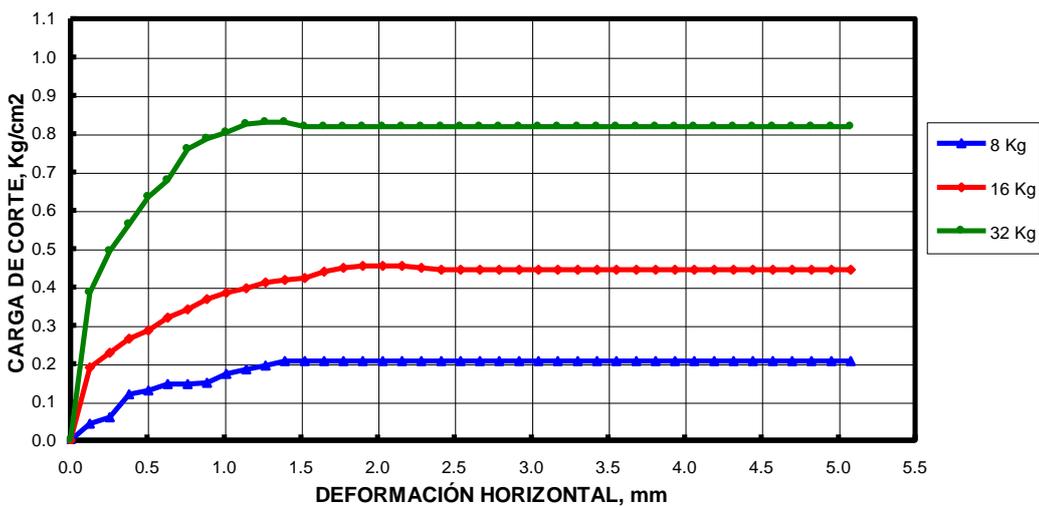
Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

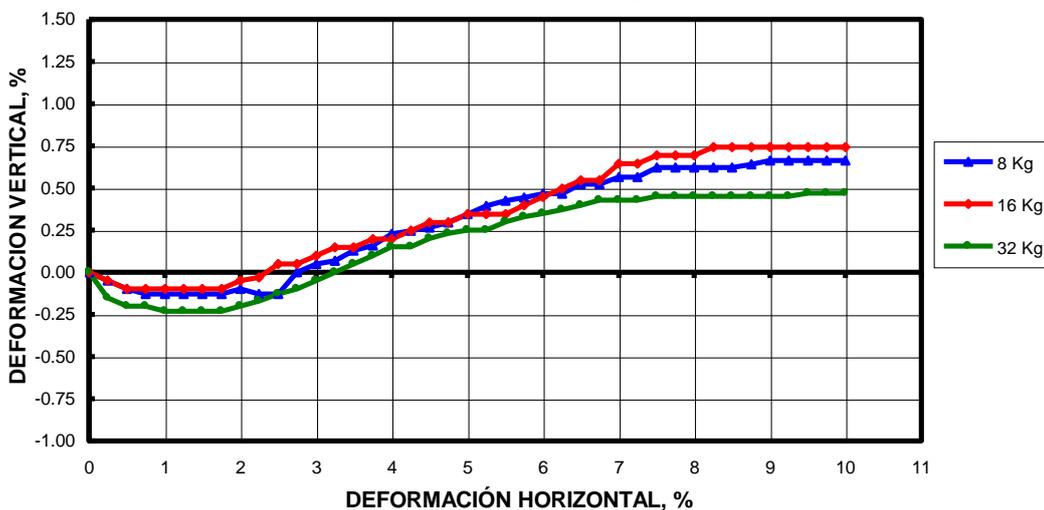
Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 29°

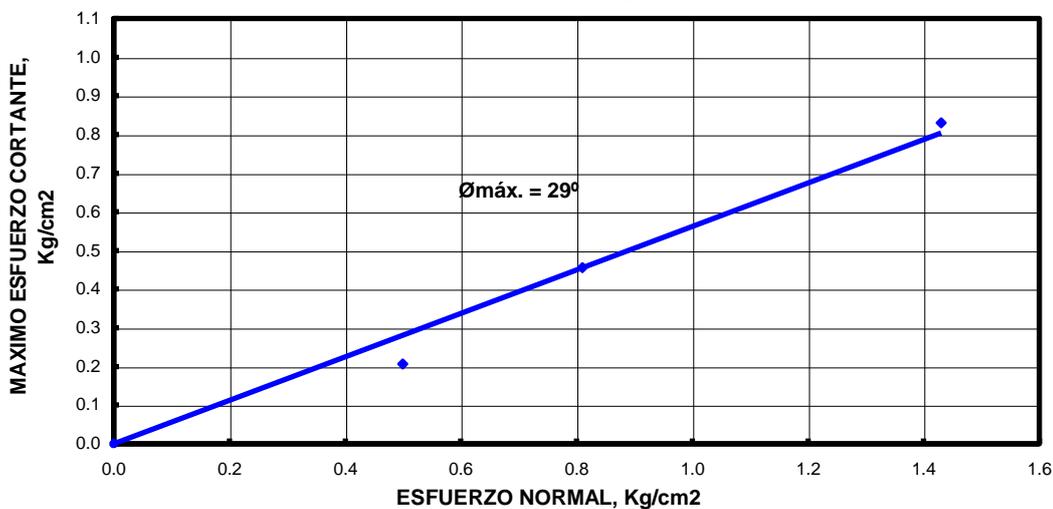
ARENA DE DENSIDAD 1.52 g/cm³



ARENA DE DENSIDAD 1.52 g/cm³



ARENA DE DENSIDAD 1.52 g/cm³



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
Identificación : Arena suelta saturada
Descripción visual : Arena fina (eólica)
Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especimen # 1	Especimen # 2	Especimen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.51	1.52	1.53
Volumen (cc)	64.82	64.37	63.80
Relación de vacíos	0.78	0.76	0.75
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.11	64.77	64.29
Relación de vacíos	0.78	0.77	0.76

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.58	0.000	2.56	0.000	2.54
0.127	0.098	2.58	0.114	2.56	0.369	2.54
0.254	0.108	2.58	0.163	2.56	0.477	2.54
0.381	0.125	2.58	0.195	2.56	0.553	2.54
0.508	0.125	2.58	0.228	2.56	0.651	2.54
0.635	0.152	2.58	0.260	2.56	0.732	2.54
0.762	0.152	2.58	0.282	2.56	0.803	2.54
0.889	0.157	2.58	0.315	2.56	0.846	2.54
1.016	0.157	2.58	0.353	2.56	0.884	2.54
1.143	0.163	2.58	0.385	2.56	0.911	2.54
1.270	0.174	2.58	0.407	2.56	0.922	2.54
1.397	0.184	2.58	0.418	2.56	0.884	2.54
1.524	0.190	2.58	0.434	2.56	0.873	2.54
1.651	0.195	2.58	0.445	2.56	0.868	2.54
1.778	0.201	2.58	0.445	2.56	0.868	2.54
1.905	0.201	2.58	0.445	2.56	0.868	2.54
2.032	0.206	2.58	0.445	2.56	0.868	2.55
2.159	0.206	2.58	0.445	2.56	0.868	2.55
2.286	0.212	2.58	0.445	2.57	0.862	2.55
2.413	0.217	2.58	0.445	2.57	0.862	2.55
2.540	0.217	2.59	0.445	2.57	0.862	2.55
2.667	0.222	2.59	0.445	2.57	0.862	2.55
2.794	0.222	2.59	0.445	2.57	0.862	2.55
2.921	0.228	2.59	0.445	2.57	0.862	2.55
3.048	0.233	2.59	0.445	2.58	0.862	2.56
3.175	0.233	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
3.302	0.233	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
3.429	0.233	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
3.556	0.233	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
3.683	0.233	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
3.810	0.233	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
3.937	0.239	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
4.064	0.239	2.59	0.445	2.58	0.884	2.56
4.191	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
4.318	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
4.445	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
4.572	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
4.699	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
4.826	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
4.953	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56
5.080	0.239	2.59	0.445	2.58	0.873	2.56

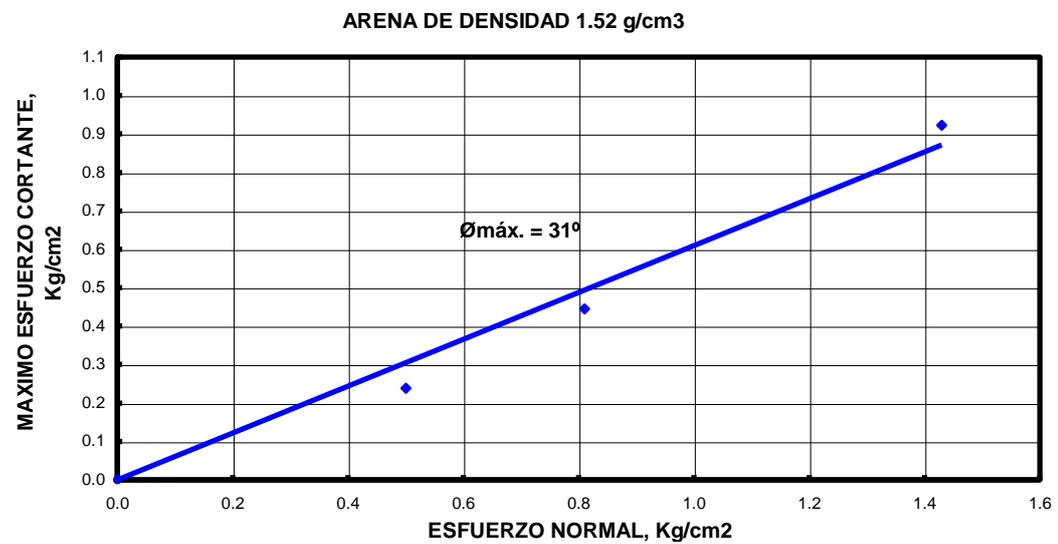
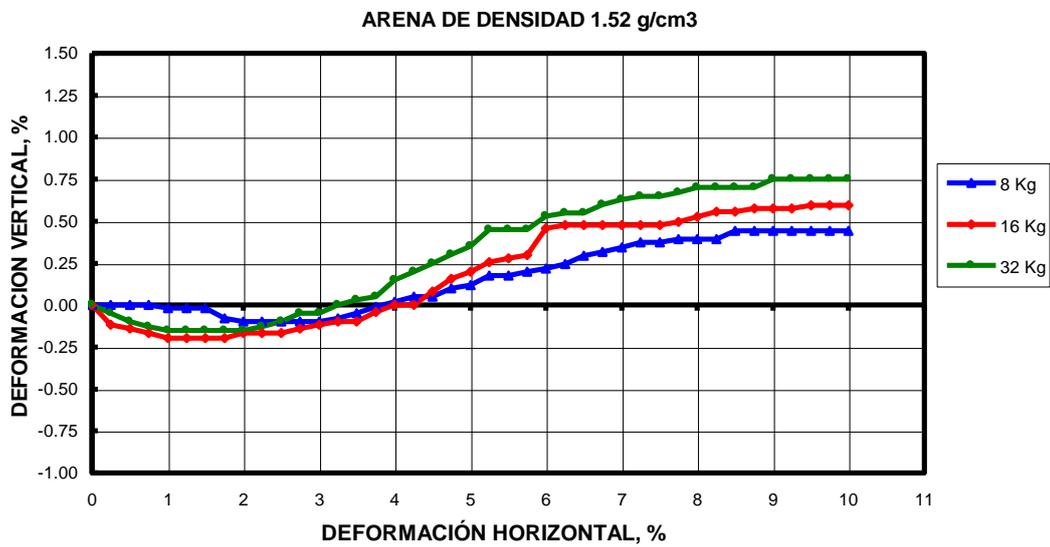
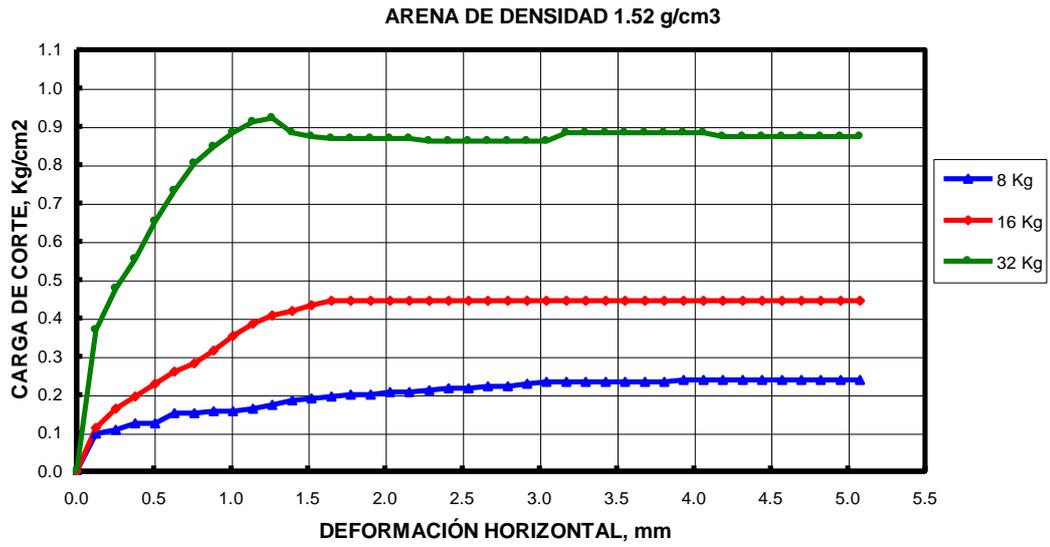
Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción :

31°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.54	1.53	1.54
Volumen (cc)	64.49	64.67	64.41
Relación de vacíos	0.74	0.75	0.74
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.00	65.28	64.70
Relación de vacíos	0.76	0.77	0.75

