



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CATAMARCA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LICENCIATURA EN GEOLOGÍA

SEMINARIO

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA
CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO
EDUCATIVO “VIRGEN DEL VALLE”-
DPTO. VALLE VIEJO, PROVINCIA DE
CATAMARCA

ALUMNAS

Johana Gisela Oviedo M.U.N° 495

Ana Gabriela Moya M.U.N° 458

DIRECTOR

Lic. Ricardo Rubén Rojas

JULIO 2018



ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	1
RESUMEN.....	3
1. CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	4
1.1. INTRODUCCIÓN.....	5
1.2. OBJETIVO GENERAL Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	5
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
1.3. UBICACIÓN Y VÍAS DE ACCESO.....	6
1.4. CLIMA.....	8
1.5. VIENTOS.....	8
2. CAPITULO II: DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE.....	10
2.1. OROGRAFÍA.....	11
2.2. HIDROGRAFÍA.....	11
2.3. GEOLOGIA DEL VALLE DE CATAMARCA.....	11
2.3.1. FORMACIONES GEOLÓGICAS.....	12
2.4. GEOMORFOLOGÍA.....	16
2.4.1. Peneplanicie.....	16
2.4.2. Escarpa de falla.....	16
2.4.3. Peneplanicie disectada.....	16
2.4.4. Pedimento.....	17
2.4.5. Planicie Aluvial.....	17
3. CAPITULO III: MARCO TEÓRICO.....	18
3.1. MECANICA DE SUELOS.....	19
3.1.1. Generalidades:.....	19
3.1.2. Estudio de la Mecánica de Suelos:.....	19
3.1.3. Características y Propiedades.....	20
3.1.4. Comportamiento del Suelo.....	20
3.1.5. Exploración de suelos.....	21
3.2. Sondeos.....	22
3.2.1. Calicata.....	23
3.3. SUELOS.....	24
3.3.1. Tamaño y forma de las partículas.....	24
3.3.2. Propiedades y Comportamiento de los Suelos.....	26
3.3.3. Método indirecto para la determinación de la permeabilidad (k):.....	29
3.4. Propiedades Físicas e Índices del suelo.....	30
3.4.1. Fases en la composición del suelo.....	30
3.4.2. Relaciones Volumétricas:.....	31
3.4.3. Relaciones Gravimétricas:.....	31
3.4.4. Pesos unitarios del suelo seco, húmedo y sumergido:.....	31
3.4.5. Peso Unitario, Natural y Suelto:.....	32
3.5. Estado de consistencia de los suelos amasados:.....	32
3.5.1. Estados de Consistencia de los suelos:.....	33
3.5.2. Límites de Consistencia o Límites de Atterberg.....	34



3.6.	Granulometría de los suelos	36
3.7.	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System-USCS)	42
3.7.1.	Carta de Plasticidad.....	45
3.8.	CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES	48
3.8.1.	Cimentaciones Superficiales.....	48
3.9.	Teorías de la Capacidad de Carga	50
3.9.1.	Presiones Admisibles o de trabajo del terreno.....	53
3.10.	TEORÍA DE TERZAGHI- Fórmula general de Capacidad de Carga	55
3.11.	TEORÍA DE BRINCH- HANSEN	60
3.12.	Ensayos In Situ para determinar Capacidad de Carga	61
3.12.1.	Ensayo de Penetración Standard, S.P.T.....	61
3.13.	RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS.....	65
3.14.	ASENTAMIENTOS	69
3.15.	Asentamientos Elásticos	69
3.16.	COMPACTACIÓN DE SUELOS.....	73
4.	CAPITULO IV: METODOLOGÍA DE TRABAJO	77
4.1.	TRABAJOS DE CAMPO	78
4.1.1.	Ejecución de sondeos y extracción de muestras.....	78
4.1.2.	Ensayos de penetración Standard, SPT (Ensayo Terzaghi)	79
4.1.3.	Determinación de peso unitario natural de los suelos de cimentación mediante el método Cono de Arena.....	82
4.2.	TRABAJOS DE LABORATORIO.....	85
4.2.1.	Contenido de humedad natural, norma ASTM de prueba D-2216.....	85
4.2.2.	Granulometría, norma ASTM de prueba D-422.....	86
4.2.3.	Determinación de límites de Atterberg: Limite Líquido y Plástico, Índice de plasticidad, norma ASTM de prueba D-4318.....	88
4.2.4.	Ensayos de compactación Proctor (densidad máxima y humedad óptima), norma ASTM de prueba D-698	92
4.2.5.	Determinación del contenido de sales solubles y sulfatos, norma ASTM de prueba D-4542.....	96
4.2.6.	Ensayo para determinar el Peso Unitario Suelto	99
4.2.7.	Ensayo de Compresión Simple	100
5.	CAPITULO V: RESULTADOS ALCANZADOS	103
5.1.	RESULTADOS ALCANZADOS	104
5.1.1.	DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA	104
5.2.	CUADROS RESUMENES CON DATOS FINALES.....	107
5.3.	PARÁMETROS GEOMECÁNICOS	117
5.3.1.	Compacidad	117
5.3.2.	Ángulo de fricción interna y cohesión	118
5.3.3.	Capacidad de carga y tensión admisible	119
5.4.	ASENTAMIENTOS	121
5.5.	CÁLCULOS DE PERMEABILIDAD. Criterio de Terzaghi	122
6.	CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	123



6.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	124
BIBLIOGRAFÍA.....	125
7. CAPITULO VII: ANEXOS.....	126
7.1. GRANULOMETRIAS.....	127
7.2. Curvas Granulométricas.....	132
7.3. ESTADOS DE CONSISTENCIA- PLASTICIDADES	136
7.4. ENSAYOS PROCTOR	141
7.5. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR- S.P.T. (ENSAYO TERZAGHI).....	143
7.6. ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE	145



AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Tecnología y Ciencias Aplicadas de la Universidad Nacional de Catamarca por darnos el espacio y herramientas necesarias para obtener hoy nuestro Título de Grado Lic. en Geología.

A nuestro Director de Seminario Lic. Ricardo Rubén Rojas por su entera predisposición, por aceptarnos desde un principio cuando lo buscamos y no dudo en aceptarnos, por guiarnos, aconsejarnos y acompañarnos en esta etapa tan importante para nosotras.

Y al Director de nuestra Tesis Ricardo Rojas por habernos aceptado desde un principio cuando lo buscamos para realizar nuestro trabajo final y no dudo en aceptarnos.

A nuestro Tribunal Evaluador, Lic. Ana María Salas, Lic. Margarita Sánchez y Lic. Nora Varela, por todo el tiempo dedicado para brindarnos sus correcciones.

A la Directora de Departamento Mgter. Fátima Vilches por estar siempre pendiente de nuestra situación académica, aconsejarnos y darnos esos empujoncitos para concluir esta última etapa.

A nuestros compañeros, Lic. Franco Marcial, José Blas Bosch, Oscar Silva, Lic. Nelson Sánchez, Rubén Rojas, Mauricio Assum, Julio Mercado, quienes nos acompañaron a realizar los trabajos de campo, y por estar siempre presentes y predispuestos cuando los necesitábamos ya que sin ellos no los podríamos haber realizado.

Al laboratorio de Vialidad por ofrecernos el espacio físico para realizar nuestros ensayos y a todos los técnicos laboratoristas por recibirnos, enseñarnos, acompañarnos en cada mañana de estos últimos meses.

AGRADECIMIENTOS DE JOHANA GISELA OVIEDO

A toda mi familia, principalmente a mi mamá, María Lizárraga, por todo el apoyo y la paciencia a lo largo de todos estos años, por los sacrificios que tuvo que hacer para que hoy yo pueda ser quién soy y por creer en mí, incluso cuando yo no lo hacía.

A la familia Moreno Russo, por ayudarme, acompañarme y guiarme durante mi cursado de carrera, en especial a Mauro Moreno Russo a quién le debo gran parte de mis logros; estaré por siempre agradecida.

A la familia Silva Da Luz por estar presentes a pesar de la distancia en este último tramo del camino, siempre pendientes de mis progresos y dándome los ánimos para seguir.

A todos mis profesores y compañeros con quienes compartí largas horas de estudios e inolvidables viajes.

A mis amigos, en particular a: Melanie Herrera, Evelin Sánchez, Silvana Cativa, Belén Santillán y Diego Vargas por todos los años de amistad; pilar fundamental para mí durante mi paso por la universidad y estadía en esta ciudad.

A mi excelente compañera de tesis Ana Gabriela Moya por haber confiado en mí para hacer juntas este trabajo y decirme que todo iba a estar bien en mis momentos de crisis.

Y a todas esas personas que se cruzaron en mi camino y aportaron de una u otra manera su granito de arena. ¡Muchas gracias!



AGRADECIMIENTOS DE ANA GABRIELA MOYA

En primer lugar agradecer a toda mi familia, en especial a mi padre Moya Jorge Ramón, mi madre Centeno Ana Lía, y mi hermano Mauricio, que desde un comienzo me apoyaron y estuvieron siempre presentes como mis pilares fundamentales para poder terminar con mi carrera y cerrar hoy una etapa tan importante en mi vida, que a pesar de las dificultades y obstáculos que nos planteó la vida supimos atravesarlos juntos y jamás permitieron que bajara los brazos.

A mis amigos y compañeros, que donde su camino los haya llevado y se encuentren, agradecerles ya que muchas veces tuvieron que lamentar mis ausencias en este tiempo pero que aun así siguieron presentes junto a mí.

A la Dra. Graciela Córdoba por haber estado en el momento más difícil que me tocó atravesar durante el cursado de mi carrera, presente con sus consejos, enseñanzas y apoyo cuando más lo necesite.

Y a mi compañera de tesis Johana Gisela Oviedo con haberme acompañado hasta el último momento dándome su aliento para poder culminar con esta última etapa de nuestra carrera y así hoy obtener nuestro título de grado en Licenciatura en Geología.

¡Muchas gracias!



RESUMEN

El siguiente estudio tiene como objetivo principal determinar la naturaleza y propiedades geotécnicas del terreno donde se llevará a cabo la construcción del "Complejo Educativo Virgen del Valle", para así poder definir el tipo y condiciones de cimentación más adecuada para la obra.

El terreno se encuentra ubicado en Sumalao- Dpto. Valle Viejo, al sudeste de la Capital, limitando hacia el oeste con la margen oriental del Río del Valle y al este con la Avda. Circunvalación Néstor Kirchner; ocupa aproximadamente una superficie total de diecinueve hectáreas (19 Has.).

Geológicamente, se ubica sobre sedimentos de origen fluvial de baja a mediana energía, correspondiente a limos, limos arenosos, arenas finas limosas y arenas con distintos contenidos de finos.

La metodología empleada se desarrolló en tres etapas; la primera etapa comprendió las tareas de gabinete previas a los trabajos de campo, se analizaron los antecedentes de áreas circundantes a la zona de estudio, informes técnicos, trabajos geotécnicos, y una revisión del terreno mediante imágenes de Google Earth Pro y la información geológica mediante la hoja 2966- II, San Fernando del Valle de Catamarca, a escala 1:250.000. En la segunda etapa se llevaron a cabo los trabajos de campo que consistieron en la exploración del suelo mediante la ejecución de nueve (9) sondeos con profundidades aproximada de seis (6) metros realizados con pala vizcachera y una calicata, ensayos de Penetración Estándar, SPT y determinación de peso unitario natural de los suelos de cimentación mediante el método Cono de Arena y trabajos de laboratorio, (ensayos granulométricos, determinación del contenido de humedad, consistencia, entre otros). En la tercera etapa se realizó un análisis e interpretación integral de los datos obtenidos tanto en campo como en laboratorio para poder definir las características y propiedades geotécnicas del terreno a partir de los cálculos efectuados.

De los resultados obtenidos, se proponen tres tipos de fundaciones, zapata corrida desplantada en suelo ML (limo inorgánico), zapata cuadrada desplantada en suelo SM (arena limosa) y zapata rectangular desplantada en suelo SP-SM (arena media mal graduada) y según el tipo de fundación se estimó los asentamientos probables para cada uno de ellos.

Palabras Claves: Estudio Geotécnico- Complejo Educativo Virgen del Valle - Capacidad de carga del terreno- Tipos de fundación- Asentamientos probables.



1. CAPITULO I

INTRODUCCIÓN



1.1. INTRODUCCIÓN

El análisis de suelos, es un paso clave a la hora de realizar una obra ya que éste permite determinar si el terreno es apto para llevar a cabo la construcción y permite evaluar el mejor sistema de fundación. El mayor interés se centra en las relaciones esfuerzo-deformación, y la probabilidad de asentamientos producidos por las cargas estructurales de la obra.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente de un suelo, se podrán producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, que llevarán a deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomo que podrían producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

Es por ello que para el emplazamiento de cualquier edificación de más de una planta, es necesario contar con un estudio de las condiciones geotécnicas del subsuelo que soportará dicha estructura.

El siguiente proyecto de Seminario comprende, un análisis geotécnico para determinar la naturaleza y características físicas mecánicas de soporte del suelo, con el fin de realizar las evaluaciones de la capacidad estructural del sitio donde se llevará a cabo la construcción del Complejo Educativo Virgen del Valle, sugiriendo a su vez las características de fundación de la obra. La construcción se apoyará en una superficie de sedimentos de origen fluvial ubicada a 800 metros aproximadamente del margen oriental del Río del Valle.

El presente trabajo se organizó en siete capítulos; capítulo I: Introducción, capítulo II: Descripción del Ambiente, capítulo III: Marco Teórico, capítulo IV: Metodología de Trabajo, capítulo V: Resultados Alcanzados, capítulo VI: Conclusiones y Recomendaciones, capítulo VII: Anexos.

1.2. OBJETIVO GENERAL Y OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Determinar la naturaleza y propiedades geotécnicas del terreno necesarias para definir el tipo y condiciones de cimentación del Complejo Educativo Virgen del Valle.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar y analizar antecedentes de estudios realizados en zonas cercanas al área.
- Recuperación de muestras representativas de sondeos y calicata.
- Reconocer la secuencia estratigráfica del subsuelo de la zona de estudio.
- Obtener los parámetros geo-mecánicos de los distintos suelos encontrados.
- Determinar la capacidad de carga y tensión admisible.
- Ubicar el nivel freático o establecer su ausencia.
- Determinar las posibles cotas de fundación.
- Proponer tipos de fundaciones de acuerdo a los resultados.
- Estimar, de acuerdo al tipo de fundación los asentamientos probables.