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

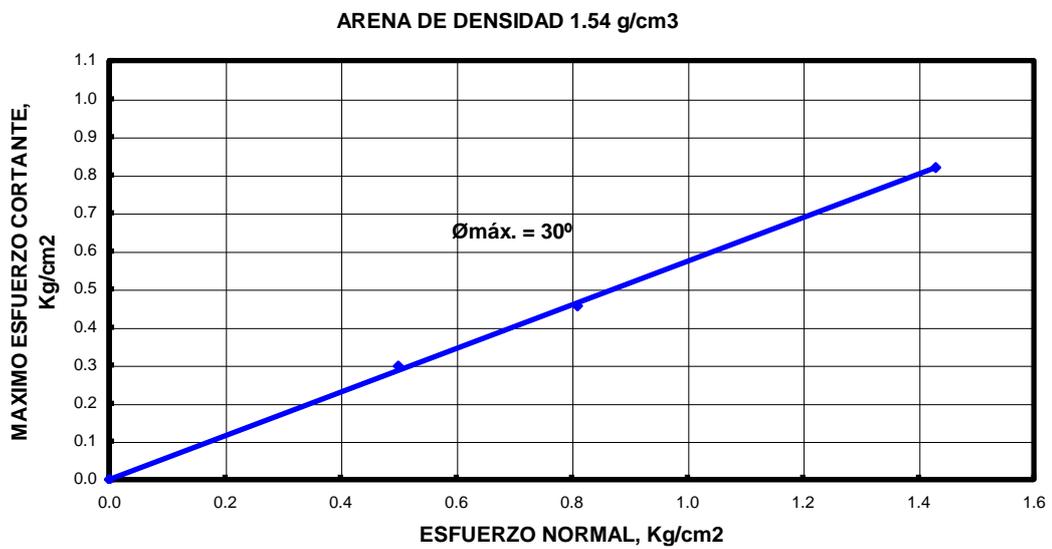
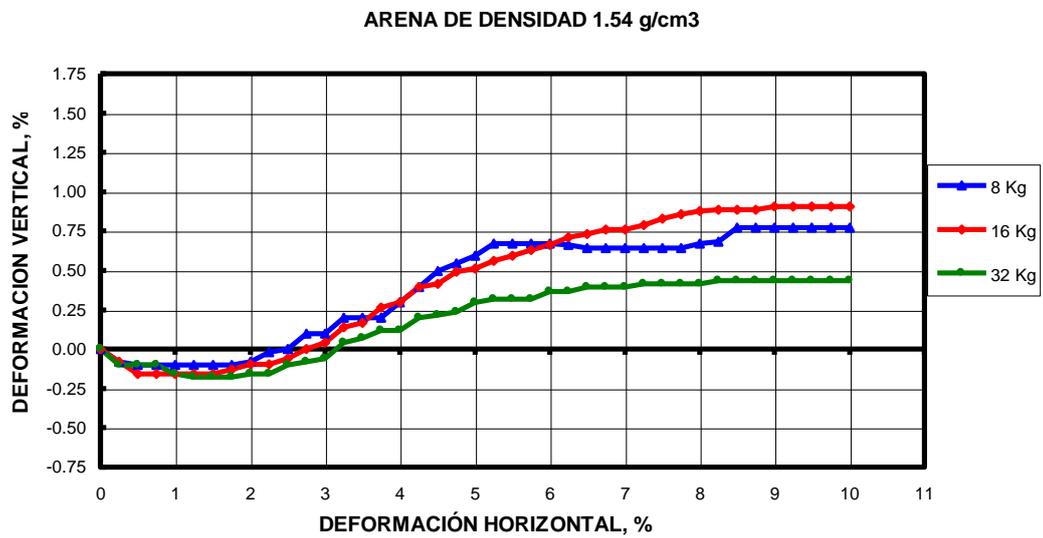
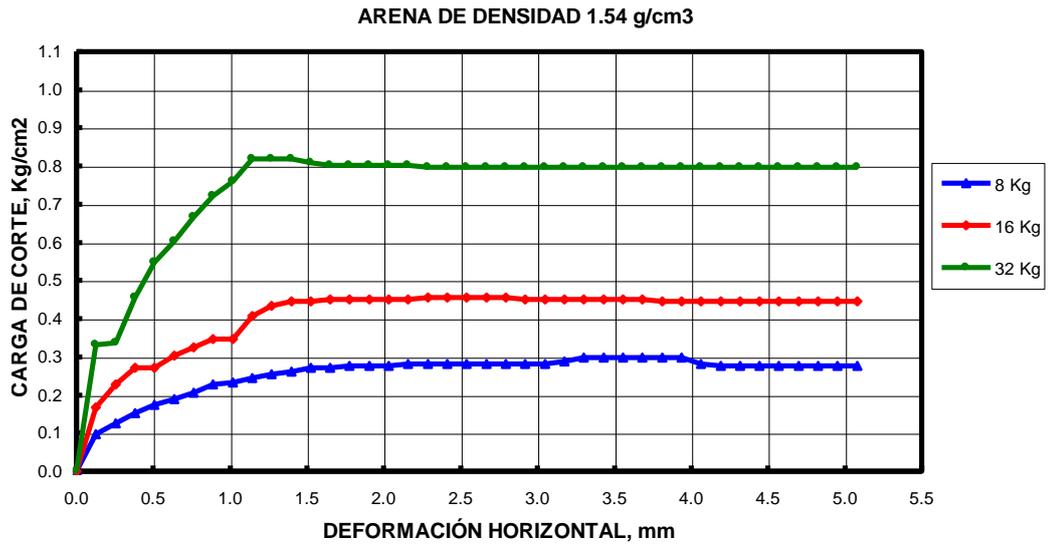
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.57	0.000	2.58	0.000	2.57
0.127	0.098	2.57	0.168	2.57	0.331	2.56
0.254	0.125	2.57	0.228	2.57	0.336	2.56
0.381	0.152	2.57	0.271	2.57	0.456	2.56
0.508	0.174	2.57	0.271	2.57	0.548	2.56
0.635	0.190	2.57	0.304	2.57	0.602	2.56
0.762	0.206	2.57	0.325	2.57	0.667	2.56
0.889	0.228	2.57	0.347	2.57	0.721	2.56
1.016	0.233	2.57	0.347	2.57	0.759	2.56
1.143	0.244	2.57	0.407	2.57	0.819	2.56
1.270	0.255	2.57	0.434	2.58	0.819	2.56
1.397	0.260	2.57	0.445	2.58	0.819	2.56
1.524	0.271	2.57	0.445	2.58	0.808	2.56
1.651	0.271	2.57	0.450	2.58	0.803	2.57
1.778	0.277	2.57	0.450	2.58	0.803	2.57
1.905	0.277	2.57	0.450	2.58	0.803	2.57
2.032	0.277	2.58	0.450	2.58	0.803	2.57
2.159	0.282	2.58	0.450	2.59	0.803	2.57
2.286	0.282	2.58	0.456	2.59	0.797	2.57
2.413	0.282	2.58	0.456	2.59	0.797	2.57
2.540	0.282	2.58	0.456	2.59	0.797	2.57
2.667	0.282	2.59	0.456	2.59	0.797	2.57
2.794	0.282	2.59	0.456	2.59	0.797	2.57
2.921	0.282	2.59	0.450	2.59	0.797	2.57
3.048	0.282	2.59	0.450	2.59	0.797	2.58
3.175	0.287	2.59	0.450	2.59	0.797	2.58
3.302	0.298	2.59	0.450	2.60	0.797	2.58
3.429	0.298	2.59	0.450	2.60	0.797	2.58
3.556	0.298	2.59	0.450	2.60	0.797	2.58
3.683	0.298	2.59	0.450	2.60	0.797	2.58
3.810	0.298	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
3.937	0.298	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.064	0.282	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.191	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.318	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.445	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.572	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.699	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.826	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
4.953	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58
5.080	0.277	2.59	0.445	2.60	0.797	2.58

Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 30°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
Identificación : Arena suelta saturada
Descripción visual : Arena fina (eólica)
Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.54	1.53	1.55
Volumen (cc)	64.56	64.69	63.83
Relación de vacíos	0.75	0.75	0.73
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.22	65.15	64.49
Relación de vacíos	0.76	0.76	0.74

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

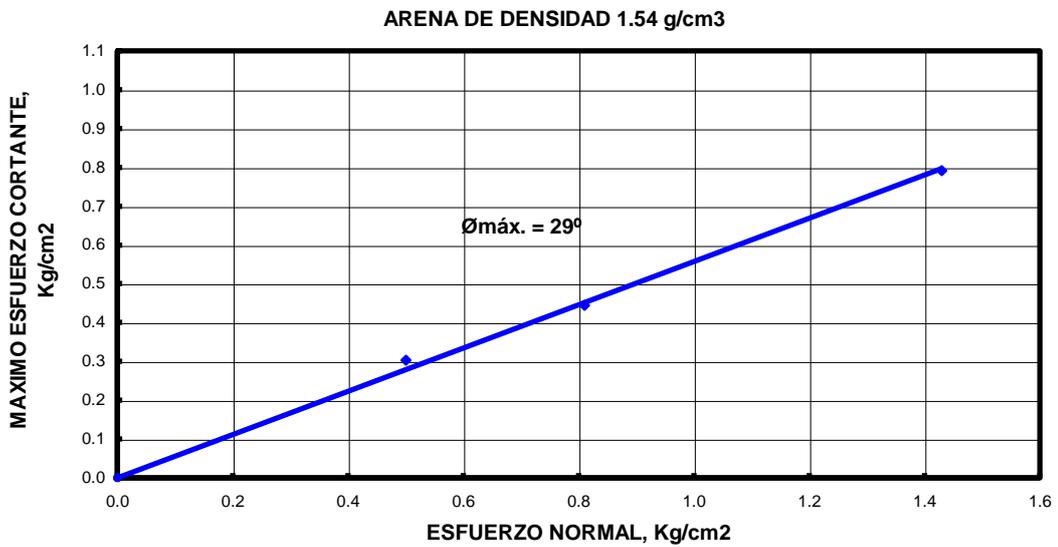
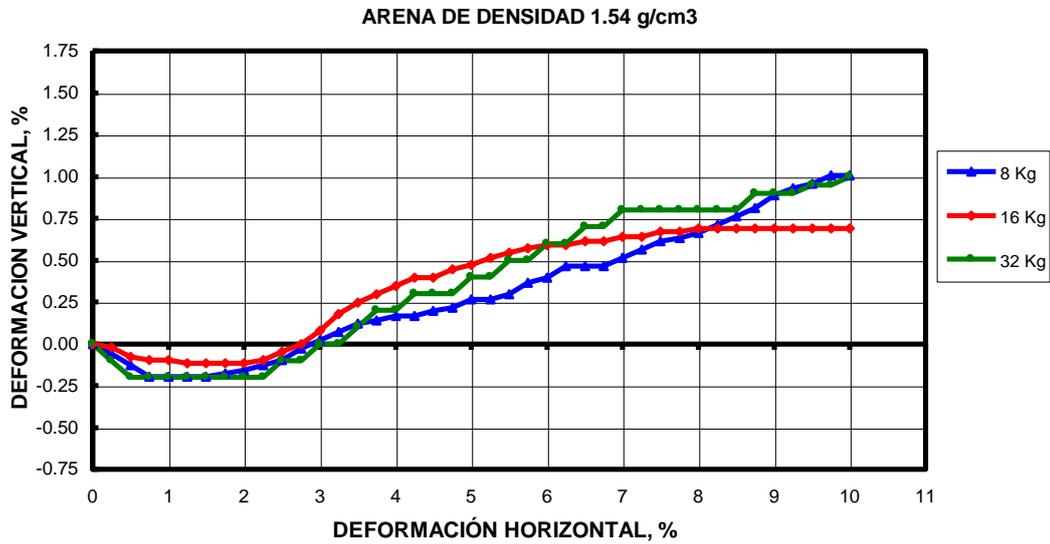
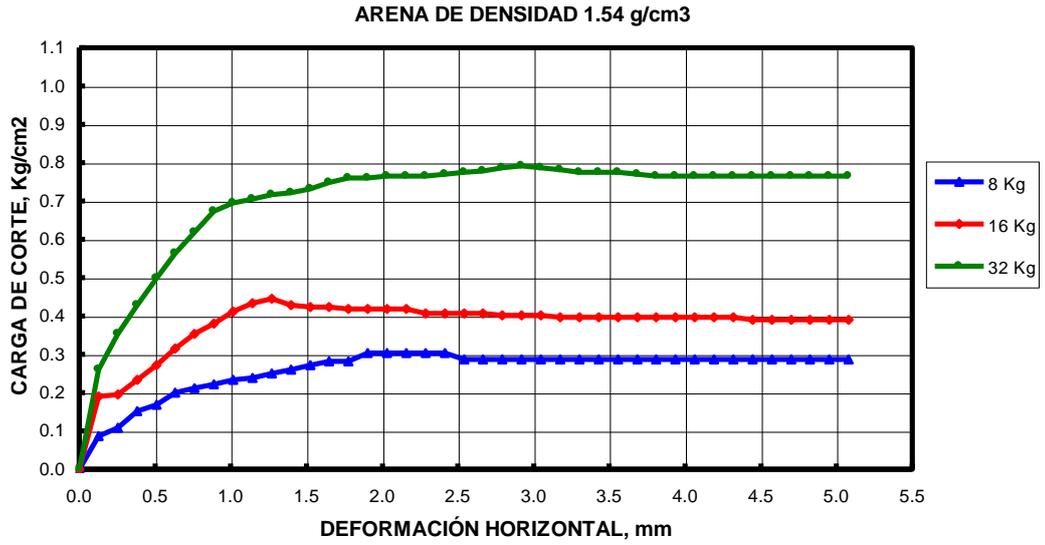
n(kg/cm²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.57	0.000	2.58	0.000	2.54
0.127	0.087	2.57	0.190	2.58	0.260	2.54
0.254	0.108	2.57	0.195	2.58	0.353	2.54
0.381	0.152	2.57	0.233	2.57	0.429	2.54
0.508	0.168	2.57	0.271	2.57	0.499	2.54
0.635	0.201	2.57	0.315	2.57	0.564	2.54
0.762	0.212	2.57	0.353	2.57	0.618	2.54
0.889	0.222	2.57	0.380	2.57	0.673	2.54
1.016	0.233	2.57	0.412	2.57	0.694	2.54
1.143	0.239	2.57	0.434	2.57	0.705	2.54
1.270	0.250	2.57	0.445	2.58	0.716	2.54
1.397	0.260	2.57	0.429	2.58	0.721	2.54
1.524	0.271	2.57	0.423	2.58	0.732	2.54
1.651	0.282	2.57	0.423	2.58	0.749	2.54
1.778	0.282	2.58	0.418	2.58	0.759	2.55
1.905	0.304	2.58	0.418	2.58	0.759	2.55
2.032	0.304	2.58	0.418	2.59	0.765	2.55
2.159	0.304	2.58	0.418	2.59	0.765	2.55
2.286	0.304	2.58	0.407	2.59	0.765	2.55
2.413	0.304	2.58	0.407	2.59	0.770	2.55
2.540	0.287	2.58	0.407	2.59	0.776	2.55
2.667	0.287	2.58	0.407	2.59	0.778	2.55
2.794	0.287	2.58	0.401	2.59	0.787	2.56
2.921	0.287	2.58	0.401	2.59	0.792	2.56
3.048	0.287	2.58	0.401	2.59	0.787	2.56
3.175	0.287	2.58	0.396	2.59	0.781	2.56
3.302	0.287	2.58	0.396	2.59	0.776	2.56
3.429	0.287	2.58	0.396	2.59	0.776	2.56
3.556	0.287	2.59	0.396	2.59	0.776	2.56
3.683	0.287	2.59	0.396	2.59	0.770	2.56
3.810	0.287	2.59	0.396	2.59	0.765	2.56
3.937	0.287	2.59	0.396	2.59	0.765	2.56
4.064	0.287	2.59	0.396	2.59	0.765	2.56
4.191	0.287	2.59	0.396	2.59	0.765	2.56
4.318	0.287	2.59	0.396	2.59	0.765	2.56
4.445	0.287	2.59	0.391	2.59	0.765	2.57
4.572	0.287	2.59	0.391	2.59	0.765	2.57
4.699	0.287	2.60	0.391	2.59	0.765	2.57
4.826	0.287	2.60	0.391	2.59	0.765	2.57
4.953	0.287	2.60	0.391	2.59	0.765	2.57
5.080	0.287	2.60	0.391	2.59	0.765	2.57

Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 29°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.55	1.57	1.56
Volumen (cc)	65.01	64.29	64.62
Relación de vacíos	0.72	0.70	0.71
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.66	65.08	65.21
Relación de vacíos	0.74	0.73	0.73