1.3. UBICACIÓN Y VÍAS DE ACCESO

El predio donde se realizará el estudio geotécnico para la construcción del Complejo Educativo "Virgen del Valle", se encuentra ubicado en la localidad de Sumalao departamento Valle Viejo, a unos 2,5 Km aproximadamente de la ciudad Capital, entre las latitudes $28^{\circ}28'55.32''S$ / $28^{\circ}29'4.05''S$ y las longitudes $65^{\circ}45'22.67''W$ / $65^{\circ}45'17.50''W$ (Fig. 1).

Se accede al área de estudio partiendo desde San Fernando del Valle de Catamarca por Avenida Güemes con rumbo sudeste hasta Avda. Juan Chelemín, atravesando el puente sobre el Río del Valle límite entre el departamento Capital y Valle Viejo luego, se recorre aproximadamente 800 metros hasta llegar al predio donde se construirá el Complejo Educativo Virgen del Valle ubicado al norte de la citada Avenida y al este de la Avda. Circunvalación Néstor Kirchner. Y desde el departamento Valle Viejo, tomando la Ruta Nacional 38 Av. Circunvalación Néstor Kirchner hasta la intersección con Avda. Juan Chelemín (Fig. 2) se recorre aproximadamente unos 100 metros hasta llegar al terreno sobre la Avda. Juan Chelemín.



Figura 1: Ubicación del Área de trabajo.
Fuente: Imagen tomada de Google Earth pro.



Figura 2: Ubicación del área de trabajo y vías de acceso.
Fuente: Imagen tomada de Google Earth Pro.



Foto 1: Lugar de Trabajo- Construcción del Complejo Educativo VIRGEN DEL VALLE.

1.4. CLIMA

La provincia de Catamarca posee tres tipos de climas (Fig. 3):

- **Clima Andino Puneño:** Puna y Oeste de la Provincia
- **Clima Árido de Sierras y Bolsones:** Centro y Este de la Provincia
- **Clima Subtropical Serrano:** Franja Este de la Provincia

La zona de estudio corresponde al **CLIMA ARIDO DE SIERRAS Y BOLSONES.**

Este clima que afecta al centro y este de la provincia posee las siguientes características generales:

- Debido a la excesiva sequedad del aire y a los fuertes vientos, el ambiente general es árido y semiárido.
- La temperatura de la región serrana es menos tórrida debido a la altura. En el verano, en las planicies, se registran temperaturas superiores a los 40°C. La temperatura media anual en época estival, es del orden de 30°C y época invernal, es del orden de 10°C, por lo general los inviernos son templados.
- El promedio anual de precipitaciones no es superior a los 200 mm, en el Valle Central el registro anual es de 400mm. Las precipitaciones se manifiestan en verano, agravando el problema de su escasez la intensa evaporación por las altas temperaturas. Las lluvias son más frecuentes en las sierras y siendo más elevadas en las laderas orientales que reciben el beneficio del anticiclón atlántico, lo que permite la formación de los ríos y nutre su vegetación. La ausencia de las lluvias es casi total durante el invierno.

1.5. VIENTOS

La zona en estudio está influenciada por vientos locales cálidos y secos, de corta duración. Además es un área influenciada por vientos alisos del noreste lo que define en general la dirección dominante.

El régimen eólico dominante en el Valle de Catamarca, presenta características bien definidas:

- Predominio de vientos del cuadrante norte y noreste.
- Son los más fuertes, con un promedio anual superior a 20 Km/h soplan todo el año aunque aumenta su intensidad al final de la primavera.
- Los vientos del cuadrante sur son esporádicos y se registran al final del invierno, caracterizándose por la velocidad de sus ráfagas.
- La disminución de la velocidad varía progresivamente desde la estación ubicada en el aeropuerto Felipe Varela hacia el norte debido a la existencia de zonas arboladas.

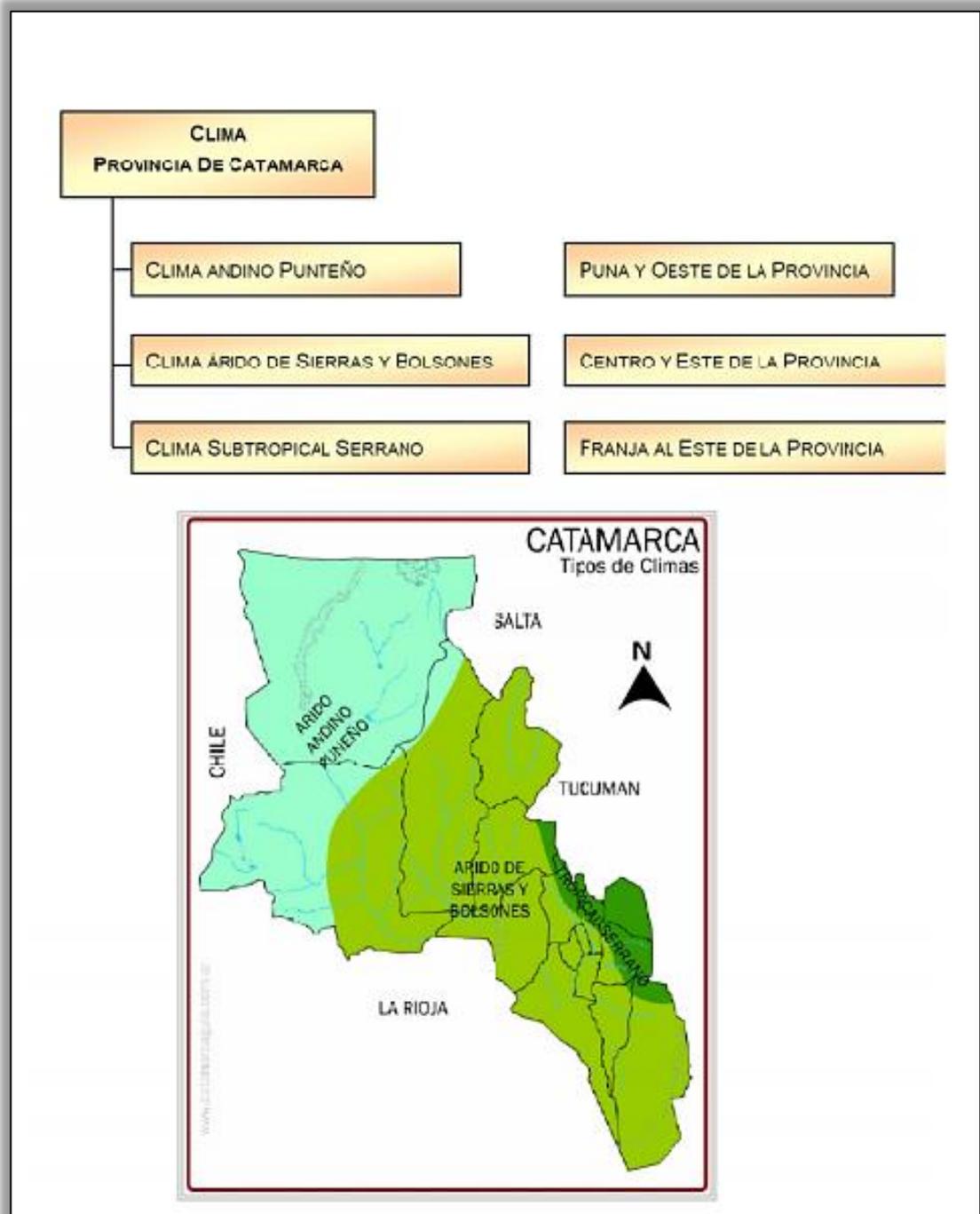


Figura 3: Regiones Climáticas de la Prov. de Catamarca.
Fuente: www.ucpype.gov.ar/CAF8028/Fray/CAPITULO%204.pdf



2. CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE

2.1. OROGRAFÍA

El marco orográfico de la cuenca hidrográfica del Río del Valle está definido entre las Sierras de Huañomil, El Manchao y Ambato al oeste y las cumbres de Potrerillos, Guayamba y El Alto o Ancasti en el flanco oriental. El área central enmarcada por dichas unidades orográficas presenta, desde la latitud de San Fernando del Valle de Catamarca hacia el Norte, tres cordones menores que acompañan el lineamiento submeridional de los macizos mencionados. De Oeste a Este son: Sierras de los Colorados, Fariñango y Sierra Graciana. En la latitud de la ciudad de Catamarca y proyectándose hacia el sur, comienza la planicie aluvial del "Valle de Catamarca", que se ensancha hacia el Sudeste, buscando su nivel de base en las Salinas Grandes. Es un relieve uniforme, poco cortado por el Río del Valle que presenta niveles bajos de terrazas en su tramo septentrional.

La Sierra de El Manchao por su altura de 4.550msnm en el cerro homónimo retiene la humedad de los vientos del noroeste y sudeste, lo que origina el mayor caudal de los ríos en ésta región de la Provincia. Las cuencas de los ríos Huañomil, Las Juntas, y Ambato que drenan su ladera oriental, vuelcan sus aguas en el Río del Valle y el Río El Tala.

2.2. HIDROGRAFÍA

En términos generales, el Valle de Catamarca presenta un triple juego de pendientes; de oeste a este: en el Piedemonte Occidental, de este a oeste: en el Piedemonte Oriental y una pendiente general norte-sur. El Río del Valle es el colector principal que recorre el valle desde su parte septentrional hasta la latitud de Huillapima, sólo en épocas de crecientes extraordinarias sus aguas pueden llegar hasta las Salinas Grandes.

Los principales afluentes provenientes de la ladera occidental del Ambato son: Ríos Huañomil, Las Juntas, Ambato, Los Puestos, etc.). Otros ríos que drenan esta ladera son: el Río El Tala u Ongolí (que nace en las cumbres del Ambato y en la Chacarita de Los Padres recibe al Arroyo Las Trancas, que drena la cumbre de Los Ángeles) de caudal permanente.

Hacia el sur, el Arroyo Coneta (que solamente en crecientes se une al río del Valle), los Arroyos Simbolar y Pampichuela y el Río Chumbicha o San Jerónimo, son los más importantes. Las aguas de estos ríos son captadas para riego y consumo humano en los oasis de piedemonte.

El principal afluente del Río del Valle es el Río Paclín o Santa Cruz, que drena la ladera occidental de la Sierra de Ancasti y la ladera oriental de la Sierra de Graciana, cuya confluencia con éste se encuentra a unos seis kilómetros de la zona de estudio.

2.3. GEOLOGIA DEL VALLE DE CATAMARCA

La provincia de Catamarca está situada en la región septentrional de las Sierras Pampeanas.

Las mayores unidades orográficas son de este a oeste, la mitad norte de la Sierra de Ancasti, la Sierra de Graciana y el extremo noreste de la Sierra de Ambato (Fig.4). Estas sierras constituyen cordones montañosos de rumbo norte-sur separados por depresiones ocupadas por planicies aluviales. La unidad geológica de mayor antigüedad componente

principal de los cordones montañosos es un basamento cristalino, formado por rocas metamórficas y graníticas de edad precámbrica a paleozoica inferior.

Tonalitas y Granodioritas sin y tardío tectónicas intruyen a rocas metamórficas como cuerpos concordantes y subconcordantes. Las últimas manifestaciones plutónicas son pegmatitas portadoras de Muscovita, Espodumeno, Berilo y Turmalina.

Los sedimentos cuaternarios más antiguos consisten en fanglomerados y areniscas depositados al pie de los cordones montañosos, los más modernos están compuestos principalmente por limos y arenas de origen fluvial y eólico, rellenan las depresiones intermontanas.

La estructura interna del basamento cristalino, registra varios episodios de deformación plegante (D1 a D4) acompañados por recristalización metamórfica y desarrollo de superficies S. A partir del paleozoico superior las estructuras originadas fueron esencialmente fracturas que desmembraron el basamento en bloques tectónicos. Los movimientos orogénicos ocurridos en el Terciario superior, reactivaron líneas tectónicas más antiguas y produjeron la actual morfoestructura, consistente en bloques de basamento limitados por fallas inversas del tipo lístrico. Las fallas principales tienen rumbo general norte-sur, como las que marginan las Sierras de Ancasti y Graciana o noreste-sudoeste, como la que limita el borde oriental del Ambato.

2.3.1. FORMACIONES GEOLÓGICAS

Formación La Cébila

Denominación introducida por González Bonorino (1951) para las rocas metamórficas descritas en la quebrada de La Cébila, quien las agrupa con la terminología de "Esquistos de la falda oriental del cordón El Manchao-Ambato" en la Hoja 14f., de San Fernando del Valle de Catamarca, (Fig.3).

Esta unidad aflora en los faldeos occidentales de la cuenca del Río el Tala y las serranías que conforman la cuenca del arroyo El Potrero. Su contacto oriental con la formación El Portezuelo, (Aceñolaza et al., 1981) es tectónico, por medio de la falla que se extiende a lo largo de la quebrada del Tala. Al oeste, sus afloramientos continúan en las serranías vecinas.

Formación El Portezuelo

Definida por Aceñolaza y Toselli (1977), Aceñolaza et al., (1983) en el borde oriental de las Sierras de Ancasti. Se extiende hacia el oeste en la parte austral de las estribaciones más orientales de las Sierras de Ambato, como son las Sierras de Graciana, Fariñango y del Colorado. Esta unidad fue reconocida por González Bonorino (1978) como "Esquistos inyectados y Migmatitas" y como Formación Los Divisaderos por Nullo (1981) que incluye en ella pegmatitas y cuerpos leptos o post tectónicos de composición granítica. Estas rocas fueron ubicadas en el paleozoico inferior por Nullo (1981).

Formación Concepción

Fidalgo (1965) propone dicha denominación y caracteriza por primera vez a los depósitos del primer nivel de piedemonte del Valle de Catamarca como una unidad geológica. Luego

Blasco et al., (1994) extienden cartográficamente esta unidad a los valles intramontanos de la Sierra de Ambato-Manchao, depresiones tectónicas del Río del Valle y del Río Paclín.

Los afloramientos de esta unidad se encuentran en las desembocaduras de las cuencas el Río el Tala y arroyos Choya y San Lorenzo, sobre el borde oriental de las Sierras del Colorado. Estos depósitos fueron asignados al Pleistoceno por Nullo (1981).

Formación Coneta

Se debe a Nullo (1981) el nombre de esta unidad que corresponde a geoformas del segundo nivel de piedemonte y parte de la unidad que Fidalgo (1966) denominó "Gravas y Limos de Huillapima". Se desarrolla a partir de la desembocadura de los principales cursos de aguas que bajan de la Cumbre del Durazno, del Río El Tala y arroyo San Lorenzo.

La característica de los depósitos es el predominio de fanglomerados en la parte media y apical de las geoformas, su parte distal corresponde a arenas finas limosas y limos arenosos. La fracción gruesa está compuesta por elementos provenientes de las rocas metamórficas del área de aporte. Blasco et al., (1994) la ubica en el Holoceno y de acuerdo a la interpretación regional, por parte de Sayago (1999) como Holoceno medio.

Formación Paclín

Bajo esta denominación, Merea Llanos (1981) agrupa a los depósitos que Fidalgo (1966) llamó "Limos parecidos a Loess" y a sedimentos limo-arenosos con intercalaciones de gravas finas. Nullo (1981) y Blasco et al., (1994) describen a esta unidad junto a otros depósitos de gran extensión areal en el Valle de Catamarca, bajo el título de "Depósitos Aluviales".

Los afloramientos de esta unidad en el Departamento Capital, corresponden a los depósitos de fondo de la depresión de la cuenca del Fariñango, que se extienden sobre los bordes serranos y hacia el sur continúan en una franja hasta la desembocadura del arroyo Fariñango en el Río del Valle.

La litología varía entre sedimentos limosos en el centro de la depresión hasta arenas finas y limos arenosos hacia el borde de la sierra del Colorado. Merea Llanos (1981), Nullo (1981) y Blasco et al., (1994) han asignado al Holoceno Superior a esta unidad.

Formación Los Perea

Con este nombre Merea Llanos (1981) agrupa a los sedimentos arenosos y arenas finas, que conforman la franja de conos coalescentes del piedemonte oriental de las sierras de Ambato. Los afloramientos de estos sedimentos se ubican al sur del Departamento Capital, zona del Pantanillo y del ex Aeropuerto actualmente el Parque Industrial y, se extienden hacia el norte hasta tomar contacto con la urbanización de la ciudad de Catamarca.

Corresponden a sedimentos, arenas finas a muy finas de origen fluvial y retrabajado eólico con formas de dunas. Conforman cordones de médanos y dunas que traslapan parcialmente la Formación Río del Valle, hasta las inmediaciones de la ciudad. Cronológicamente Merea Llanos (1981) la ubica en la parte más alta del Cuaternario.



Formación Río del Valle

Es Merea Llanos (1981) quién propone ésta denominación que agrupa a las geoformas de agradación generadas por éste curso de agua.

Se extienden longitudinalmente de orientación norte-sur a ambos lados del Río del Valle. Hacia el oeste, limitan en forma interdigital con los depósitos de las Formaciones Paclín y Los Perea, (Merea Llanos 1981). Estos sedimentos forman dos terrazas o niveles de agradación del Río del Valle, poseen espesores visibles de hasta cuatro metros (4m). La superior está compuesta de una sección inferior predominantemente de grava gruesa a mediana, y una sección superior con predominio de arenas gruesas a finas con lentes limo-arenosos a limosos. Merea Llanos (1981) la ubica en la parte superior del Cuaternario.

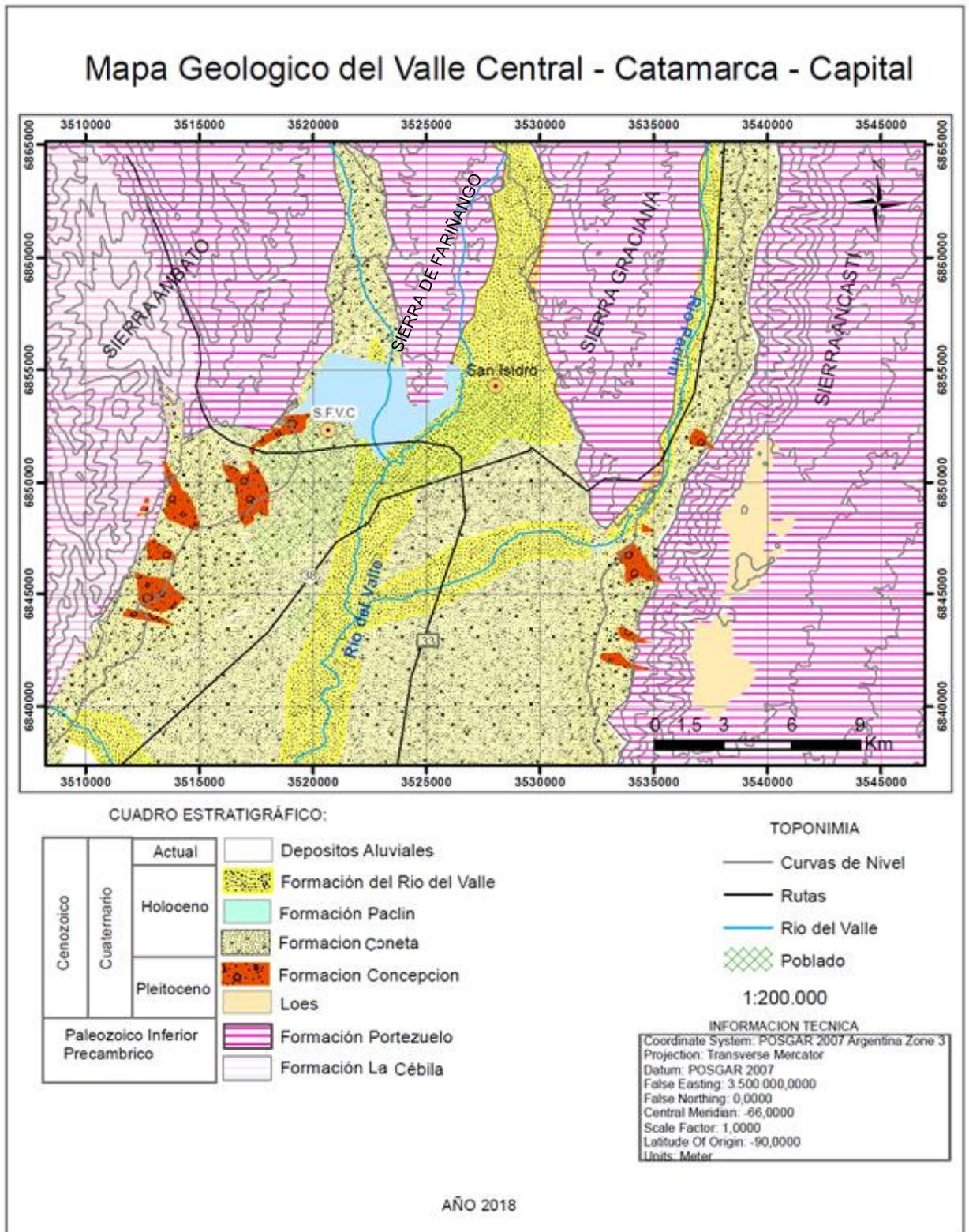


Figura 4: Mapa Geológico de San Fernando del Valle de Catamarca.
 Fuente: (SEGEMAR, 1994).

2.4. GEOMORFOLOGÍA

Las Sierras de Ambato, Graciana y Ancasti son bloques de basamentos fracturados y elevados que se extiende con rumbo meridiano en la llanura semiárida existente en el límite de Catamarca y Santiago del Estero.

Al sur de la ciudad de San Fernando del Valle de Catamarca se extiende el amplio valle homónimo por donde corre el Río del Valle, en la actualidad reducido en su caudal por el dique Las Pirquitas y las obras de riego, pero conservando a sus laterales terrazas cíclicas.

Los bloques de basamentos mencionados fueron modelados por procesos erosivos que labraron las siguientes geoformas:

- Peneplanicie
- Escarpa de falla
- Peneplanicie disectada
- Pedimento
- Planicie pedemontana
- Planicie aluvial

2.4.1. Peneplanicie

Esta geoforma se halla en las cumbres de las Sierras de Ancasti, Graciana y Guasayán. Se trata de una superficie de relieve suavemente ondulado que se extiende en una angosta faja.

2.4.2. Escarpa de falla

La vertiente occidental de los bloques de basamento que forman las sierras de Ancasti y Graciana posee una abrupta pendiente en la que han actuado procesos de remoción en masa, favorecidos por la precipitación que además posee un régimen pluviométrico de tipo monzónico que concentra las lluvias en el período estival.

Las formas más generalizadas de acumulación son conos de deyección y es común encontrar varias generaciones de ellos, pudiendo observarse como contrastan en el paisaje los extensos paleoconos y el tamaño de sus depósitos con los modernos y actuales, que han disecados a los antiguos y forman pequeños conos que indicarían una variación en el régimen climático.

2.4.3. Peneplanicie disectada

La pendiente suave de estas sierras se ha desarrollado sobre remanentes de la peneplanicie primitiva que se conserva en bloques escalonados que tuvieron una influencia directa en la red de avenamiento, que tiene un diseño principalmente rectangular y entrecruzado. Estas características se observan en la vertiente oriental de las sierras de Graciana y Ancasti.

2.4.4. Pedimento

El retroceso de los frentes montañosos es paralelo y está controlado por un fracturamiento N-S. Este proceso erosivo ha dejado como remanente en el borde occidental del Ancasti dos niveles de pedimentos. El nivel I se halla en parte adosado a la sierra y parcialmente disecado por la formación del nivel II que está muy cubierto por el material transportado. En este sector Sayago (1986), se ha descrito desde Portezuelo hacia el norte, "glacis cubiertos" como producto de la remoción en masa; mientras que hacia el sur, predominan los "glacis de acumulación", originados por coalescencia de los conos de deyección..

2.4.5. Planicie Aluvial

El río del Valle forma una extensa planicie aluvial que actualmente se halla disminuida en cuanto al caudal de sus afluentes. En su parte norte, tiene a ambos lados tres niveles de terrazas con desniveles promedios de dos metros entre cada una. El perfil transversal de dicho Valle revela que son terrazas cíclicas. A ambos lados del cauce pueden observarse depósitos eólicos, constituidos por médanos de diseño alargado y con orientación noreste-suroeste.

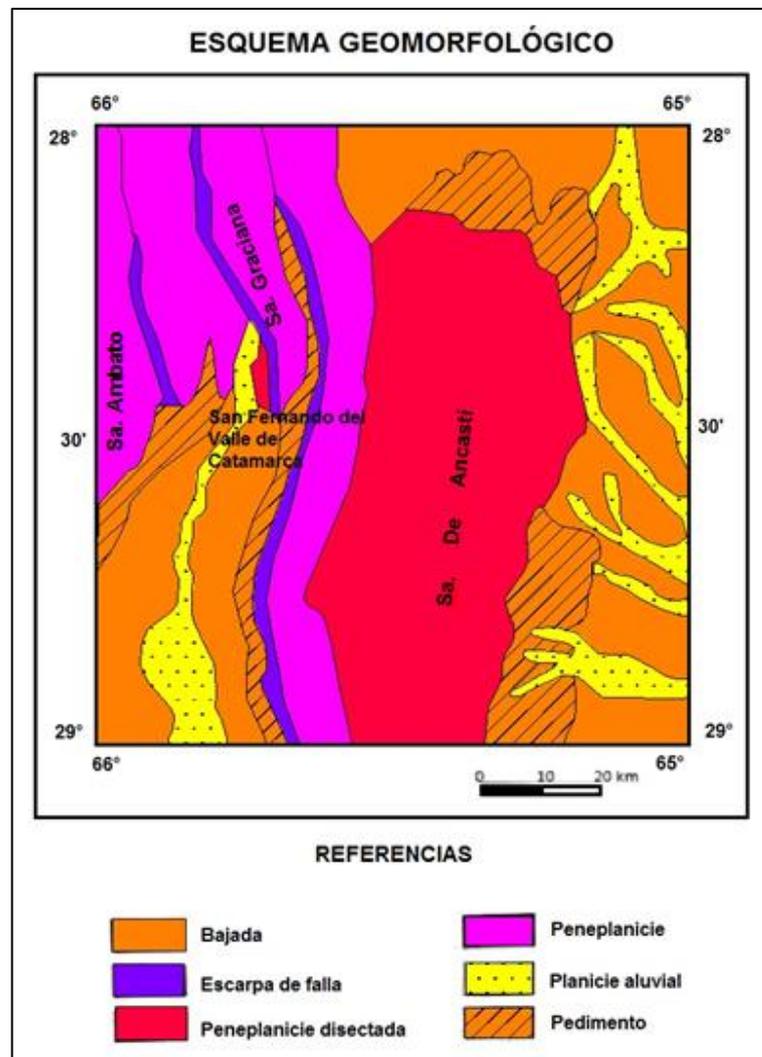


Figura 5: Se muestran las principales geoformas de San Fernando de Valle de Catamarca.
Fuente: (SEGEMAR, 1994).



3. **CAPITULO III**

MARCO TEÓRICO

3.1. MECANICA DE SUELOS

3.1.1. Generalidades:

Terzaghi, define a la mecánica de suelos como: *"La aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica"*.

Toda construcción se apoya sobre el suelo. Allí, es el material que sirve de soporte en algunos casos como terraplenes para caminos, diques de tierra, grandes rellenos, como material de construcción, etc. Hay ocasiones donde tenemos estructuras de contención, muros de sostenimiento, túneles, taludes de excavación o en terraplén y otros, que el suelo obra como un elemento activo originando presiones sobre la estructura, y ésta debe ser capaz de soportarlas, a la vez simultáneamente una parte de esa estructura actúa sobre el terreno en que se apoya y debe calcularse su acción de modo de no sufrir asentamientos o deformaciones nocivas.

Si se considera el suelo tal como se encuentra en la naturaleza se puede afirmar que su característica más frecuente es la heterogeneidad. Cada lugar ofrece una situación diferente, y en el mismo lugar a distintas profundidades se encuentran diversos materiales y formaciones geológicas variadas, debido al proceso geológico que controló la formación de los suelos en el lugar o la deposición del material que conforma los diferentes estratos en el perfil. Por ello, en un mismo lugar, estructuras distintas requerirán fundaciones de distinta dimensión y aún de distinto tipo según la magnitud de las cargas que transfieren al terreno, y la consiguiente afectación a estratos profundos.