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

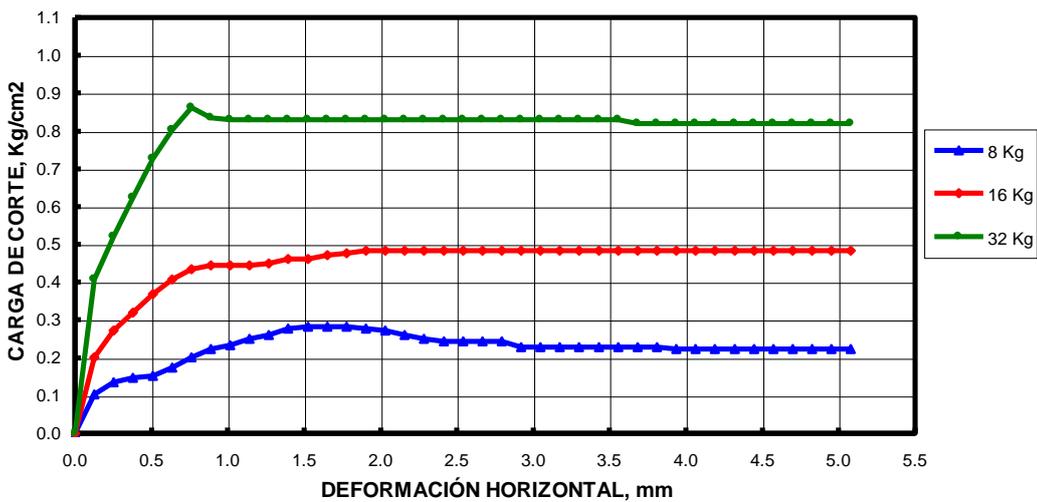
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.56	0.000	2.57
0.127	0.103	2.59	0.201	2.56	0.407	2.57
0.254	0.136	2.59	0.271	2.56	0.521	2.57
0.381	0.146	2.59	0.320	2.56	0.624	2.57
0.508	0.152	2.59	0.369	2.56	0.727	2.57
0.635	0.174	2.59	0.407	2.56	0.803	2.57
0.762	0.201	2.59	0.434	2.56	0.862	2.57
0.889	0.222	2.59	0.445	2.57	0.835	2.58
1.016	0.233	2.59	0.445	2.57	0.830	2.58
1.143	0.250	2.59	0.445	2.57	0.830	2.58
1.270	0.260	2.59	0.450	2.57	0.830	2.58
1.397	0.277	2.60	0.461	2.57	0.830	2.58
1.524	0.282	2.60	0.461	2.58	0.830	2.58
1.651	0.282	2.60	0.472	2.58	0.830	2.58
1.778	0.282	2.60	0.477	2.58	0.830	2.59
1.905	0.277	2.60	0.483	2.58	0.830	2.59
2.032	0.271	2.60	0.483	2.58	0.830	2.59
2.159	0.260	2.61	0.483	2.58	0.830	2.59
2.286	0.250	2.61	0.483	2.58	0.830	2.59
2.413	0.244	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
2.540	0.244	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
2.667	0.244	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
2.794	0.244	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
2.921	0.228	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
3.048	0.228	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
3.175	0.228	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
3.302	0.228	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
3.429	0.228	2.61	0.483	2.59	0.830	2.59
3.556	0.228	2.61	0.483	2.59	0.830	2.60
3.683	0.228	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
3.810	0.228	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
3.937	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.064	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.191	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.318	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.445	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.572	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.699	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.826	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
4.953	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60
5.080	0.222	2.61	0.483	2.59	0.819	2.60

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

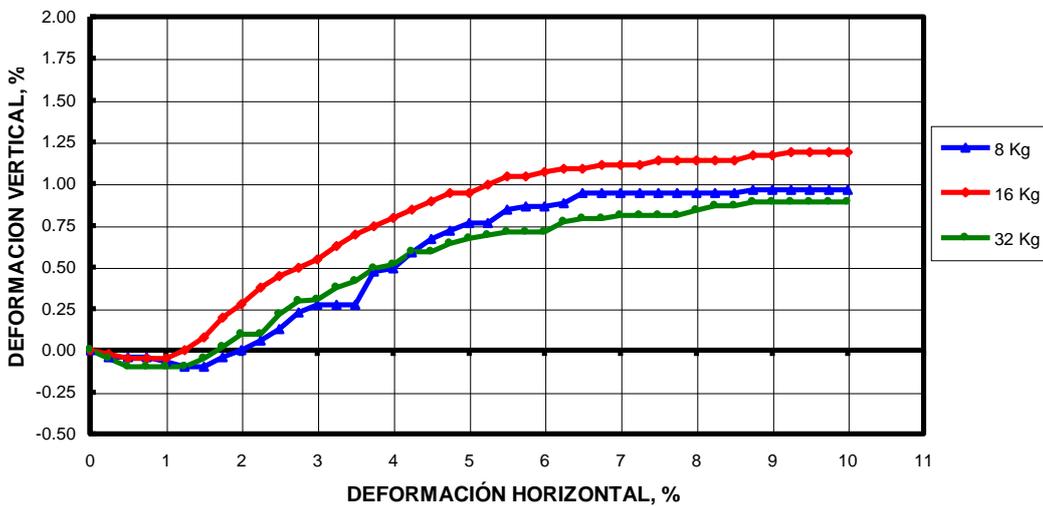
Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 31°

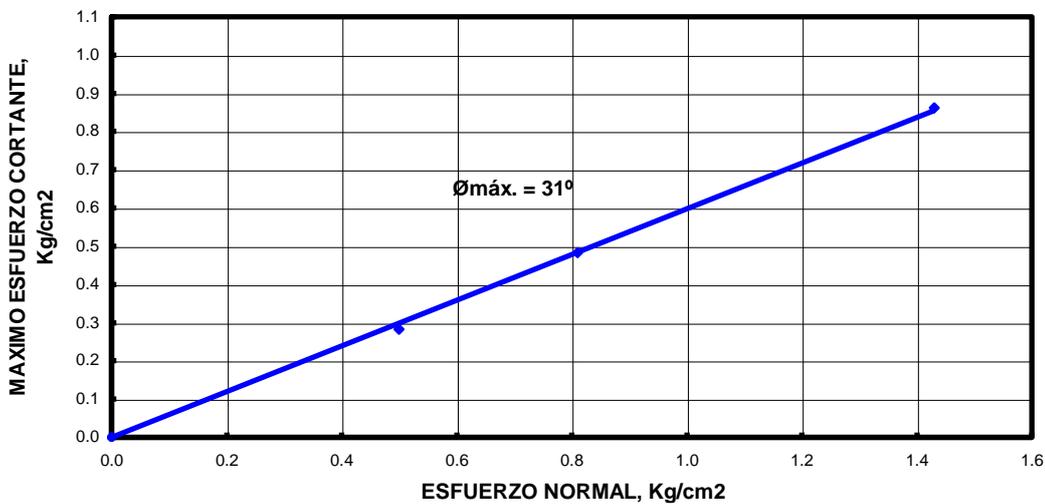
ARENA DE DENSIDAD 1.56 g/cm³



ARENA DE DENSIDAD 1.56 g/cm³



ARENA DE DENSIDAD 1.56 g/cm³



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.56	1.57	1.57
Volumen (cc)	64.82	64.42	64.56
Relación de vacíos	0.72	0.71	0.71
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	65.51	64.88	65.34
Relación de vacíos	0.74	0.72	0.73

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

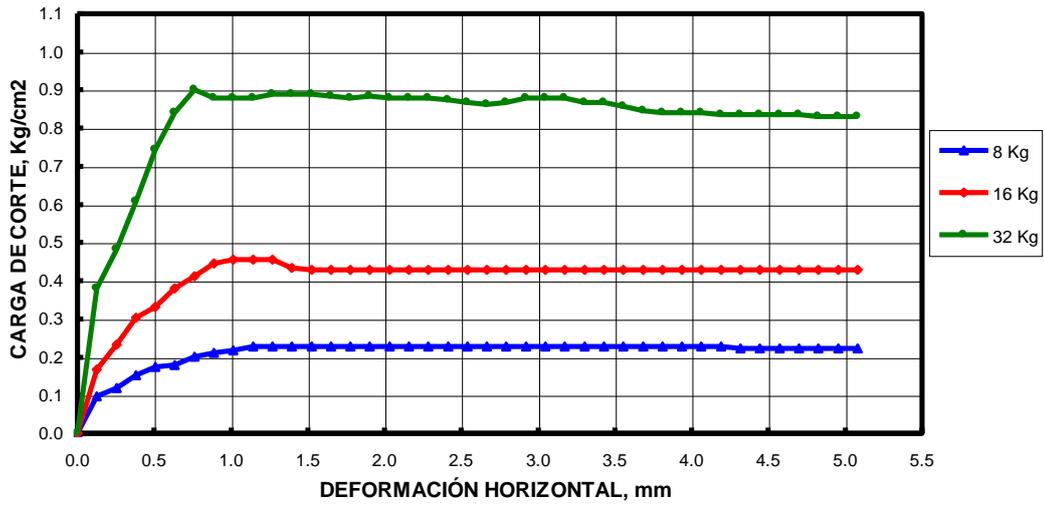
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.58	0.000	2.57	0.000	2.57
0.127	0.098	2.58	0.168	2.56	0.380	2.57
0.254	0.119	2.58	0.233	2.56	0.483	2.57
0.381	0.152	2.58	0.304	2.56	0.608	2.57
0.508	0.174	2.58	0.331	2.56	0.743	2.57
0.635	0.179	2.58	0.380	2.56	0.841	2.57
0.762	0.201	2.58	0.412	2.56	0.900	2.57
0.889	0.212	2.58	0.445	2.56	0.879	2.57
1.016	0.217	2.59	0.456	2.56	0.879	2.57
1.143	0.228	2.59	0.456	2.56	0.879	2.58
1.270	0.228	2.59	0.456	2.57	0.890	2.58
1.397	0.228	2.59	0.434	2.57	0.890	2.58
1.524	0.228	2.59	0.429	2.57	0.890	2.58
1.651	0.228	2.59	0.429	2.57	0.884	2.58
1.778	0.228	2.59	0.429	2.58	0.879	2.59
1.905	0.228	2.60	0.429	2.58	0.884	2.59
2.032	0.228	2.60	0.429	2.58	0.879	2.59
2.159	0.228	2.60	0.429	2.58	0.879	2.59
2.286	0.228	2.60	0.429	2.58	0.879	2.59
2.413	0.228	2.60	0.429	2.58	0.873	2.59
2.540	0.228	2.60	0.429	2.58	0.868	2.59
2.667	0.228	2.60	0.429	2.58	0.862	2.59
2.794	0.228	2.60	0.429	2.58	0.868	2.59
2.921	0.228	2.60	0.429	2.58	0.879	2.60
3.048	0.228	2.60	0.429	2.58	0.879	2.60
3.175	0.228	2.60	0.429	2.58	0.879	2.60
3.302	0.228	2.61	0.429	2.58	0.868	2.60
3.429	0.228	2.61	0.429	2.58	0.868	2.60
3.556	0.228	2.61	0.429	2.58	0.857	2.60
3.683	0.228	2.61	0.429	2.58	0.846	2.60
3.810	0.228	2.61	0.429	2.58	0.841	2.60
3.937	0.228	2.61	0.429	2.58	0.841	2.60
4.064	0.228	2.61	0.429	2.58	0.841	2.60
4.191	0.228	2.61	0.429	2.58	0.835	2.60
4.318	0.222	2.61	0.429	2.58	0.835	2.60
4.445	0.222	2.61	0.429	2.58	0.835	2.60
4.572	0.222	2.61	0.429	2.58	0.835	2.60
4.699	0.222	2.61	0.429	2.58	0.835	2.60
4.826	0.222	2.61	0.429	2.58	0.830	2.60
4.953	0.222	2.61	0.429	2.58	0.830	2.60
5.080	0.222	2.61	0.429	2.58	0.830	2.60

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

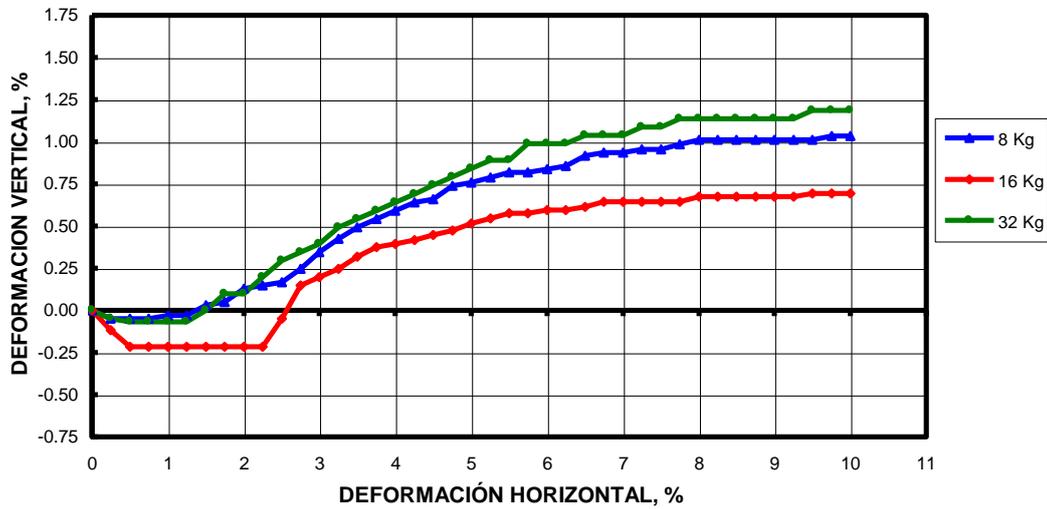
Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 31°

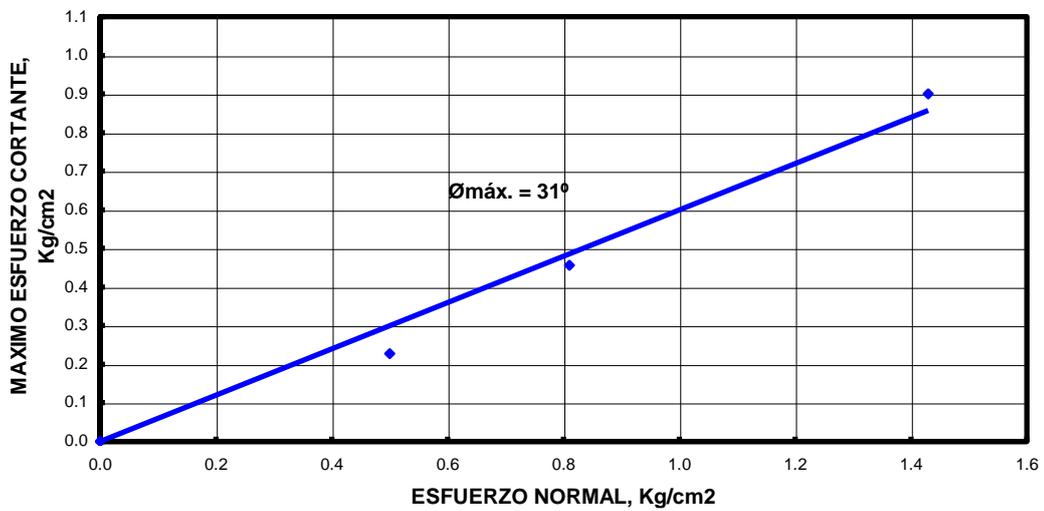
ARENA DE DENSIDAD 1.56 g/cm³



ARENA DE DENSIDAD 1.56 g/cm³



ARENA DE DENSIDAD 1.56 g/cm³



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.60	1.60	1.61
Volumen (cc)	65.15	65.08	64.85
Relación de vacíos	0.67	0.67	0.67
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.16	66.00	65.93
Relación de vacíos	0.70	0.70	0.69