Todo lo expuesto requiere un conocimiento de las propiedades y características del suelo debidamente cuantificadas. Los distintos ensayos, llevados a cabo en laboratorio como los ejecutados in situ, dan los valores con los cuales se obtienen resultados y se puede atribuir resistencias o comportamientos al suelo natural o artificial.

3.1.2. Estudio de la Mecánica de Suelos:

El estudio de suelos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, perfil del suelo, capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad y ubicación de napas de agua, si las hubiere.

El estudio de la mecánica de suelos consta en general de tres etapas:

- 1) Exploración y ensayos de terreno
- 2) Ensayos de laboratorio
- 3) Elaboración de informe

A la hora de construir cualquier obra o edificio de altura es preciso un estudio previo del suelo, y éste se hace con el objetivo principal de garantizar la estabilidad de la misma.

3.1.3. Características y Propiedades

En una primera parte se comienza el estudio por los procesos formadores de los suelos, pues de esos procesos, de las condiciones en que se han desarrollado, dependen las características del material, el tamaño de los granos, la disposición estructural de las partículas, la naturaleza de los vínculos que las unen, la magnitud y proporción de los poros respecto a la parte sólida y otras que permiten identificar el material y ofrecer una perspectiva de sus propiedades.

Una de las características que diferencia los suelos de otros materiales es la forma de agregarse o acomodarse los granos o partículas, dejando espacios intergranulares o poros que pueden estar parcial o totalmente llenos de agua, vapor o aire. De la acción recíproca entre estas fases sólida, líquida y gaseosa, surge una variación en el comportamiento del suelo, especialmente en función del estado de humedad (agua de los poros respecto al suelo sólido) siendo particularmente importante en los suelos muy finos donde aparece una propiedad, la plasticidad que resulta favorable en algunas aplicaciones y altamente nociva para otras.

Con base en estas características y propiedades que los identifican, se pueden clasificar los suelos, existiendo para ello diversos criterios según el destino para el cual estudiamos el material.

Los procesos formadores de los suelos se producen mediante los procesos de edafogénesis los cuales suceden en el tiempo y con la participación de los factores formadores como el clima, vegetación, litología, geomorfología y el tiempo. Se puede decir que los suelos son el resultado de las modificaciones o transformaciones del material que se encuentra en el lugar, o bien han sido llevados más o menos lejos del lecho original de la roca del cual proceden para ser depositados en otra localidad. Varía en cada caso el agente generador del suelo y el proceso por el cual se llega al material actual.

Los procesos que actúan en un suelo pueden agruparse en tres categorías:

1. **Transformaciones (orgánicas e inorgánicas):** Conjunto de procesos que conllevan cambios de composición y forma de los compuestos orgánicos y/o inorgánicos que pueden afectar al material del suelo (meteorización física-química, empardecimiento y rubefacción, melanización, entre otros).
2. **Translocaciones:** Implica un cambio de posición de un componente que, si bien puede ser tanto ascendente como descendente dentro del perfil, habitualmente domina este último. Supone la concentración de materiales en ciertos puntos del perfil. Según la causa que genera este movimiento distinguimos entre translocaciones en solución (carbonatación, gipsificación, salinización) y translocaciones en suspensión (argiluvación).
3. **Adiciones y pérdidas:** Incluye procesos de enriquecimiento y de eliminación, respectivamente, de materiales y componentes del perfil edáfico (lixiviado por ejemplo).

3.1.4. Comportamiento del Suelo

El paso siguiente lleva a estudiar el comportamiento mecánico de los distintos tipos de suelos, entre ellos interesa principalmente los fenómenos de filtración del agua en el suelo, y cómo las presiones en aquella modifican el comportamiento de éste, tanto en el aspecto de la capacidad de deformarse, como en la resistencia del suelo frente a acciones exteriores (cargas de estructuras).

En lo referente a cimentaciones se presentan dos problemas característicos:

- El apoyo sobre suelos blandos
- El apoyo sobre terrenos duros

En los primeros debe darse principal importancia a las *deformaciones* que pueden sufrir por la acción de las cargas que deben ser compatibles con las que admita la estructura. En los terrenos duros las deformaciones suelen resultar intrascendentes, por lo que la capacidad de soportar cargas dependerá de la *Resistencia* del suelo, lo que se ubica dentro de lo que llamamos problemas de rotura, o de resistencia al corte del suelo.

En el estudio de las deformaciones del suelo frente a cargas, y a la resistencia al corte, los ensayos para obtener los parámetros característicos con sus múltiples variantes, constituyen el verdadero esqueleto de la Geotécnia y proporcionan las leyes y criterios que sirven de bases para el cálculo en los problemas de la ingeniería de suelos.

Del conocimiento de las propiedades y comportamiento de los distintos tipos de suelos surgirán las técnicas apropiadas para efectuar la exploración, con pozos, sondeos, auscultaciones y aún métodos indirectos que otorguen la información útil para los distintos problemas de la Geotécnia. Del análisis de las condiciones de equilibrio plástico y condiciones límites de resistencia se llega a la determinación de empujes laterales que sirven para dimensionar muros de sostenimiento, entibaciones en excavaciones profundas, estabilidad de túneles, y aún las condiciones resistentes del suelo como capaz de soportar la carga transmitida por las cimentaciones. Merece especial atención este último tema, pues se verá la forma cómo el suelo resiste las cargas, con las distintas variantes según se use cimentaciones superficiales o se deba recurrir al apoyo en estratos profundos, con o sin la colaboración de los estratos intermedios.

3.1.5. Exploración de suelos

El reconocimiento del perfil del subsuelo es imprescindible para poder efectuar un adecuado proyecto de las fundaciones que se van a ejecutar.

Planificación de un Estudio de Suelos:

Existen dos condiciones importantes para una adecuada planificación: el conocimiento del subsuelo y el de la estructura de la obra.

La estratigrafía del lugar puede obtenerse de datos zonales, estudios de suelos que se hayan realizado con anterioridad, estudios geológicos o a través de las perforaciones para agua o pozos absorbentes. En algunas obras de gran envergadura suele ser necesario efectuar cateos previos cuando no se disponen de antecedentes suficientes.

Para el conocimiento del subsuelo es conveniente obtener los siguientes datos:

- Agentes de formación de los estratos (formación aluvial, eólica, glacial, etc.)
- Espesores aproximados de los mismos
- Tipo de estructura del suelo, tamaño máximo de partículas
- Nivel de napa freática

En cuanto a la estructura de la obra es necesario conocer:

- Importancia de la obra
- tamaño (m^2 cubiertos)
- costo, destino, materiales de construcción a utilizar
- asentamientos diferenciales, cargas máximas por columnas, módulos entre columnas.

3.2. Sondeos

Los sondeos involucran tanto la excavación de pozos a cielo abierto como perforaciones con equipos especiales y permiten determinar el perfil del suelo que indica una sección vertical a través del terreno mostrando espesores y el orden de sucesión de los estratos.

A medida que aumenta la superficie del terreno cubierta por la construcción deberá aumentarse el número de sondeos. Existen normas como las recomendadas en Brasil: superficies de hasta $200 m^2$ la cantidad mínima de sondeos será de dos, superficies de hasta $400 m^2$ la cantidad mínima será de tres y con superficies cubiertas mayores de $400 m^2$, aumenta un sondeo cada $400 m^2$.

El predio donde se construirá el Complejo Educativo Virgen del Valle ocupa aproximadamente una superficie total de $1.234,02 m^2$. Éste proyecto consta de 9 sondeos distribuidos sobre la superficie del terreno más una calicata.

Tipos de Sondeos: se pueden usar distintos procedimientos

- Excavaciones mediante pozos a cielo abierto
- Perforaciones con equipos manuales, palas vizcacheras o posteadoras, helicoidales
- Equipos mecánicos

Los sondeos fueron realizados con equipos manuales, pala vizcachera o posteadora. Éste instrumento está constituido por dos semicilindros desplazados de modo que al girarlos, los bordes cortantes hacen introducir el útil dentro del terreno. Tienen diámetros que van entre 5cm a 20cm. Consta de un útil de perforación y barras que se acoplan mediante rosca hasta el mango que sirve para girar e introducir la cuchara en el terreno. Una vez lleno el interior, la cuchara se extrae con el material de suelo recuperado y a medida que se profundiza se van agregando barras que normalmente tienen entre 1,20m a 1,50m de longitud. Y la calicata fue realizada con instrumentos manuales, pala y picota.

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua.

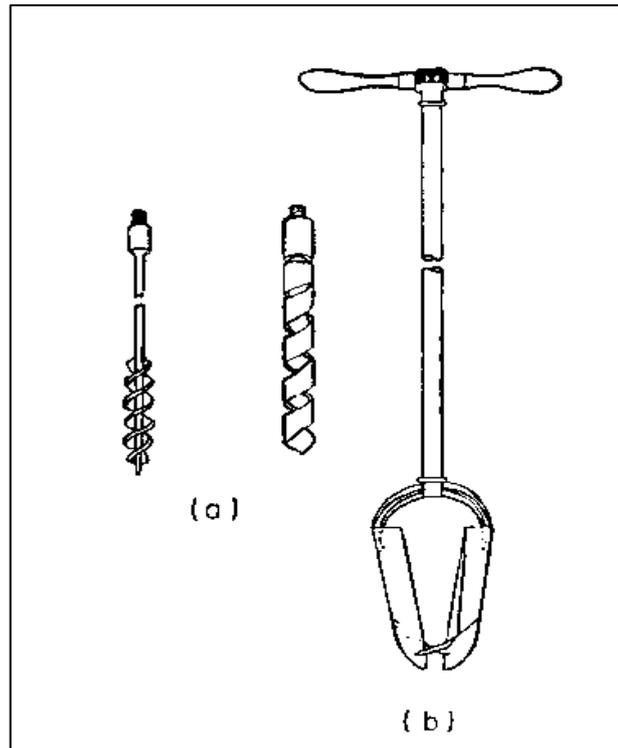


Figura 6: Herramientas para sondeos exploratorios por rotación, a) Barrenos b) Posteadoras. Fuente: Trabajos Prácticos de Mecánica de Suelos- FTyCsA.

Extracción de muestras: durante la ejecución de los sondeos se extraen muestras representativas de los diferentes estratos que se van atravesando, las cuales permiten realizar los ensayos de laboratorio necesarios. Generalmente se extrae una muestra cada metro o metro y medio y cada vez que se produce un cambio de suelo.

3.2.1. Calicata

Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa. En suelos con grava, la calicata es el único medio de exploración que puede entregar información confiable y es un medio efectivo para exploración y muestreo de suelos de fundación y materiales de construcción a un costo relativamente bajo.

La sección mínima recomendada generalmente es de 0,80m por 1,00m a fin de permitir una adecuada inspección de las paredes. El material excavado deberá depositarse en la superficie en forma ordenada separado de acuerdo a la profundidad y horizonte correspondiente. Debe desecharse todo el material contaminado con suelos de estratos diferentes. Se dejarán plataformas o escalones de 0,30m a 0,40m al cambio de estrato reduciéndose la excavación. Esto permite una superficie para efectuar la determinación de la densidad del terreno. Se deberá dejar al menos una de las paredes lo menos contaminada posible, de modo que representen fielmente el perfil estratigráfico del pozo.

3.3. SUELOS

El suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas sujetas a una organización definida y propiedades que varían vectorialmente. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian más rápidamente que en la horizontal.

Si se tiene en cuenta la naturaleza y origen de las partículas minerales que constituyen el suelo se puede decir que provienen de procesos destructivos de las rocas. Se define así al "Suelo" como el resultado de las acciones que transforman y transportan las rocas cambiando el material en su aspecto, naturaleza y propiedades. Como estas acciones se producen a lo largo del tiempo, a veces extremadamente largo, se puede definir también al suelo como el resultado de la acción del tiempo. Por la intervención de los distintos agentes que obran sobre este material, sus características van variando con el mismo. Los productos que van resultando del ataque de los agentes del intemperismo pueden quedar directamente sobre la roca parental, dando origen a los llamados suelos residuales. Esos productos pueden ser removidos del lugar de formación por acción del agua, el viento, hielo u otros agentes y ser depositados en otro lugar, alejados de su lugar de origen, generando suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos, a éstos se les denomina suelos transportados; afectados por el transporte en dos formas principales:

- Modifican la forma, el tamaño y la textura de las partículas por abrasión, desgaste, impacto y disolución.
- Produce una clasificación o graduación de las partículas que puede ser muy variada según el agente de transporte interviniente.

Dentro de los suelos que fueron transportados, como por ejemplo por el agua, dan lugar a los suelos aluviales, mereciendo éste un interés en particular para el proyecto.

Suelos Aluviales: Son aquellos que se han desarrollado con el paso del tiempo como resultado de los sedimentos depositados por las inundaciones periódicas de un río. Observando el cauce y en particular su altimetría desde las vertientes en lo alto de la montaña donde se forma, se observa, que el primer tramo es sumamente abrupto, escarpado con una elevada pendiente, luego se presenta un tramo de pendiente media y en la zona final al llegar a la llanura la pendiente es muy suave, casi nula, y se produce la sedimentación del material de arrastre. Los depósitos aluviales tienen variaciones importantes en la granulometría, son muy heterogéneos.

3.3.1. Tamaño y forma de las partículas

El significado del "tamaño" depende de una dimensión medida y de la forma de medición, la determinación del tamaño de las partículas se hace por el análisis granulométrico a través del tamizado (para dimensiones superiores a las 74 micras) y por sedimentación en una suspensión acuosa (para la menores a 74 micras). El tamaño de las partículas varía desde la dimensión molecular (1×10^{-6} mm) hasta los bloques de roca de varios metros de espesor.

A continuación se presenta un cuadro con los nombres de estos suelos y los tamaños que les corresponden usualmente. Se da entre paréntesis otros valores límites de cada categoría también utilizados, ya que no hay uniformidad en estos límites.

PARTÍCULAS	TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS
BLOQUES	>30 cm
CANTOS RODADOS	15 A 30 cm
GRAVA	2 mm (o 4, 76 mm) a 15 cm
ARENA	0,06 mm (o 0,074 mm) a 2 mm (o 4,76 mm)
LIMO	0,002 mm (o 0,005 mm) a 0,06 mm (o 0,074 mm)
ARCILLAS	< 0,002 mm (o 0,005 mm)

Tabla 1: Tamaño de las partículas de Suelo.

En general se reserva el nombre de suelos para los tamaños de grava y menores.

Los granos de un tamaño mayor de 0,06 mm pueden ser apreciados a simple vista o con auxilio de una lupa. Constituyen la "fracción muy gruesa" y la "fracción gruesa" de los suelos; los comprendidos entre 0,06 mm y 2 micras, que pueden ser examinados con ayuda del microscopio forman la "fracción fina" y los menores de 2 micras constituyen la "fracción muy fina".

La mayoría de los suelos naturales contienen partículas de dos o más fracciones. Las características particulares de un suelo compuesto están principalmente determinadas por las propiedades de la fracción más fina.

Las fracciones muy gruesas: (gravas por ejemplo) consisten en fragmentos de rocas compuestas por uno o más minerales. Pueden ser angulares, redondeados o chatos, ser sanos o mostrar signos de descomposición, ser resistentes o disgregables.

Las fracciones gruesas: (arenas) son generalmente granos de cuarzo. Los granos pueden ser angulares o redondeados. Algunas tienen un porcentaje importante de mica que las hace muy elásticas y esponjosas.

De acuerdo con la geometría que pueden presentar los granos de las arenas, al ser angulosos, subangulosos, redondeados o subredondeados se encuentra en relación con el grado de desgaste ocasionado por el rodaje y la abrasión. En general los granos angulosos indican que la arena ha estado expuesta al desgaste por un período corto de tiempo o nada en absoluto, como puede ocurrir con las arenas residuales que han permanecido siempre en el lugar en que se formaron. Según su procedencia podemos tener, arenas de Río, de Mar, de Dunas y las de Cantera.

La arena es un material sin cohesión, aunque si esta mojada o húmeda la tensión superficial del agua puede darle una "cohesión aparente" la cual desaparece si el material se seca o se satura.

Las arenas constituyen un material de construcción favorable. Tiene excelente capacidad de soporte si está confinada. Sueltas, sobre todo si se trata de arenas medianas a finas son de dudoso comportamiento y malo, especialmente si están saturadas o sometidas a sub presiones.

En las fracciones finas y muy finas: (limos y arcillas) cada grano está constituido generalmente de un solo mineral. Las partículas pueden ser angulares o escamosas nunca redondeadas. En general el porcentaje de partículas escamosas aumenta a medida que decrece su tamaño.

Los limos son suelos cuyas partículas tienen tamaños comprendidos entre 2 a 5 μ como mínimo y de 0,06 a 0,074 mm como máximo. No es solamente el tamaño lo que identifica a los limos, sino su comportamiento, por ejemplo en los limos inorgánicos se puede apreciar alguna cohesión o atracción entre partículas que a veces es solo aparente debido a la acción del agua que los humedece y mantiene unidos los granos por fenómenos de tensión superficial. Esta cohesión desaparece al secarse el suelo, a veces contienen un porcentaje apreciable de partículas de forma escamosa, semejante a las arcillas, y tienen algún efecto cohesivo. La presencia de esta cohesión o adhesividad entre partículas les da algo de plasticidad, pero en general es muy baja.

Los limos son suelos intermedios entre las arenas y las arcillas. Sus propiedades son también intermedias, pero en general podemos decir que su comportamiento es menos favorable que el de los otros suelos tanto como terreno de fundación, como para su tratamiento en compactación para terraplenes.

3.3.2. Propiedades y Comportamiento de los Suelos

De todo lo expuesto surge una serie de consideraciones que lleva a la conclusión de que la naturaleza, forma, tamaño y composición mineralógica de las partículas determinan para cada tipo de suelo propiedades que los distinguen y que son el motivo de su comportamiento frente a los distintos usos.

Propiedades:

- A. **vinculadas a la resistencia del suelo**
- B. **vinculadas a la deformación**
- C. **vinculadas a la acción del agua que los satura**

A. La resistencia de un suelo está dada fundamentalmente por su resistencia al corte. Las propiedades que contribuyen a esta son: **Fricción Interna y Cohesión.**

Fricción Interna: es la propiedad por la cual los granos de suelo oponen resistencia a deslizarse unos respecto a los otros sin tener en cuenta vínculos que los ligen entre sí. Del comportamiento de los granos dependerá el de la masa de suelo que componen frente a problemas de deslizamiento.

La resistencia friccional es proporcional a:

- presión externa ejercida
- ángulo de fricción interna del material

La presión externa ejercida sobre la masa de suelo es independiente de la naturaleza del suelo, la actividad de éste respecto a la capacidad de resistencia friccional se valora en función del *ángulo de fricción interna* ϕ .

El *ángulo de rozamiento interno* o *ángulo de fricción* es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el *ángulo de reposo*. En un material granuloso cualquiera, el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas pero en un material sin cohesión y donde las

partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno. Es especialmente importante en Mecánica de Suelos para determinar tanto la capacidad portante como la resistencia al deslizamiento de un terreno arenoso. Igualmente en geotecnia y geología el ángulo de rozamiento interno es importante para determinar la estabilidad de taludes, la resistencia de una cimentación o para el cálculo del empuje de tierras.

Ese ángulo será una característica del material, un parámetro de resistencia del Suelo y dependerá de:

- Forma y rugosidad de los granos
- Tamaño de las partículas y su distribución granulométrica
- Composición mineralógica
- Compacidad del suelo

Cohesión: se la define como la acción que mantiene unidas las partículas de suelo, independientemente de la presión externa actuante. El conjunto de fuerzas que originan la acción cohesiva está compuesto por las siguientes acciones:

- Atracción molecular de la materia que constituye las partículas, o sea las fuerzas electromagnéticas que vinculan los elementos constitutivos de la estructura cristalina
- Acción ligante del agua de adsorción
- Resultado de las tensiones superficiales en el agua capilar que rodea las partículas en suelos no saturados

La capacidad de cohesión, es decir, de mantener unidas o ligadas las partículas contribuye a suministrar al suelo resistencia frente a las acciones deslizantes, forma parte de la resistencia al corte del suelo.

La fricción y la cohesión determinan la capacidad soporte de un suelo ya que son los parámetros que intervienen en la resistencia al desplazamiento de las partículas. La primera es fundamental en los suelos gruesos, la segunda constituye un factor trascendente para los suelos finos.

B. Los problemas de deformación del terreno se encuentran relacionados con las propiedades de **Plasticidad, Compresibilidad y Elasticidad** del suelo.

Plasticidad: es la propiedad que tienen los suelos de dejarse modelar y conservar la forma que se des da luego de suspender la acción de las fuerzas actuantes. La plasticidad depende del espesor de la capa adsorbida, y cuanto más laminares son las partículas tanto mayor es la relación superficie/ masa, es decir la posibilidad de actuar la capa adsorbida. Las partículas equidimensionales, de pequeña relación área-volumen, de escasa actividad superficial no pueden manifestar propiedades plásticas, independientemente de su tamaño. Dentro de las partículas laminares la presencia de distintos cationes adsorbidos tiene influencia en la plasticidad, así las arcillas sódicas, con mayor capacidad de adsorber agua, resultan más plásticas que las cálcicas.

Compresibilidad: es la propiedad por la que un suelo puede perder parte de su volumen al ser sometido a cargas. Es una propiedad característica de las arcillas porque por su estructura abierta, es muy sensible a las variaciones de volumen. La presión produce desplazamiento del agua de los poros, aproxima las partículas, reduce el tamaño de los poros y por consiguiente reduce el tamaño total. En las arenas la estructura de grano simple, con contacto directo de grano a grano hace difícil la disminución de volumen por la acción de las cargas. Más importante que la magnitud del esfuerzo aplicado, en el caso de las arenas, resulta la aplicación de una carga fluctuante, en cuyo caso el fenómeno vibratorio puede producir un reacomodamiento de los granos variando los puntos de contacto y originando la disminución del volumen total.

Elasticidad: es la propiedad por la cual un suelo deformado por la acción de una carga retoma su forma primitiva al cesar la acción de esta carga. En los suelos donde se mezclan partículas de distintas formas y tamaños, para que pueda aparecer una reacción elástica es necesaria un cierto grado de compactación. Sin embargo aún en suelos poco compactos puede aparecer si tienen cierta proporción de partículas micáceas que actúan como resortes y confieren elasticidad excesiva. Un suelo rico en mica es difícil de compactar, cuando pasan los equipos compactadores se comprime y cuando estos se retiran vuelven a levantarse expandiéndose y volviendo al estado primitivo.

C. Dentro de las propiedades vinculadas al agua se mencionan a la **permeabilidad** y **capilaridad**.

El agua del suelo es un factor de importancia tanto desde el punto de vista de la mecánica del terreno como de los problemas constructivos. Afecta por igual, aunque en distinta forma, a los suelos cohesivos como a aquellos son cohesión.

El agua en el suelo produce efectos muy diversos, variando sus propiedades junto con el aumento o disminución de la humedad. Pero cuando el agua se encuentra en estado libre, que puede mojar el suelo, saturarlo y estar en movimiento por desplazamiento capilar o por escurrimiento subterráneo, aparecen otras propiedades que van a incidir en el comportamiento del suelo. Las propiedades vinculadas al agua son la permeabilidad y la capilaridad.

Permeabilidad: es la mayor o menor facilidad que presenta un suelo para dejarse atravesar por el agua. Cuando los granos del suelo son gruesos y sus poros amplios (arenas y gravas) hay gran facilidad para permitir que el agua escurra entre ellos, se habla de suelos permeables. En el área de estudio, para determinar la permeabilidad de los estratos del perfil del suelo, se utilizó un método indirecto a partir de la curva granulométrica, descripto más adelante.

Cuando los poros son extremadamente finos, las partículas poseen un elevado poder de adsorción de agua (arcillas) y la dificultad para ser atravesado por la misma es grande y los suelos son prácticamente impermeables. Los limos están en una situación intermedia entre arenas y arcillas. El grado de permeabilidad de un suelo se expresa numéricamente por el *coeficiente de permeabilidad k* (ligado a la Ley de Darcy que se refiere al flujo de fluidos a través de los suelos).

Ley de Darcy: El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la Mecánica de Suelos, está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Darcy investigo las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos, lo cual es particularmente afortunado para la aplicación de los resultados de la investigación a la Mecánica de Suelos.

La expresión matemática de la Ley de Darcy es la siguiente:

$$Q = k \frac{h_3 - h_4}{L} A = k \cdot i \cdot A$$

Donde:

Q = gasto, descarga o caudal en m^3/s .

L = longitud en metros de la muestra.

k = una constante, actualmente conocida como coeficiente de permeabilidad de Darcy, variable en función del material de la muestra, en m/s .

A = área de la sección transversal de la muestra, en m^2 .

h_3 = altura, sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante.

h_4 = altura, sobre el plano de referencia que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante.

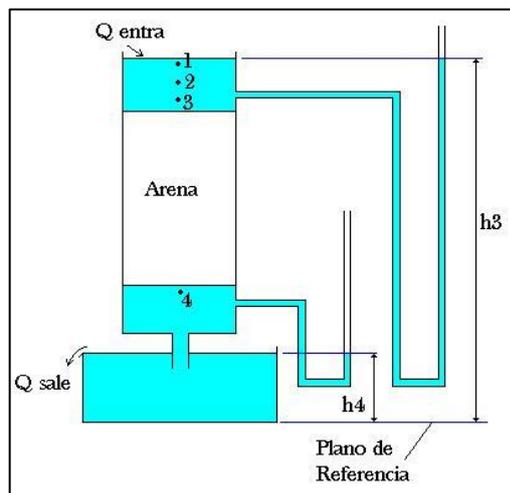


Figura 7: Esquema experimental de Darcy. Fuente: (Whitman, 1997)

El agua se desplazará en la dirección donde haya más permeabilidad y esta a su vez indicará a qué velocidad se mueve el agua en condiciones unitarias de gradiente.

3.3.3. Método indirecto para la determinación de la permeabilidad (k):

- A partir de la Curva granulométrica

Prácticamente todos los métodos de éste tipo en estudio siguen la forma de la expresión de Allen Hazen (1892), donde $k = C \cdot D_{10}^2$ cm / seg. Otros investigadores han propuesto otras fórmulas de correlación a ésta. Terzaghi por ejemplo, da para suelos arenosos:

$$k = C_1 \cdot D_{10}^2 \cdot (0.7 + 0.03 \cdot t^\circ) \text{ cm/seg}$$

Donde:

$$C_1 = C_0 \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2$$

n = porosidad

C_0 = Coeficiente que depende de la esfericidad de los granos cuyos valores son:

Arenas de granos redondeados $C_0 = 800$

Arenas de granos angulosos $C_0 = 460$

Arenas con limos $C_0 < 400$

Capilaridad: es la propiedad que tienen los suelos de desplazar el agua dentro de sus poros en función de la tensión superficial y del diámetro de los canalículos que se forman. Este movimiento puede ser en cualquier dirección y sentido, aún contrario a la fuerza de gravedad. El movimiento capilar del agua en el suelo es muy complejo, porque actúan muchos y muy diversos factores como ser por ejemplo, el poder adsorbente de la superficie de las partículas que se oponen al movimiento capilar, la pérdida de agua por evaporación en la superficie del terreno y por adsorción de las raíces, fuerzas debidas a diferentes presiones en el suelo, la fuerza de gravedad, etc. Con napas freáticas poco profundas la ascensión capilar provoca un aumento de la humedad, y con ello un reblandecimiento del suelo que no le permite soportar cargas.

3.4. Propiedades Físicas e Índices del suelo

3.4.1. Fases en la composición del suelo

Sistema de tres fases, el suelo incluye a todos los materiales agregados o sin vínculos coherentes, puede suponerse que se compone de ingredientes diferentes que pueden encontrarse en los tres estados o fases de la materia: sólido, líquido y gaseoso.

La relación entre los pesos y volúmenes de las diferentes fases es importante, porque ayuda a definir las condiciones del suelo o su comportamiento físico. En la Fig.8 se representa una muestra de suelo de volumen unitario.