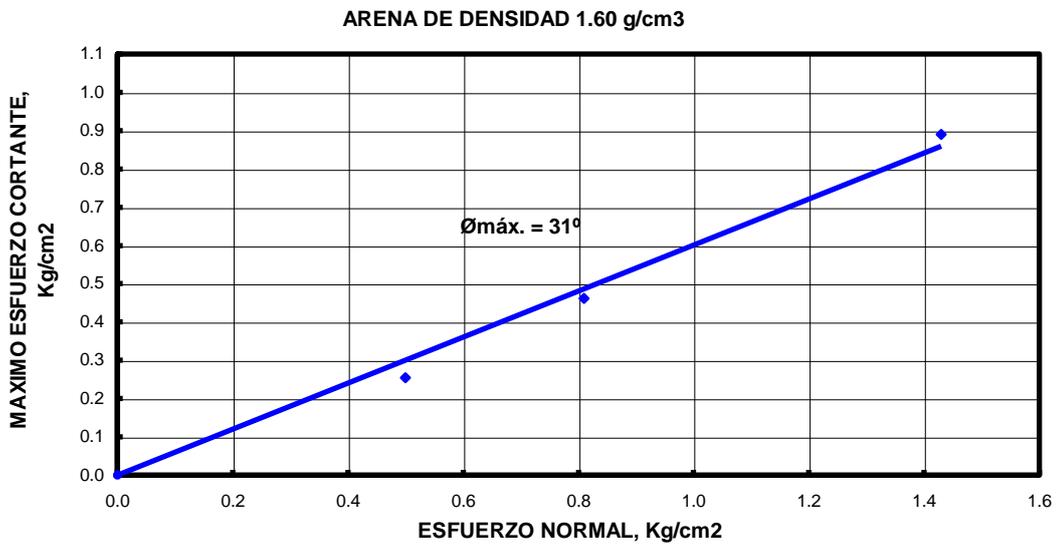
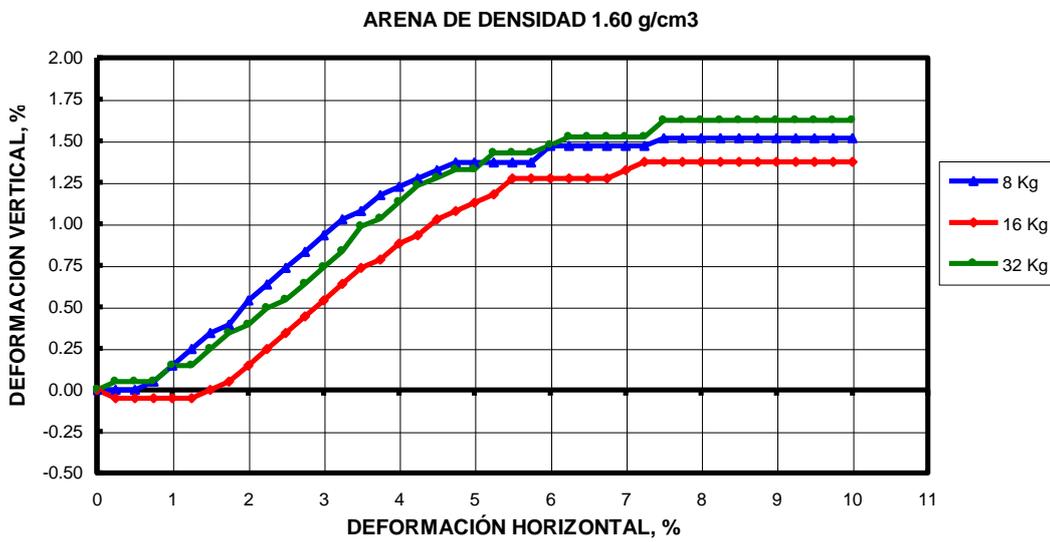
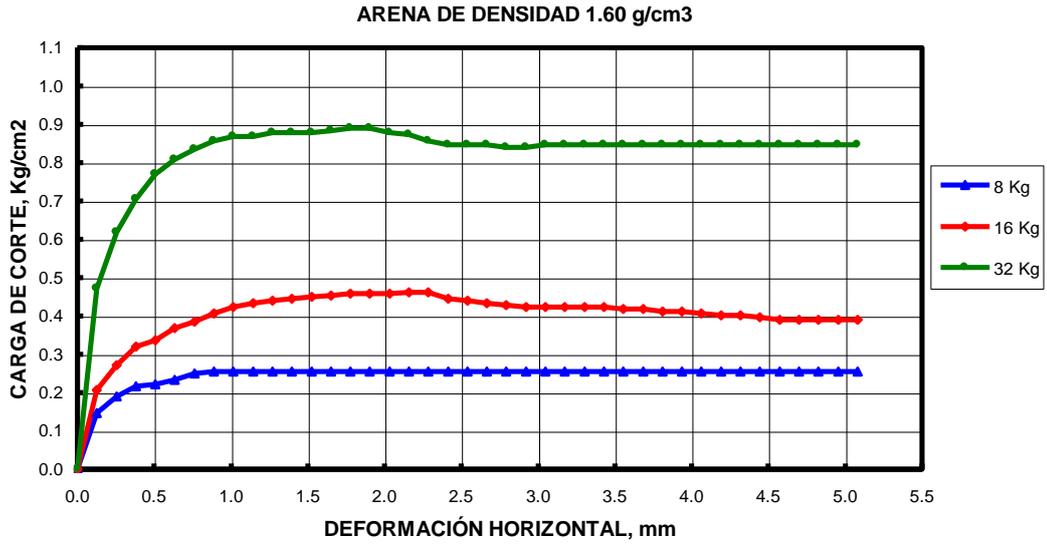
Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

n(kg/cm²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.59	0.000	2.58
0.127	0.146	2.59	0.206	2.59	0.472	2.58
0.254	0.190	2.59	0.271	2.59	0.618	2.58
0.381	0.217	2.60	0.320	2.59	0.705	2.58
0.508	0.222	2.60	0.336	2.59	0.770	2.59
0.635	0.233	2.60	0.369	2.59	0.808	2.59
0.762	0.250	2.60	0.385	2.59	0.835	2.59
0.889	0.255	2.61	0.407	2.59	0.857	2.59
1.016	0.255	2.61	0.423	2.60	0.868	2.59
1.143	0.255	2.61	0.434	2.60	0.868	2.60
1.270	0.255	2.61	0.439	2.60	0.879	2.60
1.397	0.255	2.62	0.445	2.60	0.879	2.60
1.524	0.255	2.62	0.450	2.61	0.879	2.60
1.651	0.255	2.62	0.453	2.61	0.884	2.61
1.778	0.255	2.62	0.458	2.61	0.890	2.61
1.905	0.255	2.63	0.458	2.61	0.890	2.61
2.032	0.255	2.63	0.458	2.62	0.879	2.61
2.159	0.255	2.63	0.461	2.62	0.873	2.62
2.286	0.255	2.63	0.461	2.62	0.857	2.62
2.413	0.255	2.63	0.445	2.62	0.846	2.62
2.540	0.255	2.63	0.439	2.62	0.846	2.62
2.667	0.255	2.63	0.434	2.62	0.846	2.62
2.794	0.255	2.63	0.429	2.63	0.841	2.62
2.921	0.255	2.63	0.423	2.63	0.841	2.62
3.048	0.255	2.63	0.423	2.63	0.846	2.62
3.175	0.255	2.63	0.423	2.63	0.846	2.62
3.302	0.255	2.63	0.423	2.63	0.846	2.62
3.429	0.255	2.63	0.423	2.63	0.846	2.62
3.556	0.255	2.63	0.418	2.63	0.846	2.62
3.683	0.255	2.63	0.418	2.63	0.846	2.62
3.810	0.255	2.63	0.412	2.63	0.846	2.63
3.937	0.255	2.63	0.412	2.63	0.846	2.63
4.064	0.255	2.63	0.407	2.63	0.846	2.63
4.191	0.255	2.63	0.401	2.63	0.846	2.63
4.318	0.255	2.63	0.401	2.63	0.846	2.63
4.445	0.255	2.63	0.396	2.63	0.846	2.63
4.572	0.255	2.63	0.391	2.63	0.846	2.63
4.699	0.255	2.63	0.391	2.63	0.846	2.63
4.826	0.255	2.63	0.391	2.63	0.846	2.63
4.953	0.255	2.63	0.391	2.63	0.846	2.63
5.080	0.255	2.63	0.391	2.63	0.846	2.63

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0 **Angulo de fricción :** 31°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.60	1.60	1.61
Volumen (cc)	65.11	65.05	64.95
Relación de vacíos	0.67	0.67	0.67
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.23	66.10	66.00
Relación de vacíos	0.70	0.70	0.70

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

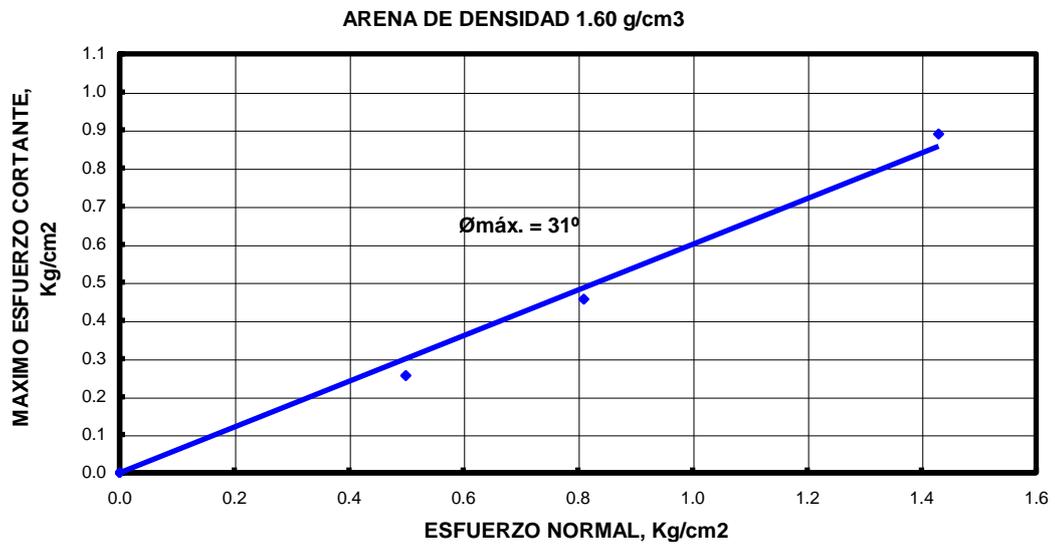
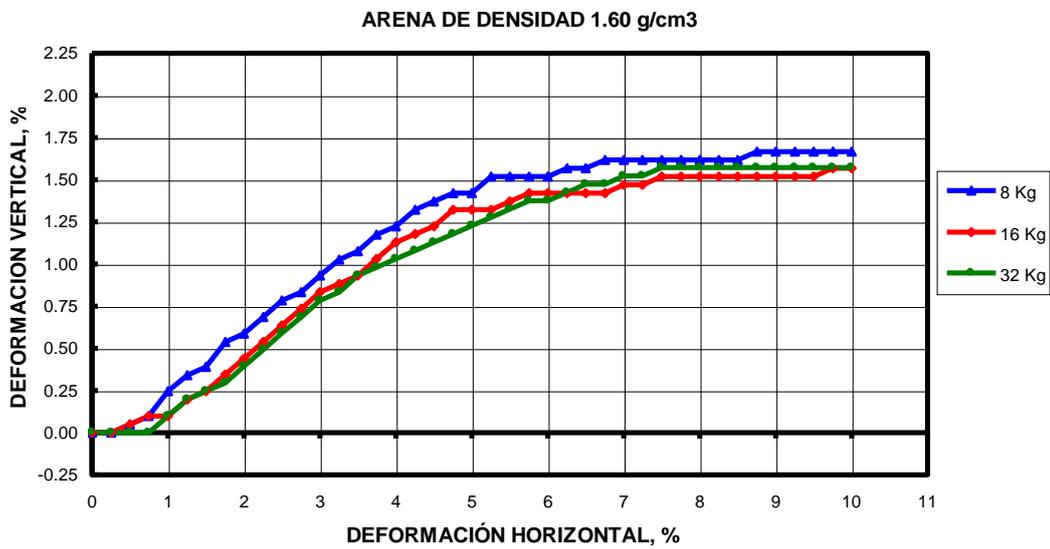
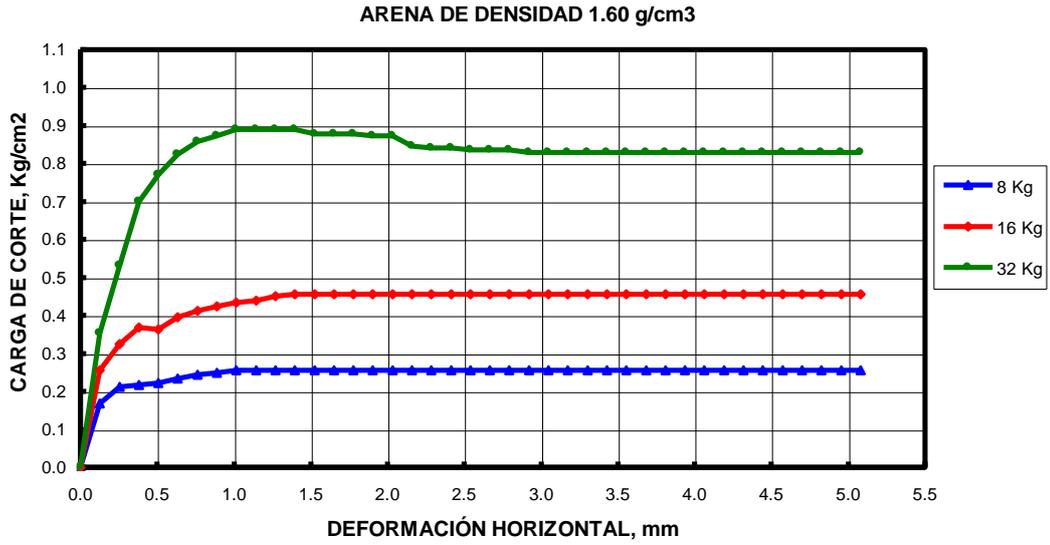
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.59	0.000	2.59
0.127	0.168	2.59	0.255	2.59	0.353	2.59
0.254	0.212	2.59	0.325	2.59	0.532	2.59
0.381	0.217	2.60	0.369	2.59	0.700	2.59
0.508	0.222	2.60	0.363	2.59	0.770	2.59
0.635	0.233	2.60	0.396	2.60	0.824	2.59
0.762	0.244	2.60	0.412	2.60	0.857	2.59
0.889	0.250	2.61	0.423	2.60	0.873	2.59
1.016	0.255	2.61	0.434	2.60	0.890	2.60
1.143	0.255	2.61	0.439	2.61	0.890	2.60
1.270	0.255	2.61	0.450	2.61	0.890	2.60
1.397	0.255	2.62	0.456	2.61	0.890	2.61
1.524	0.255	2.62	0.456	2.61	0.879	2.61
1.651	0.255	2.62	0.456	2.61	0.879	2.61
1.778	0.255	2.62	0.456	2.62	0.879	2.61
1.905	0.255	2.62	0.456	2.62	0.873	2.61
2.032	0.255	2.63	0.456	2.62	0.873	2.61
2.159	0.255	2.63	0.456	2.62	0.846	2.62
2.286	0.255	2.63	0.456	2.62	0.841	2.62
2.413	0.255	2.63	0.456	2.63	0.841	2.62
2.540	0.255	2.63	0.456	2.63	0.835	2.62
2.667	0.255	2.63	0.456	2.63	0.835	2.62
2.794	0.255	2.63	0.456	2.63	0.835	2.62
2.921	0.255	2.63	0.456	2.63	0.830	2.62
3.048	0.255	2.63	0.456	2.63	0.830	2.62
3.175	0.255	2.63	0.456	2.63	0.830	2.62
3.302	0.255	2.63	0.456	2.63	0.830	2.63
3.429	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
3.556	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
3.683	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
3.810	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
3.937	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.064	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.191	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.318	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.445	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.572	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.699	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.826	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
4.953	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63
5.080	0.255	2.64	0.456	2.63	0.830	2.63