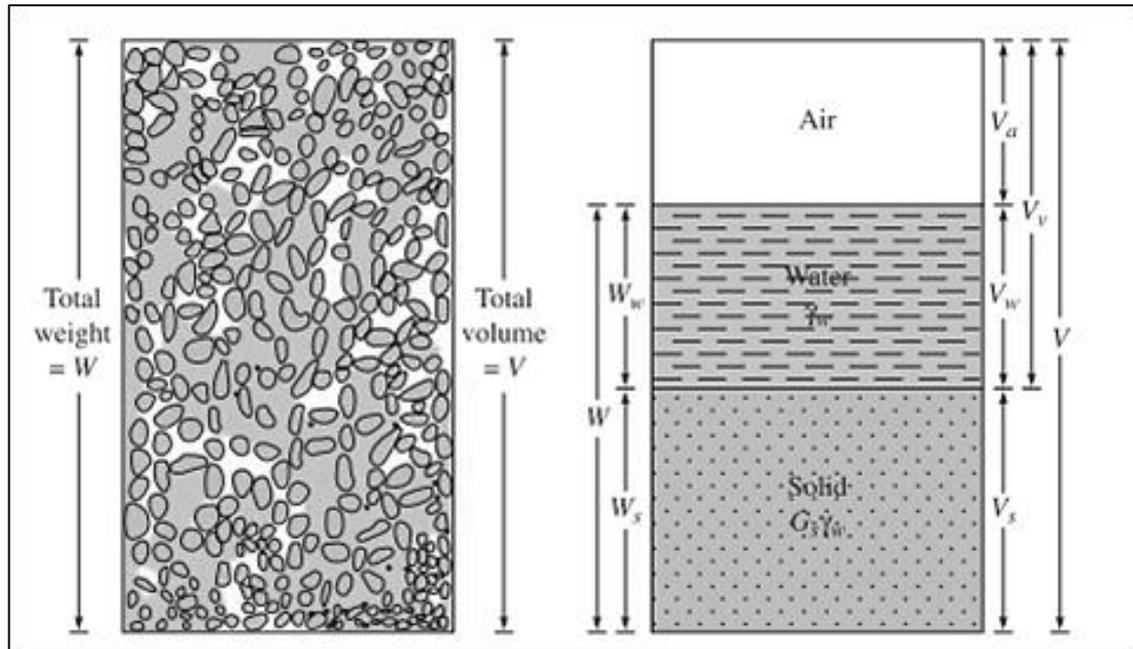


Figura 8: muestra de suelo de peso unitario, en el lado izquierdo se representa el peso total del suelo y en el lado derecho representado el volumen total subdividido en sus fases constituyentes: V_s volumen de suelo, V_w volumen de la fase líquida y V_a volumen de la fase gaseosa. Fuente: <https://mecanicadesuelos.wordpress.com/2011/03/23/>

3.4.2. Relaciones Volumétricas:

El volumen de los sólidos en la masa de suelos se designa V_s , el volumen del agua V_w y el volumen del aire V_a (Fig. 8). El volumen total de la masa V incluye aire, agua y sólidos. A los espacios entre partículas sólidas que están ocupadas por el aire y el agua se les llama poros y vacíos y su volumen se designa por V_v .

3.4.3. Relaciones Gravimétricas:

La razón del peso del agua al peso de los sólidos se llama humedad (contenido de agua), w , y se expresa por la ecuación:

$$W\% = \frac{W_w - W_s}{W_s} \times 100$$

3.4.4. Pesos unitarios del suelo seco, húmedo y sumergido:

Es la relación entre el peso del suelo y el volumen total del suelo. En cada caso serán los pesos seco, húmedo y sumergido. El peso unitario y es el peso por unidad de volumen, el peso unitario depende de:

- el peso de los granos individuales del suelo
- de la cantidad total de partículas de suelo presentes
- de la cantidad de agua existente en los vacíos

$$\gamma_h = \frac{Wh}{V_t} \text{ Peso unitario húmedo}$$

$$\gamma_s = \frac{W_{sec}}{V_t} \text{ Peso unitario seco o peso unitario natural}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 1 \text{ Peso unitario sumergido}$$

Por lo cual, el peso unitario sólo puede ser alterado cambiando la relación de vacíos y el contenido de humedad. Estrictamente, el peso unitario es un vector de estado y debería incluir la relación de vacíos y el contenido de humedad, sin embargo, salvo los calificativos de "húmedo y seco", esto rara vez se hace.

3.4.5. Peso Unitario, Natural y Suelto:

Peso unitario suelto, es la relación entre el peso del suelo en estado suelto y el volumen ocupado por el mismo.

$$\gamma_{suelto} = \frac{w_{suelto}}{V_t}$$

Donde:

γ_s = *Peso unitario Suelto*

V_t = *Volumen total, corresponde al volumen del recipiente conocido*

3.5. Estado de consistencia de los suelos amasados:

Muestras Alteradas e Inalteradas

La compresibilidad, la resistencia al esfuerzo cortante, la permeabilidad, entre otras, son propiedades que dependen en gran medida de la estructura del suelo. Es por lo tanto, importante realizar las determinaciones de estas propiedades sobre muestras representativas del terreno y por ende, que mantengan la estructura lo menos alterada posible, precisamente a este tipo de muestras se las denomina "muestras inalteradas".

Si estas muestras son desmenuzadas, obviamente se destruye su estructura y el comportamiento que tendrán luego de este proceso será consecuentemente distinto. Sin embargo, muchas características y propiedades físicas de los suelos, como la granulometría y la plasticidad son obtenidas necesariamente de muestras alteradas o amasadas.

Las "muestras alteradas o desmenuzadas", pueden ser, luego, compactadas y es posible conseguir que el peso unitario seco, sea idéntico al que el suelo tenía en la naturaleza, pero no necesariamente su comportamiento mecánico (compresibilidad, resistencia, permeabilidad) será idéntico al del suelo inalterado, la estructura obtenida por compactación pueden ser muy diferente a la original. A este tipo de muestras reconstituidas se las llama también "muestras compactadas".

3.5.1. Estados de Consistencia de los suelos:

Después que un suelo cohesivo ha sido mezclado con agua, su consistencia puede ser variada a voluntad, aumentando o disminuyendo su contenido de humedad.

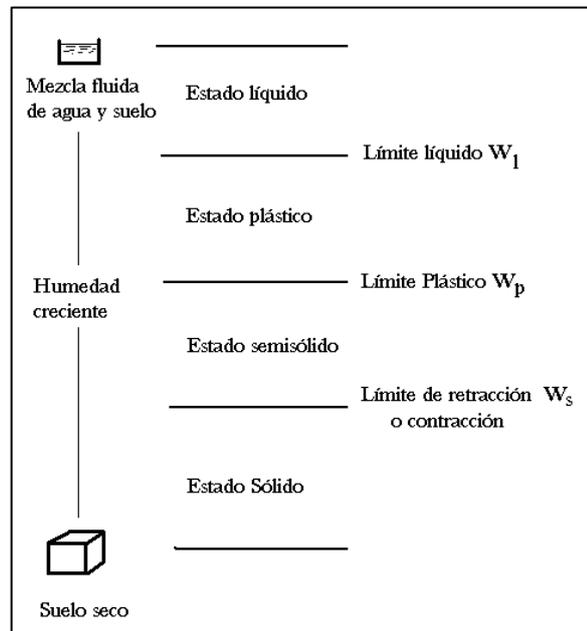


Figura 9: estados de consistencia de los suelos. Límites de Atterberg: (W_1 , W_p , W_s). Fuente: (Clasificación de Suelos, 2012)

Así, por ejemplo, la mezcla suelo-agua puede presentar propiedades que le den comportamiento correspondiente al estado sólido, semisólido, plástico y líquido en función del contenido de agua que tenga.

1. Estado líquido, con las propiedades de un fluido viscoso
2. Estado plástico, en la que el suelo es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.
3. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
4. Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con el secado.

Los límites líquidos y plástico son en la actualidad, una de las determinaciones que con más frecuencia se practican en los laboratorios de Mecánica de Suelos. Su utilidad deriva de que, gracias a la experiencia acumulada de gran cantidad de determinaciones, es suficiente ahora conocer sus valores para poder dar una idea del tipo de suelo y sus propiedades.

Son determinaciones sencillas y rápidas, que permiten una pronta identificación de los suelos y la selección adecuada de muestras típicas para ser sometidas a ensayos más precisos. Pertenecen conjuntamente con el análisis granulométrico al grupo de ensayos de identificación.

3.5.2. Límites de Consistencia o Límites de Atterberg

Para el establecimiento o determinación de las fronteras entre los distintos estados de consistencia de los suelos, no existen límites estrictos y precisos, por lo tanto se establecen en forma puramente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones, posteriormente Casagrande las refinó y les dio su forma actual.

Límite Líquido: (WL) es el contenido de humedad en % de peso de suelo seco para el cual dos secciones de una pasta de suelo, con las dimensiones indicadas en la (Fig.10) alcanzan a cerrarse sin mezclarse cuando la cazuela que los contiene es sometida al impacto de un número de golpes utilizando para ejecutarlo un aparato mecánico normalizado.

Límite Plástico: (WP) o límite inferior del estado plástico, es el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a fracturarse, cuando es amasado en pequeños cilindros ($\varnothing 3\text{mm}$), haciendo rolar la masa de suelo entre un dedo de la mano y una superficie lisa.

Índice de Plasticidad: (IP) los contenidos de humedad comprendidos entre los límites líquidos y plásticos se llaman contenidos de humedad de la Zona Plástica del suelo o entorno plástico y a la diferencia entre el límite líquido y límite plástico.

$$IP = WL - WP$$

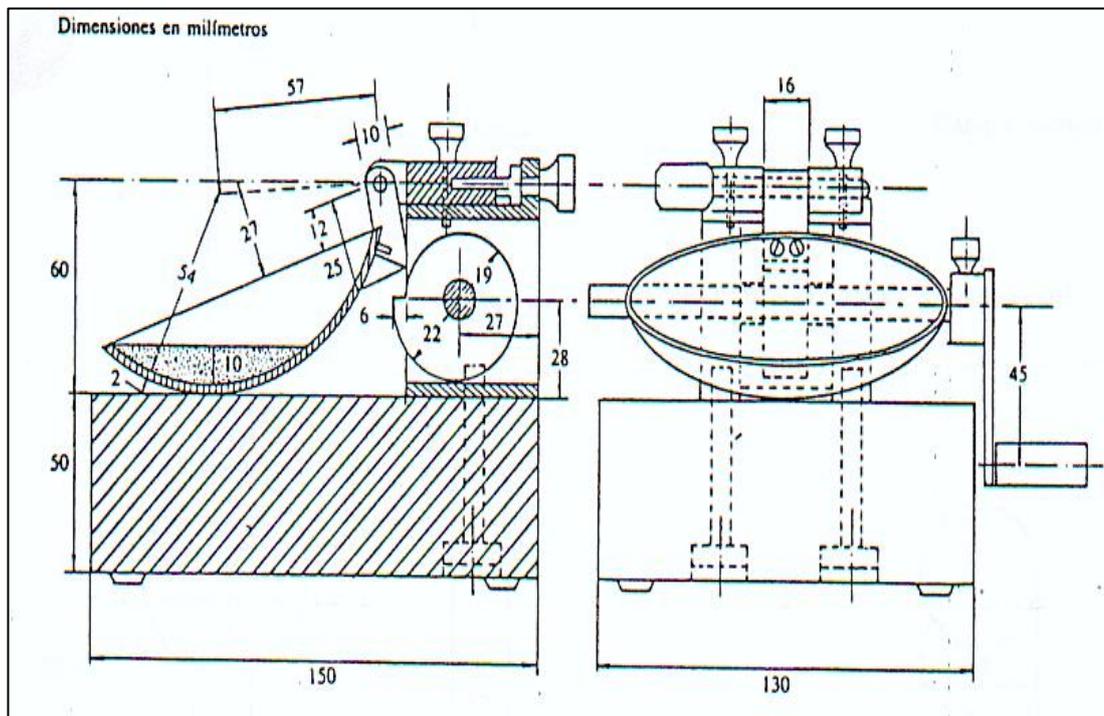


Figura 10: Tasa de Casagrande, aparato para determinar el W.L. Fuente: Trabajos Prácticos de Mecánica de Suelos- FTyCsA.

Método de Casagrande

El método más utilizado en laboratorio para determinar la consolidación es el de Casagrande, el cual consiste en colocar una mezcla homogénea de suelo con agua destilada en la tasa de Casagrande, con un acanalador se separa la muestra en dos mitades, se gira la manivela levantando y dejando caer la taza hasta que las paredes de la ranura entren en contacto en el fondo del surco. Se registrar el número de golpes requerido (N).

Expresión de resultados

- Calcular y registrar la humedad de cada prueba (w).
- Determinar el límite líquido (L.L.) del suelo utilizando la siguiente tabla y utilizando la fórmula:

$$L.L = \frac{W}{DN}$$

S	DN	S	DN	S	DN
1	1,419000	11	1,106582	21	1,022334
2	1,328691	12	1,095245	22	1,016273
3	1,275863	13	1,084817	23	1,010481
4	1,238382	14	1,075161	24	1,004936
5	1,209309	15	1,066172	25	0,999618
6	1,185554	16	1,057764	26	0,994508
7	1,654700	17	1,049865	27	0,989591
8	1,148073	18	1,042418	28	0,984853
9	1,132727	19	1,035374	29	0,980281
10	1,119000	20	1,028691	30	0,975864

Tabla N°2: Factor de corrección según el n° de golpes para Límite Líquido; S: N° de golpes y DN valor adimensional.

Expresión de resultados

El límite plástico (L.P) del suelo está dado por la siguiente formula:

$$L.P = \frac{P1 - P2}{P2 - Pt} \times 100$$

Dónde:

L.P= límite plástico

P1= peso del pesa filtro más el suelo húmedo.

P2= peso del pesa filtro más el suelo seco.

Pt= peso del pesa filtro vacío.

El índice plástico (I.P) del suelo está dado por la siguiente fórmula:

$$I.P = L.L - L.P$$

Donde:

I.P. = índice de plasticidad del suelo, %

L.L. = límite líquido del suelo, %.

L.P. = límite plástico del suelo, %.