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción :

31°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Identificación : Arena densa saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Profundidad : 3.0 m
 Procedencia : Campus UDEP - Laboratorio de Química, calicata C-2

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.62	1.62	1.62
Volumen (cc)	65.01	64.79	64.70
Relación de vacíos	0.66	0.65	0.65
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.13	66.00	65.67
Relación de vacíos	0.69	0.68	0.67

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50mm/min

(kg/cm²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.58	0.000	2.58
0.127	0.108	2.59	0.168	2.58	0.532	2.58
0.254	0.141	2.59	0.228	2.58	0.705	2.58
0.381	0.168	2.59	0.282	2.58	0.808	2.58
0.508	0.195	2.59	0.401	2.58	0.819	2.58
0.635	0.228	2.59	0.439	2.58	0.873	2.58
0.762	0.260	2.59	0.461	2.59	0.917	2.58
0.889	0.266	2.59	0.483	2.59	0.938	2.58
1.016	0.271	2.59	0.494	2.59	0.955	2.59
1.143	0.277	2.60	0.504	2.60	0.960	2.59
1.270	0.282	2.60	0.504	2.60	0.960	2.59
1.397	0.282	2.60	0.504	2.60	0.960	2.59
1.524	0.287	2.61	0.499	2.61	0.960	2.60
1.651	0.293	2.61	0.494	2.61	0.960	2.60
1.778	0.293	2.61	0.483	2.61	0.960	2.61
1.905	0.287	2.61	0.477	2.61	0.960	2.61
2.032	0.282	2.62	0.472	2.62	0.960	2.61
2.159	0.277	2.62	0.461	2.62	0.960	2.61
2.286	0.271	2.62	0.450	2.62	0.960	2.61
2.413	0.269	2.62	0.445	2.62	0.960	2.61
2.540	0.266	2.62	0.445	2.62	0.960	2.61
2.667	0.266	2.63	0.450	2.62	0.830	2.61
2.794	0.266	2.63	0.461	2.62	0.830	2.61
2.921	0.266	2.63	0.461	2.62	0.830	2.61
3.048	0.266	2.63	0.461	2.63	0.830	2.61
3.175	0.266	2.63	0.461	2.63	0.830	2.61
3.302	0.266	2.63	0.461	2.63	0.814	2.61
3.429	0.266	2.63	0.461	2.63	0.814	2.61
3.556	0.266	2.63	0.450	2.63	0.808	2.61
3.683	0.266	2.63	0.445	2.63	0.803	2.61
3.810	0.266	2.63	0.439	2.63	0.803	2.61
3.937	0.266	2.63	0.434	2.63	0.803	2.61
4.064	0.269	2.63	0.434	2.63	0.803	2.61
4.191	0.271	2.63	0.434	2.63	0.803	2.61
4.318	0.271	2.63	0.434	2.63	0.803	2.62
4.445	0.277	2.63	0.434	2.63	0.803	2.62
4.572	0.271	2.63	0.434	2.63	0.803	2.62
4.699	0.271	2.63	0.434	2.63	0.803	2.62
4.826	0.271	2.63	0.429	2.63	0.803	2.62
4.953	0.271	2.63	0.423	2.63	0.803	2.62
5.080	0.271	2.63	0.423	2.63	0.803	2.62

Nota: n: esfuerzo normal

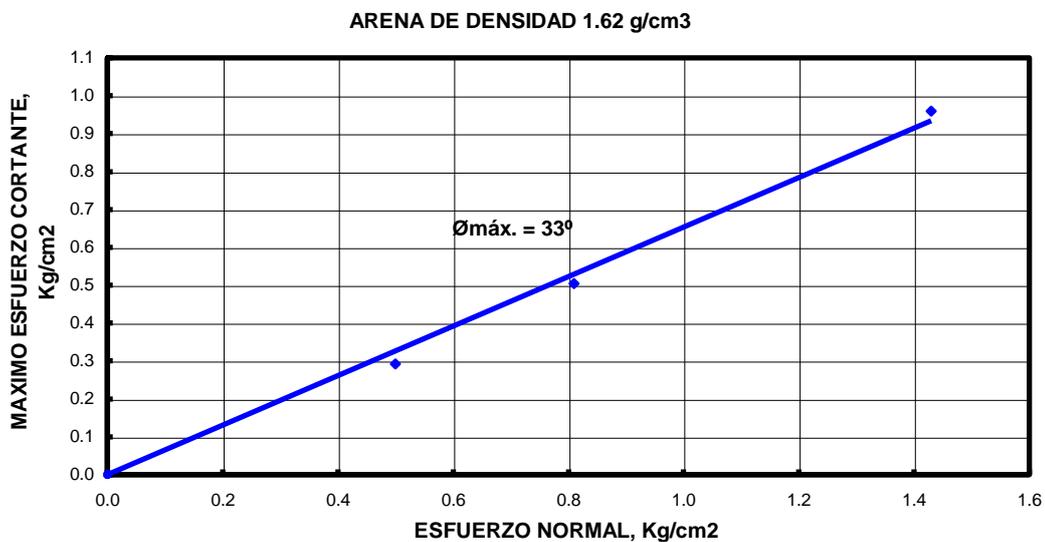
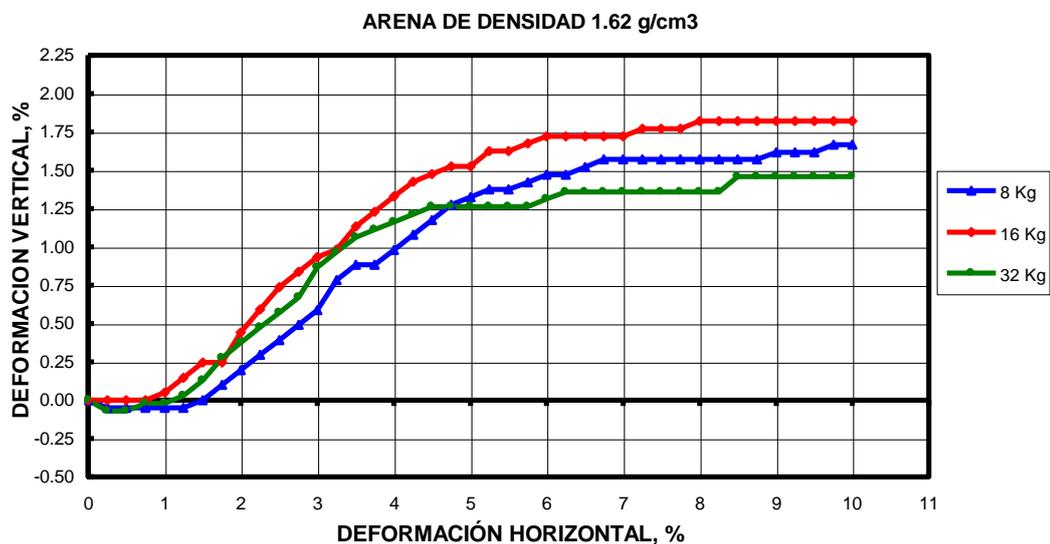
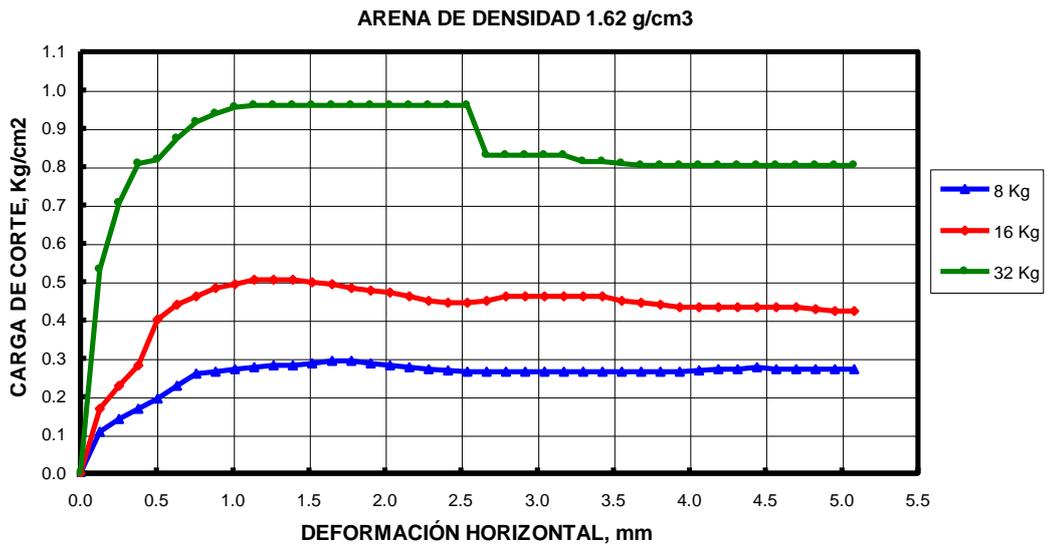
di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²):

0

Angulo de fricción :

33°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.65	1.65	1.66
Volumen (cc)	65.15	65.01	64.92
Relación de vacíos	0.62	0.62	0.62
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.56	66.33	66.19
Relación de vacíos	0.66	0.65	0.65

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

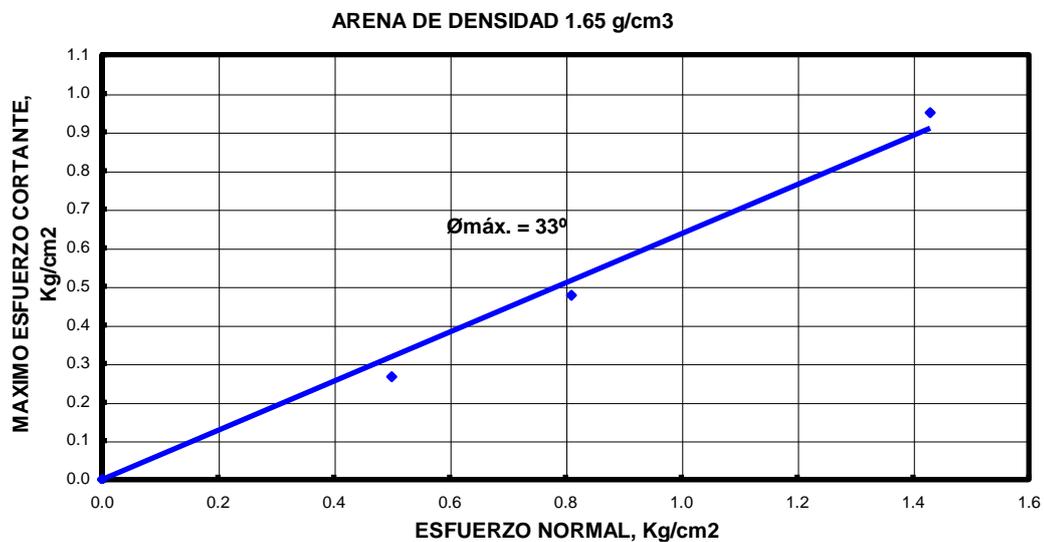
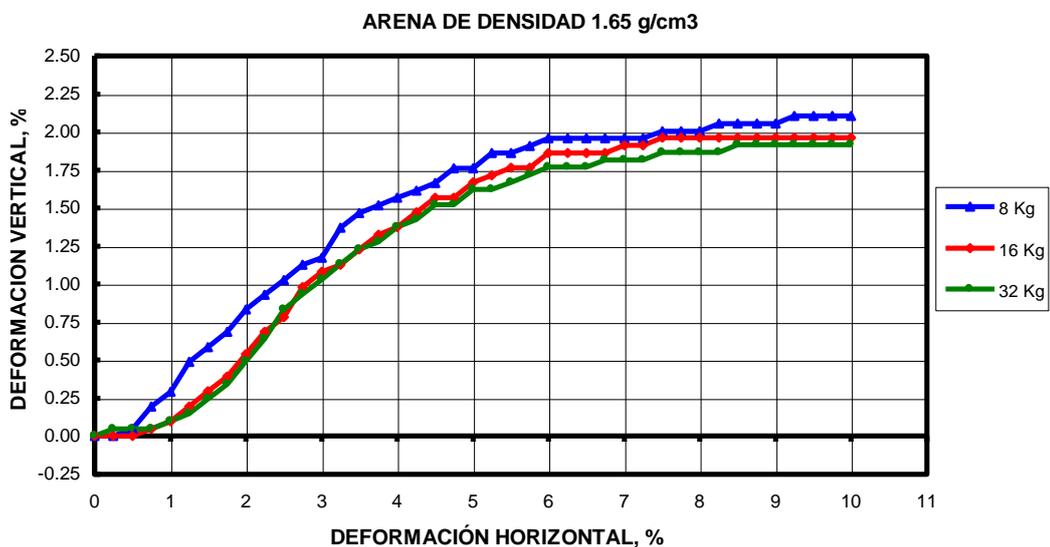
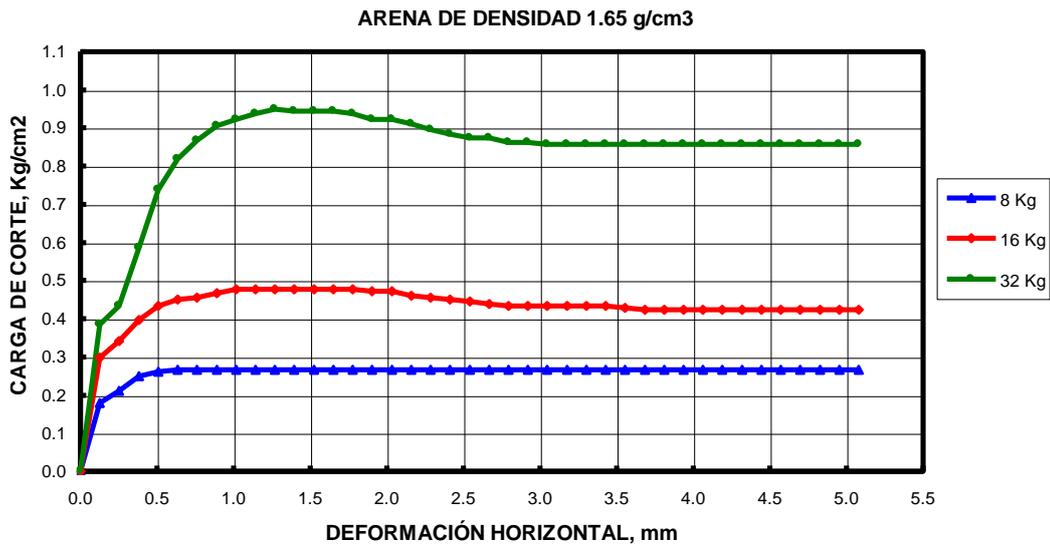
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.59	0.000	2.59
0.127	0.179	2.59	0.298	2.59	0.385	2.59
0.254	0.212	2.60	0.342	2.59	0.434	2.59
0.381	0.250	2.60	0.396	2.59	0.586	2.59
0.508	0.260	2.60	0.434	2.59	0.738	2.59
0.635	0.266	2.61	0.450	2.59	0.819	2.59
0.762	0.266	2.61	0.456	2.60	0.868	2.59
0.889	0.266	2.61	0.466	2.60	0.906	2.59
1.016	0.266	2.62	0.477	2.60	0.922	2.60
1.143	0.266	2.62	0.477	2.61	0.938	2.60
1.270	0.266	2.62	0.477	2.61	0.949	2.61
1.397	0.266	2.62	0.477	2.62	0.944	2.61
1.524	0.266	2.63	0.477	2.62	0.944	2.61
1.651	0.266	2.63	0.477	2.62	0.944	2.62
1.778	0.266	2.63	0.477	2.62	0.938	2.62
1.905	0.266	2.63	0.472	2.62	0.922	2.62
2.032	0.266	2.64	0.472	2.63	0.922	2.62
2.159	0.266	2.64	0.461	2.63	0.911	2.62
2.286	0.266	2.64	0.456	2.63	0.895	2.63
2.413	0.266	2.64	0.450	2.63	0.884	2.63
2.540	0.266	2.64	0.445	2.63	0.873	2.63
2.667	0.266	2.64	0.439	2.63	0.873	2.63
2.794	0.266	2.64	0.434	2.64	0.862	2.63
2.921	0.266	2.64	0.434	2.64	0.862	2.63
3.048	0.266	2.65	0.434	2.64	0.857	2.63
3.175	0.266	2.65	0.434	2.64	0.857	2.63
3.302	0.266	2.65	0.434	2.64	0.857	2.63
3.429	0.266	2.65	0.434	2.64	0.857	2.63
3.556	0.266	2.65	0.429	2.64	0.857	2.63
3.683	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.63
3.810	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.63
3.937	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.63
4.064	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.63
4.191	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.63
4.318	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64
4.445	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64
4.572	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64
4.699	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64
4.826	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64
4.953	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64
5.080	0.266	2.65	0.423	2.64	0.857	2.64

Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 33°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
Identificación : Arena suelta saturada
Descripción visual : Arena fina (eólica)
Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.65	1.65	1.66
Volumen (cc)	65.18	65.08	64.95
Relación de vacíos	0.62	0.62	0.62
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.59	66.06	66.00
Relación de vacíos	0.66	0.65	0.64

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

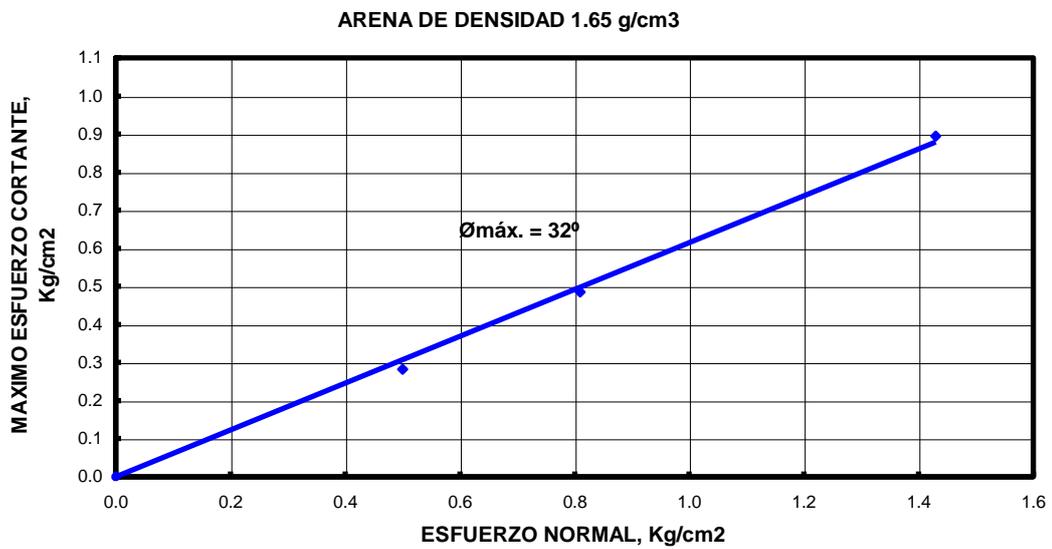
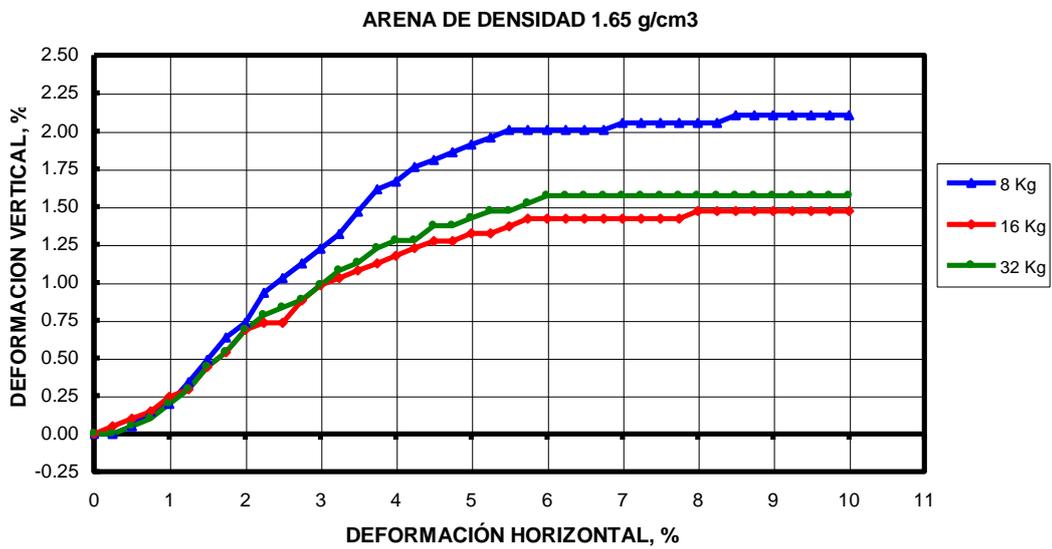
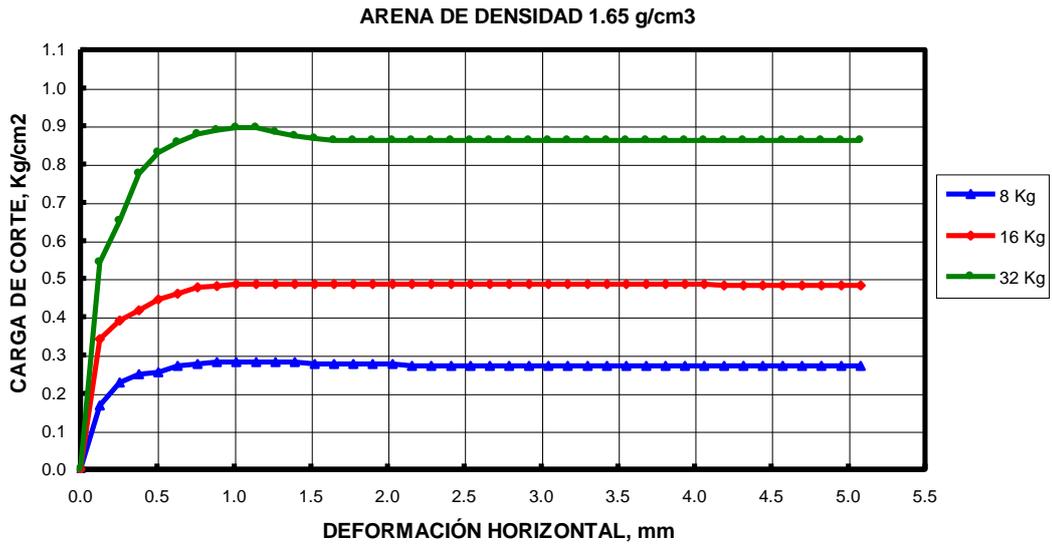
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.60	0.000	2.59	0.000	2.59
0.127	0.168	2.60	0.342	2.59	0.542	2.59
0.254	0.228	2.60	0.391	2.59	0.651	2.59
0.381	0.250	2.60	0.418	2.60	0.776	2.59
0.508	0.255	2.60	0.445	2.60	0.830	2.59
0.635	0.271	2.61	0.461	2.60	0.857	2.59
0.762	0.277	2.61	0.477	2.60	0.879	2.60
0.889	0.282	2.61	0.480	2.61	0.890	2.60
1.016	0.282	2.62	0.485	2.61	0.895	2.61
1.143	0.282	2.62	0.485	2.61	0.895	2.61
1.270	0.282	2.62	0.485	2.61	0.884	2.61
1.397	0.282	2.63	0.485	2.62	0.873	2.61
1.524	0.277	2.63	0.485	2.62	0.868	2.61
1.651	0.277	2.63	0.485	2.62	0.862	2.62
1.778	0.277	2.63	0.485	2.62	0.862	2.62
1.905	0.277	2.64	0.485	2.62	0.862	2.62
2.032	0.277	2.64	0.485	2.62	0.862	2.62
2.159	0.271	2.64	0.485	2.62	0.862	2.62
2.286	0.271	2.64	0.485	2.63	0.862	2.62
2.413	0.271	2.64	0.485	2.63	0.862	2.62
2.540	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.62
2.667	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
2.794	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
2.921	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.048	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.175	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.302	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.429	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.556	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.683	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.810	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
3.937	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
4.064	0.271	2.65	0.485	2.63	0.862	2.63
4.191	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
4.318	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
4.445	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
4.572	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
4.699	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
4.826	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
4.953	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63
5.080	0.271	2.65	0.483	2.63	0.862	2.63

Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 32°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.70	1.70	1.71
Volumen (cc)	65.15	65.01	64.88
Relación de vacíos	0.58	0.57	0.57
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.19	66.13	65.67
Relación de vacíos	0.60	0.60	0.59

Datos del ensayo

Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

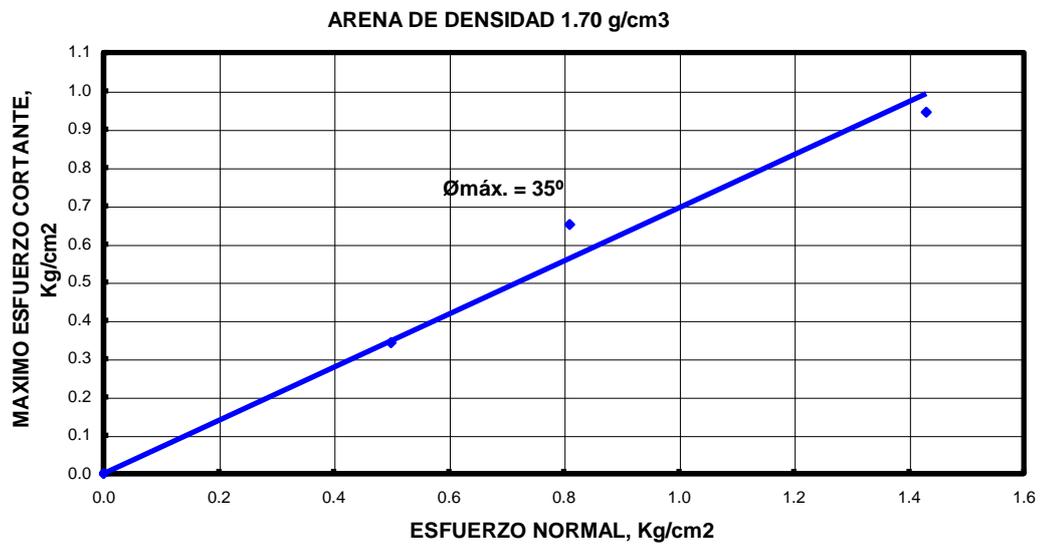
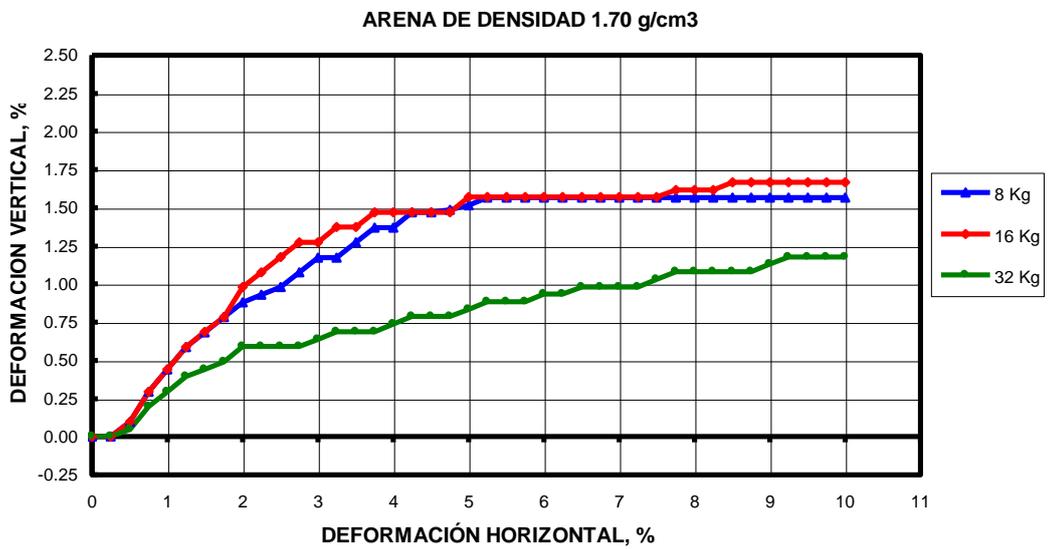
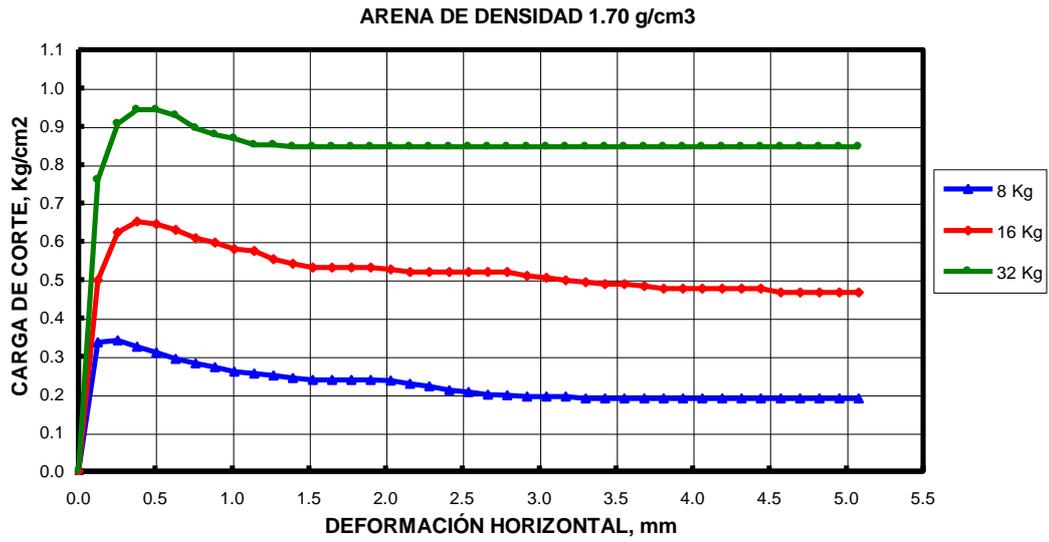
n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.59	0.000	2.58
0.127	0.336	2.59	0.499	2.59	0.759	2.58
0.254	0.342	2.60	0.624	2.59	0.906	2.59
0.381	0.325	2.60	0.651	2.60	0.944	2.59
0.508	0.309	2.61	0.645	2.60	0.944	2.59
0.635	0.293	2.61	0.629	2.61	0.928	2.59
0.762	0.282	2.61	0.608	2.61	0.895	2.60
0.889	0.271	2.62	0.597	2.61	0.879	2.60
1.016	0.260	2.62	0.580	2.62	0.868	2.60
1.143	0.255	2.62	0.575	2.62	0.852	2.60
1.270	0.250	2.62	0.553	2.62	0.852	2.60
1.397	0.244	2.62	0.542	2.62	0.846	2.60
1.524	0.239	2.63	0.532	2.62	0.846	2.60
1.651	0.239	2.63	0.532	2.63	0.846	2.60
1.778	0.239	2.63	0.532	2.63	0.846	2.60
1.905	0.239	2.63	0.532	2.63	0.846	2.60
2.032	0.236	2.63	0.526	2.63	0.846	2.60
2.159	0.228	2.63	0.521	2.63	0.846	2.61
2.286	0.222	2.63	0.521	2.63	0.846	2.61
2.413	0.212	2.63	0.521	2.63	0.846	2.61
2.540	0.206	2.63	0.521	2.63	0.846	2.61
2.667	0.201	2.64	0.521	2.63	0.846	2.61
2.794	0.198	2.64	0.521	2.63	0.846	2.61
2.921	0.195	2.64	0.510	2.63	0.846	2.61
3.048	0.195	2.64	0.504	2.63	0.846	2.61
3.175	0.195	2.64	0.499	2.63	0.846	2.61
3.302	0.190	2.64	0.494	2.63	0.846	2.61
3.429	0.190	2.64	0.488	2.63	0.846	2.61
3.556	0.190	2.64	0.488	2.63	0.846	2.61
3.683	0.190	2.64	0.483	2.63	0.846	2.61
3.810	0.190	2.64	0.477	2.63	0.846	2.61
3.937	0.190	2.64	0.477	2.63	0.846	2.61
4.064	0.190	2.64	0.477	2.63	0.846	2.61
4.191	0.190	2.64	0.477	2.63	0.846	2.61
4.318	0.190	2.64	0.477	2.63	0.846	2.61
4.445	0.190	2.64	0.477	2.63	0.846	2.61
4.572	0.190	2.64	0.466	2.63	0.846	2.61
4.699	0.190	2.64	0.466	2.63	0.846	2.62
4.826	0.190	2.64	0.466	2.63	0.846	2.62
4.953	0.190	2.64	0.466	2.63	0.846	2.62
5.080	0.190	2.64	0.466	2.63	0.846	2.62