Cuando no pueda determinarse uno de los dos límites (L.L. ó L.P) o la diferencia es negativo, informar el índice de plasticidad como N.P. (no plástico).

3.6. Granulometría de los suelos

Se denomina *granulometría*, a la medición y graduación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica.

Actualmente de acuerdo con los conocimientos modernos, las propiedades mecánicas de los suelos solo depende hasta cierto punto de la distribución granulométrica que presente pero muchas veces, sobre todo en suelos finos, hay otros factores que resultan más determinantes en el comportamiento de las partículas, que su tamaño. Los suelos gruesos con una amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación que los suelos muy uniformes (mal graduados). Con el vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad.

ESCALA GRANULOMÉTRICA	
Partícula	Tamaño
Arcillas	< 0,002 mm
Limos	0,002-0,06 mm
Arenas	0,06-2 mm
Gravas	2-60 mm
Cantos rodados	60-250 mm
Bloques	>250 m

Tabla 3: Escala Granulométrica.

Tamizado: el propósito del análisis granulométrico es determinar la distribución de los distintos tamaños, en su porcentaje de peso respecto al total. El método más directo para separar un suelo granular en fracciones de distinto tamaño consiste en el uso de tamices. Las partículas de menor tamaño pasan por los poros del tamiz atravesándolo y las de mayor tamaño quedan retenidas por el mismo.

La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, de una serie standard. Los retenidos en cada malla se pesan, y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en las mallas de mayor tamaño; el complemento al 100% es el porcentaje de suelo que es el diámetro menor que el tamaño representado por la malla en cuestión.

Los tamices generalmente empleados son los que corresponden a las Normas A.S.T.M. (American Society for Testing Materials). El número del tamiz indica el número de mallas por pulgada lineal, la abertura llega a ser tan fina que a pesar de ser muy finos los hilos de cobre que la forman, la sección en los tamices N° 100 y N° 200 obliga a recurrir al lavado con agua para asegurar el paso del suelo a través de ellas. Para separar las arenas se utilizan los tamices N°4, N°10, N°20, N°40 y N°200. El tamiz N° 4 y N° 10 retiene arenas gruesas el N°20 y N°40 retiene arenas medias y el tamiz N°200 retiene arenas finas.

Tamiz (ASTM)	Tamiz (Nch) (mm.)	Abertura real (mm.)	Tipo de suelo
3 "	80	76,12	GRAVA
2 "	50	50,80	
1 1/2 "	40	38,10	
1 "	25	25,40	
3/4 "	20	19,05	
3/8 "	10	9,52	ARENA GRUESA
N° 4	5	4,76	
N° 10	2	2,00	ARENA MEDIA
N° 20	0,90	0,84	
N° 40	0,50	0,42	ARENA FINA
N° 60	0,30	0,25	
N° 140	0,10	0,105	
N° 200	0,08	0,074	

Tabla 4: Tabla de numeración y abertura de tamices.

Fuente: Trabajos Prácticos de Mecánica de Suelos- FTyCsA.

La menor dimensión de las mallas (0,074 mm) corresponde a las arenas muy finas, de modo que éste método de análisis granulométrico no es apto para limos y arcillas; para el estudio de estas partículas más finas, se separa el suelo en dos partes por lavado sobre el tamiz N°200. La parte retenida es sometida a tamizado, y la más fina es analizada por vía húmeda mediante métodos basados en la sedimentación (Fig.13).

El juego de tamices que permiten un espaciamiento uniforme en la curva granulométrica es el siguiente:



Figura 12: Juego de tamices de mayor a menor diámetro (izquierda), se separan fracciones de grava, arena y arcilla que constituyen una porción de suelo (derecha). Fuente: <http://www.fullquimica.com/2011/08/tamizado.html>

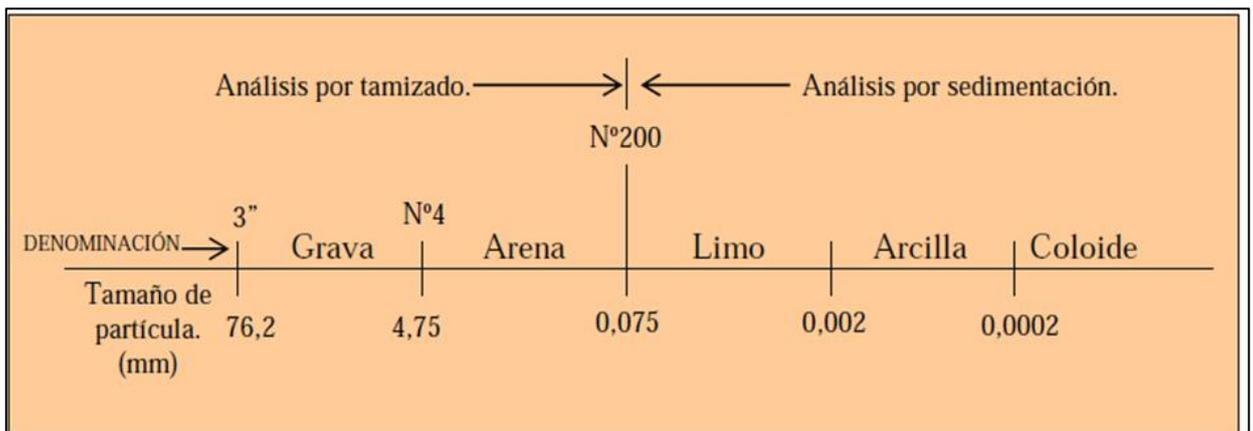


Figura 13: se muestra la relación entre el método por tamizado para las partículas de tamaño mayor a 0,075mm y el método por sedimentación para las partículas de tamaño menor a los 0,075mm. Fuente: <https://es.scribd.com/document/335235113/Practica-N-2-Analisis-Granulometrico-por-Tamizado-pdf>

Curva Granulométrica: la curva representativa de la granulometría suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaño de partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentajes en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, en aquella se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, si se usa una escala práctica.

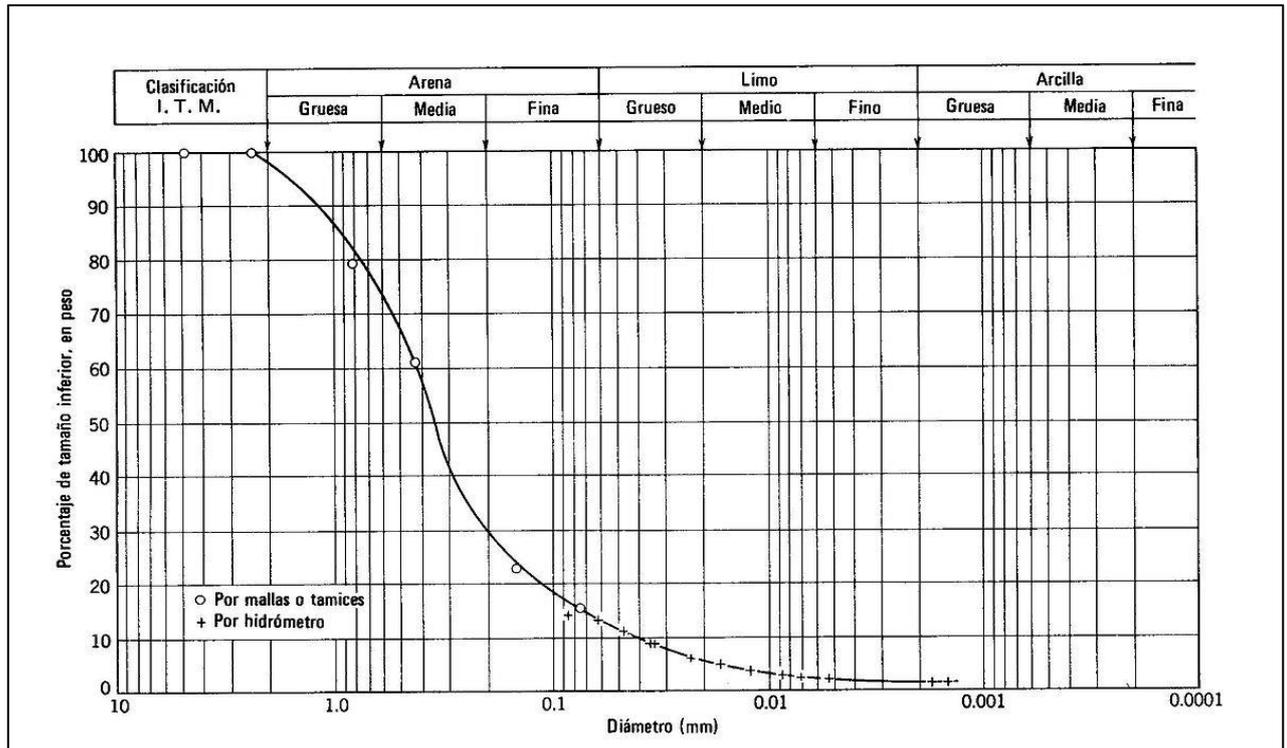


Figura 14: Curva granulométrica en escala logarítmica, para un suelo bien graduado. Fuente: Trabajos Prácticos de Mecánica de Suelos- FTyCsA.

La forma de la curva da una idea de la distribución granulométrica del suelo: un suelo constituido por un solo tamaño estará representado por una línea vertical (el 100% de sus partículas, en peso, corresponde a un solo tamaño). Una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños (suelo bien graduado).

Como una medida simple de una Uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el *Coefficiente de Uniformidad*, en donde D_{60} , tamaño tal que el 60% en peso del suelo sea igual o menor; y D_{10} , llamado diámetro efectivo es el tamaño tal que el 10% en peso del suelo sea igual o menor.

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

El coeficiente de uniformidad decrece cuando la uniformidad aumenta.

Los suelos con $Cu < 3$ se consideran muy uniformes. Como un dato complementario para definir la uniformidad, se define el Coeficiente de Curvatura, con la expresión:

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados. Y se definen D_{30} , D_{60} y D_{10} leyendo el diámetro de las aberturas, a partir de la curva granulométrica.

La forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico de un suelo y reducir el riesgo de errores en la interpretación de los datos obtenidos en las perforaciones.



Cálculos:

Los pesos se obtienen de restar el peso total de la muestra menos el retenido en el tamiz de mayor abertura así se obtiene el material liberado por ese tamiz, se sigue de esta forma por restas sucesivas hasta el tamiz N°4.

Los porcentajes pasantes se calculan dividiendo cada uno de los pesos librados en el peso total por 100, luego se calcula para los tamices siguientes a partir del porcentaje librado en éste y por regla de tres simple de acuerdo al peso de material utilizado para esta operación.

Representación Gráfica:

La representación gráfica de los resultados se hace en planillas de escala logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica), indican las abscisas el logaritmo de las aberturas de los tamices y en ordenadas están representados los porcentajes librados por cada tamiz en escala aritmética. Se une con un trazo continuo los puntos de intersección y se obtiene la curva granulométrica del material estudiado.

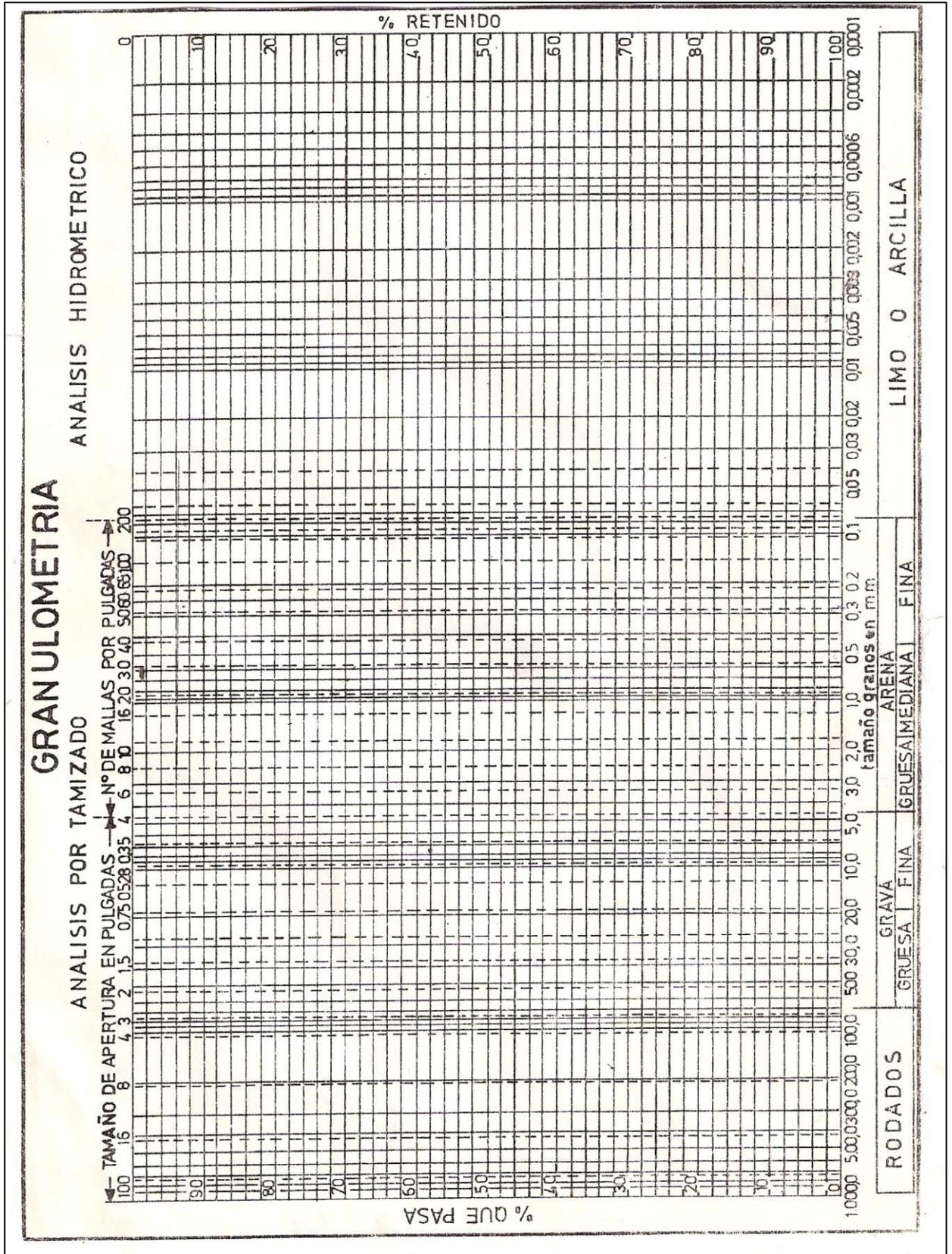


Figura 15: Representación gráfica de los resultados obtenidos de un ensayo granulométrico, en planillas logarítmicas.