Nota: n: esfuerzo normal

di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 35°



PRUEBA DE CORTE DIRECTO DE SUELOS
Norma ASTM D3080-90

Datos de la muestra ensayada:

Muestra proporcionada por : El laboratorio
 Identificación : Arena suelta saturada
 Descripción visual : Arena fina (eólica)
 Procedencia : Campus - udep, calicata C-1

Datos de los especímenes ensayados:

Tipo de espécimen: Remoldeado Largo y ancho (cm): 5.08
 Gravedad específica de los sólidos: 2.68

Condiciones iniciales	Especímen # 1	Especímen # 2	Especímen # 3
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	1.70	1.71	1.71
Volumen (cc)	65.15	64.98	64.82
Relación de vacíos	0.58	0.57	0.57
Condiciones finales			
Contenido de humedad (%)	0.00	0.00	0.00
Peso unitario húmedo (gr/cc)	0.00	0.00	0.00
Volumen (cc)	66.00	65.67	65.67
Relación de vacíos	0.60	0.59	0.59

Datos del ensayo

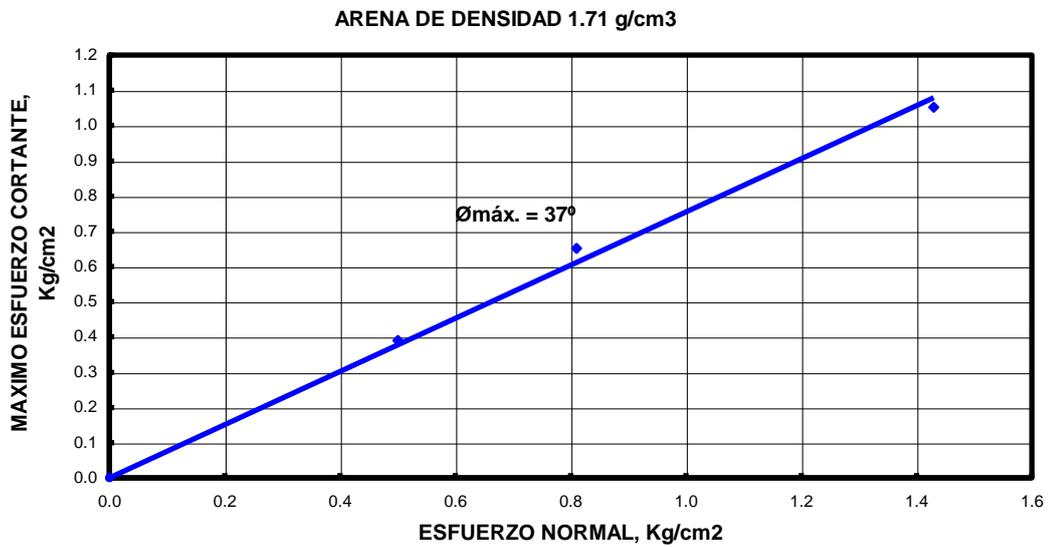
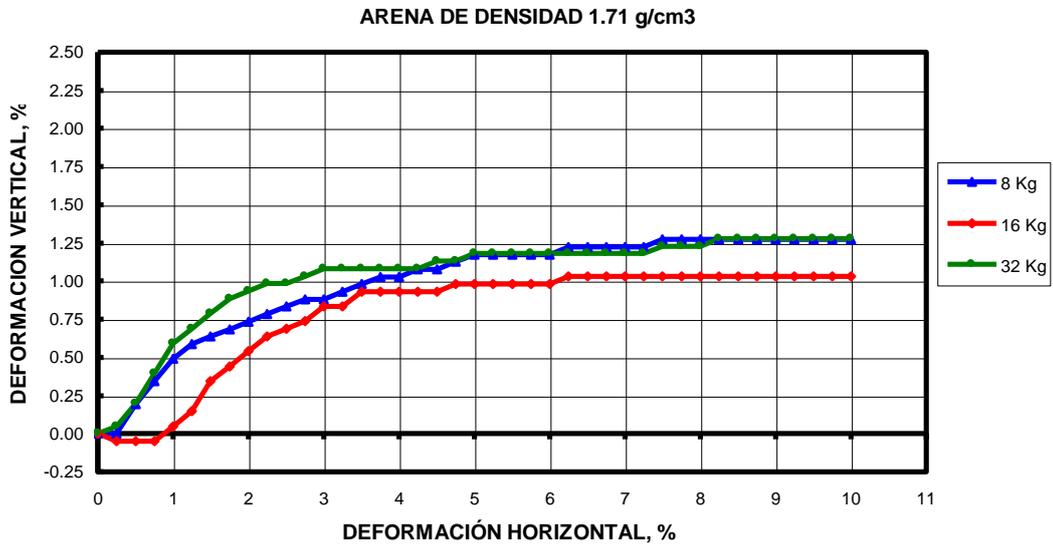
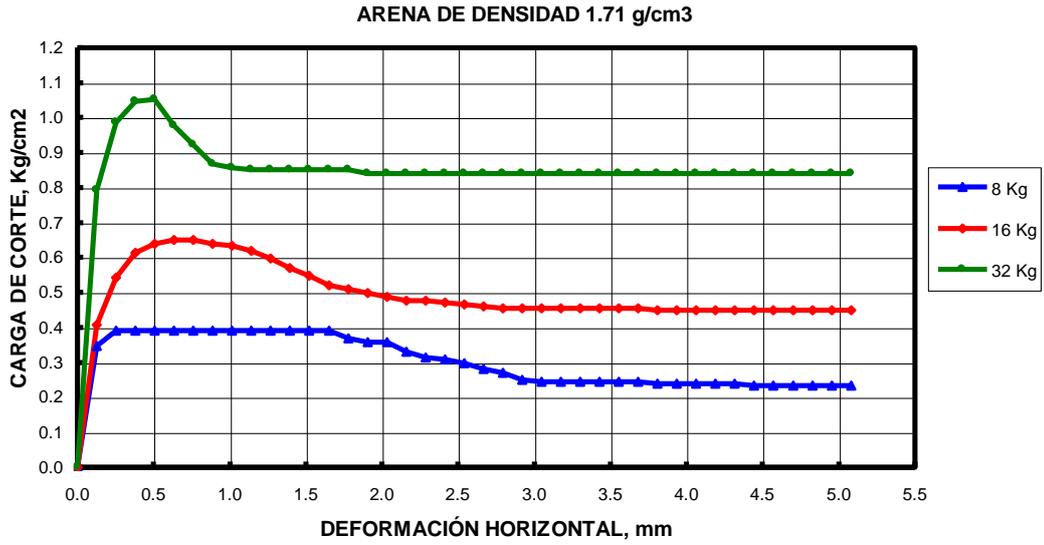
Razón de desplazamiento relativo horizontal en mm/min. 0.50 mm/min

n(kg/cm ²)	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	0.50		0.81		1.43	
di (mm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)	Esfuerzo de corte (kg/cm²)	Altura (cm)
0.000	0.000	2.59	0.000	2.59	0.000	2.58
0.127	0.347	2.59	0.407	2.59	0.792	2.58
0.254	0.391	2.60	0.542	2.59	0.987	2.59
0.381	0.391	2.60	0.613	2.59	1.047	2.59
0.508	0.391	2.61	0.640	2.59	1.052	2.60
0.635	0.391	2.61	0.651	2.59	0.976	2.60
0.762	0.391	2.61	0.651	2.60	0.922	2.60
0.889	0.391	2.61	0.640	2.60	0.868	2.61
1.016	0.391	2.61	0.635	2.60	0.857	2.61
1.143	0.391	2.62	0.618	2.61	0.852	2.61
1.270	0.391	2.62	0.597	2.61	0.852	2.61
1.397	0.391	2.62	0.570	2.61	0.852	2.61
1.524	0.391	2.62	0.548	2.61	0.852	2.61
1.651	0.391	2.62	0.521	2.61	0.852	2.61
1.778	0.369	2.62	0.510	2.61	0.852	2.61
1.905	0.358	2.62	0.499	2.61	0.841	2.61
2.032	0.358	2.62	0.488	2.61	0.841	2.61
2.159	0.331	2.62	0.477	2.61	0.841	2.61
2.286	0.315	2.62	0.477	2.61	0.841	2.61
2.413	0.309	2.62	0.472	2.61	0.841	2.61
2.540	0.298	2.63	0.466	2.61	0.841	2.61
2.667	0.282	2.63	0.461	2.61	0.841	2.61
2.794	0.271	2.63	0.456	2.61	0.841	2.61
2.921	0.250	2.63	0.456	2.61	0.841	2.61
3.048	0.244	2.63	0.456	2.61	0.841	2.61
3.175	0.244	2.63	0.456	2.62	0.841	2.61
3.302	0.244	2.63	0.456	2.62	0.841	2.61
3.429	0.244	2.63	0.456	2.62	0.841	2.61
3.556	0.244	2.63	0.456	2.62	0.841	2.61
3.683	0.244	2.63	0.456	2.62	0.841	2.61
3.810	0.239	2.63	0.450	2.62	0.841	2.61
3.937	0.239	2.63	0.450	2.62	0.841	2.61
4.064	0.239	2.63	0.450	2.62	0.841	2.61
4.191	0.239	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
4.318	0.239	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
4.445	0.233	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
4.572	0.233	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
4.699	0.233	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
4.826	0.233	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
4.953	0.233	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62
5.080	0.233	2.63	0.450	2.62	0.841	2.62

Nota: n: esfuerzo normal di: desplazamiento horizontal relativo

Cohesión (kg/cm²): 0

Angulo de fricción : 37°



ANEXO B

SPT, CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS

**PRUEBA ESTÁNDAR DE PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS
CON MUESTREADOR DE CAÑA PARTIDA
Norma : NTP - 339 - 133 - 1999**

UBICACIÓN : Campus UDEP (cerca de la puerta de ingreso de Vicus)
 Sondaje : S-1
 Cota de superficie del terreno : -
 Profundidad del nivel freático : -
 Profundidad total del sondaje : 4.50 m
 Método de perforación : barreno manual
 Método de limpieza : barreno manual
 Método de hincado del muestreador : percusión
 Tipo y diámetro del entubado : HW - diámetros: ext. 114,2 mm / int. 101,6 mm.
 Profundidad entubada : 4.50 m.
 Diámetro interior del muestreador : 38 mm
 Tipo y diámetro de las varillas de perf. : AW - diámetros: ext. 44,4 / int. 30,9 mm.
 Fecha de inicio y fin del sondaje : 09/04/03

Profundidad (m.)	Muestra Obtenida	Prof. del S.P.T. (m)	N (S.P.T.)	Perfil Estratigráfico	Clasificación S.U.C.S.	Registro gráfico del S.P.T. N vs prof.(m)	Descripción del Suelo
1.0	Mab.	1.0	4	SP	SP		<p><u>De 0.0 a 4.50 m</u></p> <p>Arena pobremente graduada (SP). Presenta 98% de arena fina. $C_c = 2.23$, $C_u = 0.80$ y 2% de finos limosos no plásticos. Muestra de color gris claro.</p> <p>Mab. = muestra alterada en bolsa.</p>
2.0	Mab.	2.0	5				
3.0	Mab.	3.0	7				
4.0	Mab.	4.0	7				
5.0							

**PRUEBA ESTÁNDAR DE PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS
CON MUESTREADOR DE CAÑA PARTIDA
Norma : NTP - 339 - 133 - 1999**

UBICACIÓN : Campus UDEP - Laboratorio de Química

Sondaje : S-2

Cota de superficie del terreno : -

Profundidad del nivel freático : 3.50 m

Profundidad total del sondaje : 4.50 m

Método de perforación : barreno manual

Método de limpieza : barreno manual

Método de hincado del muestreador : percusión

Tipo y diámetro del entubado : HW - diámetros: ext. 114,2 mm / int. 101,6 mm.

Profundidad entubada : 4.50 m

Diámetro interior del muestreador : 38 mm

Tipo y diámetro de las varillas de perf. : AW - diámetros: ext. 44,4 / int. 30,9 mm.

Fecha de inicio y fin del sondaje : 21/04/03

Profundidad (m.)	Muestra Obtenida	Prof. del S.P.T. (m)	N (S.P.T.)	Perfil Estratigráfico	Clasificación S.U.C.S.	Registro gráfico del S.P.T. N vs prof.(m)	Descripción del Suelo
1.0	Mab.	1.0	12		SP		<u>De 0.0 a 1.0 m</u> Arena pobremente graduada (SP). Presenta 99% de arena fina. $C_c = 0.86$, $C_u = 1.52$ y 1% de finos no plásticos. Muestra de color gris claro.
2.0	Mab.	2.0	20				<u>De 1.0 a 2.0 m</u> Arena pobremente graduada (SP). Presenta 98% de arena fina. $C_c = 0.92$, $C_u = 2.19$ y 2% de finos no plásticos. Muestra de color gris claro.
3.0	Mab.	3.0	23				<u>De 2.0 a 3.0 m</u> Arena pobremente graduada (SP). Presenta 98% de arena fina. $C_c = 1.06$, $C_u = 2.19$ y 2% de finos limosos no plásticos. Muestra de color gris claro.
4.0	Mab.	4.0	32				Mab. = muestra alterada en bolsa.
5.0							

ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO (MÉTODO DEL CILINDRO)
NORMA: ASTM – D2937 – 90

UBICACIÓN : Campus UDEP (cerca de la puerta de ingreso de Vicus)

PUNTO No.	1	2	3	4	5	6
UBICACIÓN	Calicata 1					
ESPELOR COMPACTADO / PROFUNDIDAD	1.00 m	1.00 m	2.00 m	2.00 m	3.00 m	3.00 m
CAPA						
1) PESO (DEL SUELO EXTRAIDO+DEPOSITO)(gr)	552.1	548.8	553.3	553.5	538.1	539.1
2) PESO DE DEPOSITO (gr)	10	10	10	10	10	10
3) PESO DE SUELO EXTRAÍDO (gr) (1) - (2)	542.1	538.8	543.3	543.5	528.1	529.1
4) VOLUMEN INTERIOR DEL CILINDRO (cm ³)	365	365	365	365	365	365
5) VOLUMEN DEL SUELO EXTRAIDO(cm ³)	365	365	365	365	365	365
6) g DEL SUELO (gr/cm ³) (3) / (5)	1.49	1.48	1.49	1.49	1.45	1.45
7) HUMEDAD DEL SUELO (%)	1.1	0.9	1.0	1.0	1.0	0.9
8) g DEL SUELO SECO (gr/cm ³) ((6) / 1 + (7)	1.47	1.46	1.47	1.47	1.43	1.44
9) MÁXIMA DENSIDAD PROCTOR DEL SUELO						
10) % DE COMPACTACION (8) / (9) x 100						
11) N° DE CÁPSULA PARA HUMEDAD	1	2	3	4	5	6
12) PESO DE LA CÁPSULA PARA HUMEDAD (gr)	18.2	18.1	18	18	17.7	18.4
13) PESO DE (SUELO HUMEDO + CÁPSULA) (gr)	181.4	176.8	146.9	185.7	171.5	189.9
14) PESO DE (SUELO SECO + CÁPSULA) (gr)	179.6	175.4	145.6	184.1	170	188.3
15) PESO DE AGUA (gr)(13) - (14)	1.8	1.4	1.3	1.6	1.5	1.6
16) PESO DE SUELO SECO (gr) (14) - (12)	161.4	157.3	127.6	166.1	152.3	169.9
17) HUMEDAD (15) / (16) (%)	1.1	0.9	1.0	1.0	1.0	0.9

ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO (MÉTODO DEL CILINDRO)
NORMA: ASTM – D2937 – 90

UBICACIÓN : Campus UDEP – Laboratorio de Química

PUNTO No.	1	2	3	4	5	6
UBICACIÓN	Calicata 2					
ESPESOR COMPACTADO / PROFUNDIDAD	1.00 m	1.00 m	2.00 m	2.00 m	3.00 m	3.00 m
CAPA						
1) PESO (DEL SUELO EXTRAÍDO+DEPOSITO)(gr)	571.6	571.1	592.6	589.2	731.2	731.4
2) PESO DE DEPOSITO (gr)	15	15	15	15	15	15
3) PESO DE SUELO EXTRAÍDO (gr) (1) - (2)	556.6	556.1	577.6	574.2	716.2	716.4
4) VOLUMEN INTERIOR DEL CILINDRO (cm ³)	365	365	365	365	365	365
5) VOLUMEN DEL SUELO EXTRAÍDO(cm ³)	365	365	365	365	365	365
6) g DEL SUELO (gr/cm ³) (3) / (5)	1.52	1.52	1.58	1.57	1.96	1.96
7) HUMEDAD DEL SUELO (%)	1.4	1.3	3.9	3.7	21.5	21.6
8) g DEL SUELO SECO (gr/cm ³) ((6) / 1 + (7)	1.50	1.50	1.52	1.52	1.62	1.61
9) MÁXIMA DENSIDAD PROCTOR DEL SUELO						
10) % DE COMPACTACION (8) / (9) x 100						
11) N° DE CÁPSULA PARA HUMEDAD	1	2	3	4	5	6
12) PESO DE LA CÁPSULA PARA HUMEDAD (gr)	18.1	18.4	18.2	18	18.1	18.2
13) PESO DE (SUELO HUMEDO + CÁPSULA) (gr)	158.6	156	158.4	158.4	218.4	263.8
14) PESO DE (SUELO SECO + CÁPSULA) (gr)	156.7	154.2	153.2	153.4	183	220.2
15) PESO DE AGUA (gr)(13) - (14)	1.9	1.8	5.2	5	35.4	43.6
16) PESO DE SUELO SECO (gr) (14) - (12)	138.6	135.8	135	135.4	164.9	202
17) HUMEDAD (15) / (16) (%)	1.4	1.3	3.9	3.7	21.5	21.6

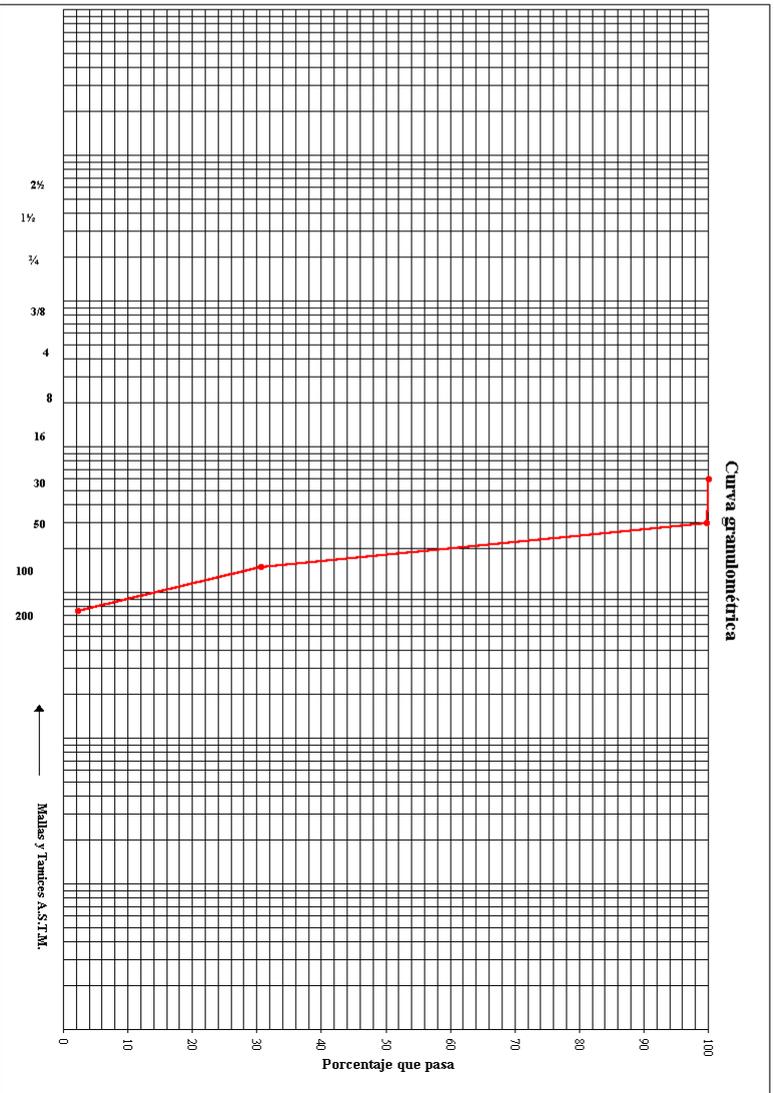
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Norma Técnica : NTP - 339 - 128 - 1999

UBICACIÓN : CAMPUS UDEP (CERCA DE LA PUERTA DE INGRESO DE VICUS)

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
62.7	2 1/2 "				
38.1	1 1/2 "				
19.1	3/4 "				
9.5	3/8 "				
4.76	4				
2.38	8				
1.19	16				
0.59	30	0.00	0.00	0.00	100
0.297	50	1.30	0.33	0.33	100
0.149	100	276.50	69.13	69.45	31
0.074	200	113.60	28.40	97.85	2
	Fondo	7.90			
	Total	399.30			
	Peso Inic.	400.00			
	Pérdida	0.70			

FECHA DE ANÁLISIS: 09/04/03



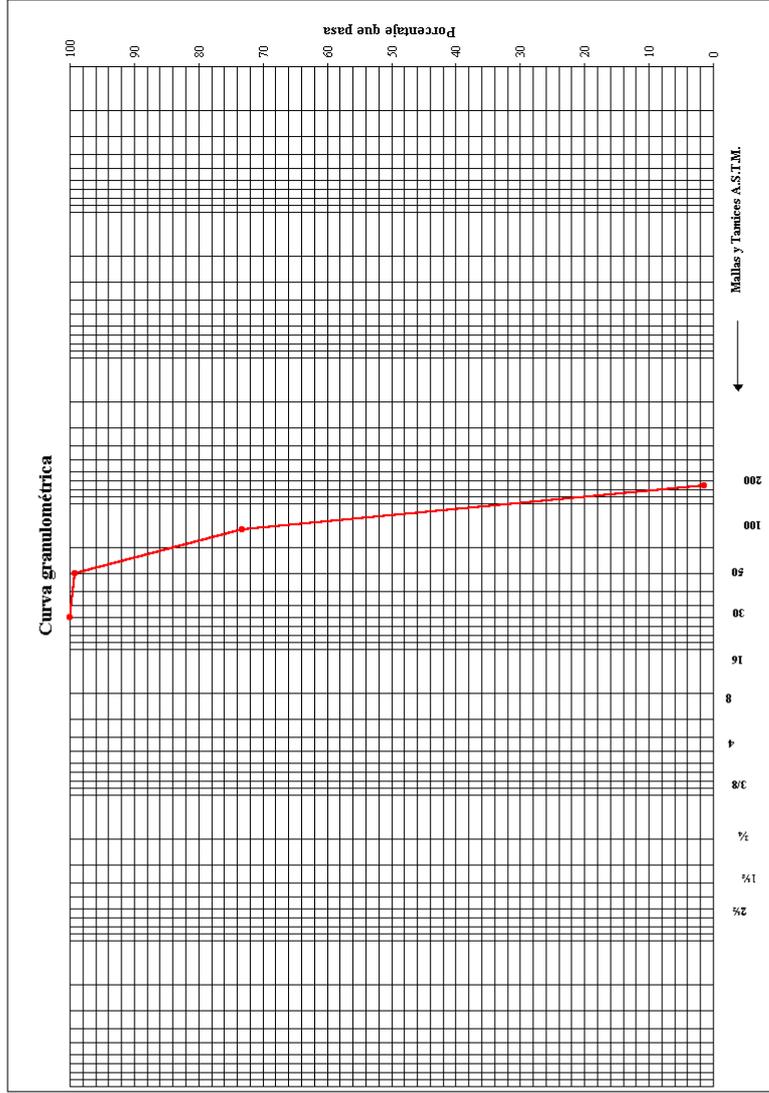
DESCRIPCION DE MUESTRA :
 Arena fina SP, de origen edílico, color gris olivo claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 2% de finos no plásticos, prof. 0.0 a 3.0m. Procedente de la calicata C-1.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Norma Técnica : NTP - 339 - 128 - 1999

UBICACIÓN : CAMPUS UDEP - LABORATORIO DE QUÍMICA

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
62.7	2 1/2 "				
38.1	1 1/2 "				
19.1	3/4 "				
9.5	3/8 "				
4.76	4				
2.38	8				
1.19	16				
0.69	30	0.00	0.00	0.00	100
0.297	50	3.10	0.78	0.78	99
0.149	100	103.90	25.98	26.75	73
0.074	200	287.30	71.83	98.58	1
	Fondo	4.50			
	Total	398.80			
	Peso Inic.	400.00			
	Pérdida	1.20			



DESCRIPCION DE MUESTRA :

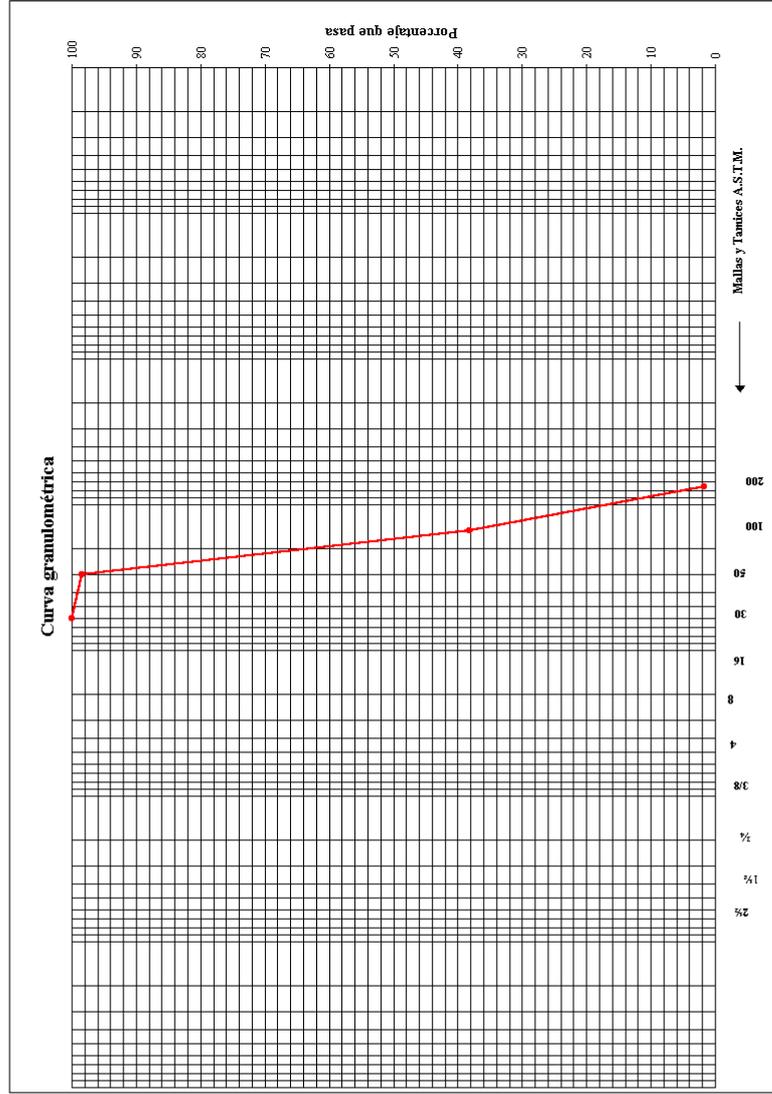
Arena fina SP, de origen eólico, color gris claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 1% de finos no plásticos, prof. 0.0 a 1.0m. Procedente de la calicata C-2.

FECHA DE ANALISIS: 27/04/03

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
Norma Técnica : NTP - 339 - 128 - 1999

UBICACIÓN : CAMPUS UDEP - LABORATORIO DE QUÍMICA

Abertura mm.	Tamiz ASTM	Contenido gr.	Retenido Parcial %	Retenido Total %	Pasa %
62.7	2 1/2 "				
38.1	1 1/2 "				
19.1	3/4 "				
9.5	3/8 "				
4.76	4				
2.38	8				
1.19	16				
0.69	30	0.00	0.00	0.00	100
0.297	50	6.30	1.58	1.58	98
0.149	100	241.20	60.30	61.88	38
0.074	200	145.40	36.35	98.23	2
	Fondo	6.10			
	Total	399.00			
	Peso Inic.	400.00			
	Pérdida	1.00			



DESCRIPCION DE MUESTRA :
Arena fina SP, de origen eólico, color gris claro, tamaño máximo 0.297mm, presenta 2% de finos no plásticos, prof. 2.0 a 3.0m. Procedente de la calicata C-2.

FECHA DE ANALISIS: 27/04/03

ANEXO C

FOTOGRAFÍAS



Fotografía N°1

Equipamiento usual para la ejecución del SPT en nuestra región. Sistema de izaje compuesto por sogas y malacate, martillo tipo anular.



Fotografía N°2 Ejecución del SPT (altura de caída del martillo controlada visualmente a través de una marca con tiza en la barra guía)



Fotografías N°3 y 4 Especímen de la arena eólica extraída con el tomamuestras del SPT.



Fotografías N°5 y 6 Medición de la densidad in situ de la arena eólica.



Fotografía N°7 Ejecución del ensayo de corte directo consolidado drenado en un espécimen de arena eólica.