3.7. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System- USCS)

Es un sistema de clasificación de suelos usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. El sistema, originalmente desarrollado para uso en la construcción de aeropistas, fue divulgado por Casagrande en 1948. Había estado ya en uso desde 1942, pero fue ligeramente modificado en 1952 para hacerlo aplicable a presas y a otras construcciones.

El símbolo que clasifica el suelo está formado por dos letras mayúsculas, la primera indica el tipo de suelo y la segunda una propiedad cuyo significado se especifica en la siguiente tabla. Para clasificar el suelo hay que realizar previamente una granulometría del suelo mediante tamizado u otros.

PRIMERA Y/ O SEGUNDA LETRA		SEGUNDA LETRA	
Símbolo	Definición	Letra	Definición
G	grava	P	pobrementemente graduado (tamaño de partícula uniforme)
S	arena	W	bien graduado (tamaños de partícula diversos)
M	limo	H	alta plasticidad
C	arcilla	L	baja plasticidad
O	orgánico		

TABLA DE CLASIFICACIÓN

DIVISIONES MAYORES			Símbolo del grupo	Nombre del grupo
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz- T/200 (0.075 mm)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz nº4 (4.75 mm)	grava limpia menos del 5% pasa el tamiz nº200	GW	grava bien graduada, grava fina a gruesa
			GP	grava pobrementemente graduada
	grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200		GM	grava limosa
			GC	grava arcillosa

	Arena ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz n°4	Arena limpia	SW	Arena bien graduada, arena fina a gruesa.	
			SP	Arena pobremente graduada	
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200		SM	Arena limosa
				SC	Arena arcillosa
Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz-T/200	Limos y arcillas límite líquido < 50	inorgánico	ML	limo	
			CL	arcilla	
		orgánico	OL	Limo orgánico, arcilla orgánica	
	Limos y arcillas límite líquido ≥ 50	inorgánico	MH	limo de alta plasticidad, limo elástico	
			CH	Arcilla de alta plasticidad	
		orgánico	OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico	
Suelos altamente orgánicos			Pt	turba	

Tabla 5: Sistema de Clasificación de Suelos. Fuente:

https://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos

Suelos Gruesos

- Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genético **G**
- Arenas y suelos arenosos. Símbolo genético **S**

Las gravas y las arenas se separan con el tamiz N°4, de manera que un suelo pertenece al grupo genético G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en el tamiz N° 200) no pasa el tamiz N° 4, y es del grupo genético S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo *W*, en combinación con los símbolos genéticos, se obtienen los grupos *GW* y *SW*.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo *P* en combinación con los símbolos genéticos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo *M*, en combinación con los símbolos genéticos, da lugar a los grupos *GM* y *SM*.

4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C, en combinación con los símbolos genéticos, da lugar a los grupos GC y SC.

Grupos GW y SW: estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. La graduación se juzga en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura; para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras que el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6 en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos GP y SP: estos suelos son mal graduados, es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio debe satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente al contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación para su consideración como bien graduados. Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes de médanos y playas y, las mezclas de grava y arenas finas provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

Grupos GM y SM: en estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa, en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores de 12% en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media", es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N° 40 abajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC: como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12% en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad, es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla N° 40 sobre la línea A, además de que el Índice plástico sea mayor que 7.

Casos de frontera: a los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo **GP-GC** indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Suelos Finos

- Limos inorgánicos, de Símbolo Genético **M**
- Arcilla inorgánica, de Símbolo Genético **C**
- Limos y arcillas orgánicas, de Símbolo Genético **O**

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdivide, según su límite líquido en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genético la letra L, obteniéndose por ésta combinación los grupos *ML*, *CL* y *OL*. Los suelos finos con límite líquido mayor a 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genético la letra H, teniéndose así los grupos *MH*, *CH* y *OH*. Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, esta propiedad del suelo, como ya se ha dicho, se expresa en función de dos parámetros (W_L e I_p) mientras que este caso solo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es mayor a mayor límite líquido.

Grupos *CL* y *CH*: en estos dos grupos se ubican las arcillas inorgánicas. El grupo *CL* comprende a la zona por encima de la línea A, definida por $W_L < 50\%$ e $I_p > 7\%$. El grupo *CH* corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $W_L > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita, con límites líquidos de hasta 500%, se encuentran en el grupo *CH*.

Grupos *ML* y *MH*: el grupo *ML* corresponde a la zona bajo la línea A, definida por $W_L < 50\%$ y la porción sobre la línea A con $I_p < 4$. El grupo *MH* corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $W_L > 50\%$. En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $W_L < 30\%$, se localizan en el grupo *ML*. Los depósitos eólicos, del tipo loees, con $25\% < W_L < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo. Casos fronteras: en algunas ocasiones estas arcillas caen en casos frontera *ML-CL* y *MH-CH*, dada su proximidad con dicha línea. Los suelos finos que caen sobre la línea A y con $4\% < I_p < 7\%$ se consideran como casos de frontera, asignándoles símbolo doble *CL- ML*.

3.7.1. Carta de Plasticidad

La carta de plasticidad usada en la Clasificación Unificada de suelos deriva de lo descrito en la Clasificación efectuada para Aeropuertos por el Dr. Casagrande.

En esta carta se observa el comportamiento de los suelos finos de acuerdo a sus propiedades plásticas W_L e I_p .

Los suelos de comportamientos arcillosos se agrupan en una zona de la carta definida. Los limos menos plásticos (I_p más bajo para igual W_L) se sitúan en otra zona por debajo de las arcillas pero siempre dentro de un entorno perfectamente delimitado. Estos dos sectores fueron definidos por medio de un grupo importante de suelos a los que se les efectuaron ensayos de granulometría y de identificación de campo para determinar su comportamiento e identificar el suelo por su comportamiento como limo o arcilla y ensayos de laboratorio de W_L e I_p para colocarlo en la carta. Con estos ensayos se obtuvo una línea divisoria de estas dos zonas que tiene una ecuación $I_p = 0.73 (W_L - 20)$ comúnmente llamada línea A. Durante el proceso de identificación de los suelos se observó, si los suelos tenían alta, media o baja compresibilidad, pudiendo observarse que los suelos de alta compresibilidad tienen un W_L superior a 50 y los de baja o media compresibilidad el W_L es inferior a ésta línea que pasa por $W_L = 50$, se llama línea B.

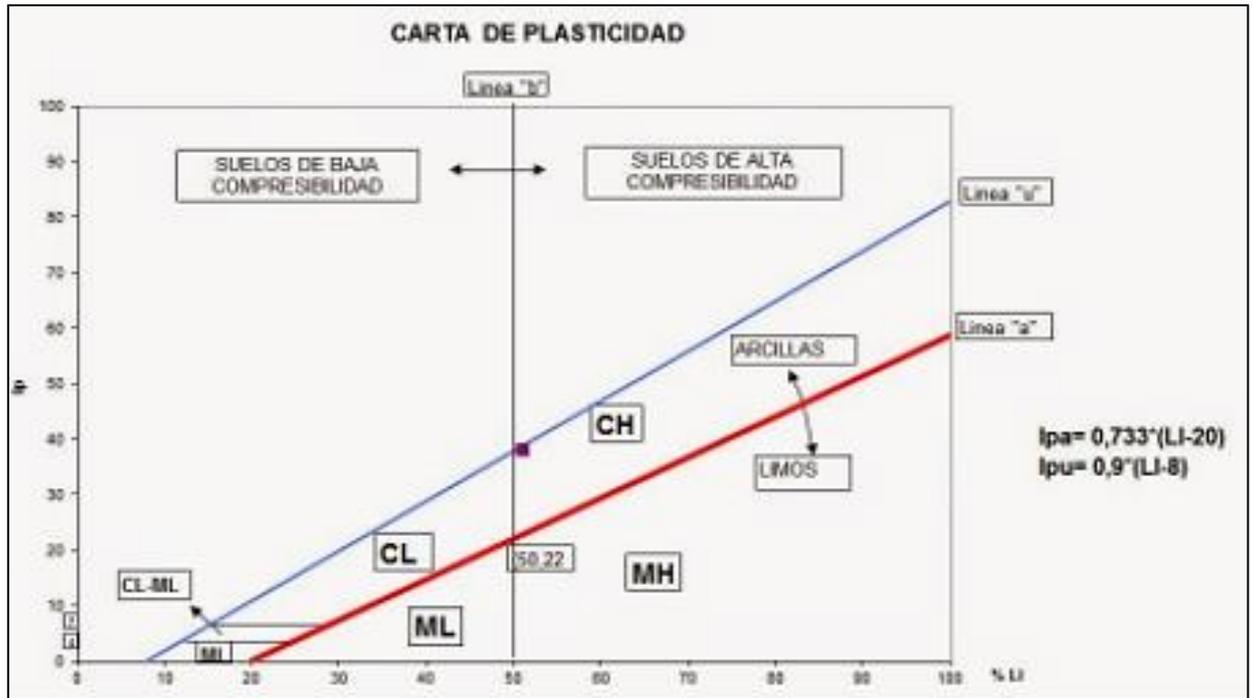


Figura 16: línea divisoria A entre limos y arcillas y línea B entre suelos de baja compresibilidad y suelos de alta compresibilidad.

Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.) INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN							
DIVISIÓN MAYOR			NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 @ Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 @	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	GRAVAS LIMPAS Paso o malla de partículas finas	GW	Gravas bien graduadas, mezcla de grava y arena con poco material de finos	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_u : mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA C_c : entre 1 y 3. $C_u = D_{60} / D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$		
		GRAVAS CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	GP	Gravas mal graduadas, mezcla de grava y arena con poco o nada de finos		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW.	
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE 15 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	ARENAS LIMPAS Paso o malla de partículas finas	* GM	Gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Ariba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de
			ARENAS CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	GC	Gravas arcillosas, mezcla de grava, arena y arcilla	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	frontes que requieren el uso de símbolos dobles.
	ARENAS LIMPAS Paso o malla de partículas finas	ARENAS BIEN GRADUADAS, arena con grava, con poco o nada de finos	SW	Arenas bien graduadas, arena con grava, con poco o nada de finos	$C_u = D_{60} / D_{10}$ mayor de 6 ; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$ entre 1 y 3.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
		ARENAS MAL GRADUADAS, arena con grava, con poco o nada de finos	SP	Arenas mal graduadas, arena con grava, con poco o nada de finos			
	ARENAS CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	ARENAS LIMPAS, mezcla de arena y limo.	* SM	Arenas limosas, mezcla de arena y limo.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Ariba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de	
		ARENAS ARCILLOSAS, mezcla de arena y arcilla	SC	Arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	frontes que requieren el uso de símbolos dobles.	
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 @ Las partículas de 0.075 mm de diámetro (la malla No. 200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G - Grava, S - Arena, O - Suelo Orgánico, P - Turba, M - Limo C - Arcilla, W - Bien Gradada, P - Mal Gradada, L - Baja Compresibilidad, H - Alta Compresibilidad	CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.) 	
			CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.			
OL		Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.					
LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diafánicos, más elásticos.				
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas finas.				
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.				
		P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.				

** CLASIFICACIÓN DE FRONTERA - LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERÍSTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN CON LA COMBINACIÓN DE LOS DOS SÍMBOLOS, POR EJEMPLO GW-GC, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS CON CEMENTANTE ARCILLOSO.

@ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD.

* LA DIVISIÓN DE LOS GRUPOS GM Y SM EN SUBDIVISIONES d Y u SON PARA CAMINOS Y AEROPUERTOS ÚNICAMENTE. LA SUB-DIVISIÓN ESTA BASADA EN LOS LÍMITES DE ATTERBERG EL SUFJO d SE USA CUANDO EL L.L. ES DE 28 O MENOS Y EL I.P. ES DE 6 O MENOS. EL SUFJO u ES USADO CUANDO EL L.L. ES MAYOR QUE 28.

Figura 17: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Fuente: Trabajos Prácticos de Mecánica de Suelos- FTyCsA.

3.8. CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES

3.8.1. Cimentaciones Superficiales

Se llama capacidad de soporte en una fundación a su aptitud para transmitir cargas al subsuelo sin que se produzcan desplazamientos perjudiciales para la fundación misma o para la estructura que soporta. Los desplazamientos o deformaciones estarán condicionados por el suelo mismo o por la estructura. En el caso de suelos duros, la resistencia máxima se puede superar con asentamientos relativamente pequeños. En este caso lo determinante para fijar la capacidad soporte es la tensión límite a la cual se produce la rotura del suelo de apoyo. En suelos blandos, sin llegarse a la rotura del terreno se pueden producir deformaciones suficientemente grandes para que la estructura no las admita. En este caso, si se fijan las tensiones admisibles en función de la capacidad del suelo a rotura, las deformaciones no resultan admisibles, por lo que el criterio para determinar la capacidad soportes se basara en los asentamientos.

Se entiende por cimentaciones superficiales, las zapatas o plateas que transmiten las cargas de la estructura al terreno a través de superficies de apoyo de dimensiones del mismo orden de magnitud que su profundidad. No hay límites definidos para esta profundidad, pero en general el nivel de apoyo suele ser reducido (menor de 3 m en general) para zapatas, aunque alcance valores elevados en algunos casos de plateas (edificios con varios subsuelos). Por ello el concepto de superficial se refiere más a su extensión en planta que a la cota de apoyo o de fundación, al contrario de lo que ocurre en el caso de pozos, pilares o pilotes, que reciben el nombre de cimentaciones semi profundas o profundas.

Para estar correctamente diseñada una fundación debe transmitir al terreno las cargas de la construcción con deformaciones (asientos) tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura o hundimiento.

Parámetros de cálculo.

Para el análisis de una cimentación se debe partir de un estudio geotécnico que defina lo siguiente:

- Naturaleza y estratigrafía del terreno
- Propiedades de cada capa existente en la zona de influencia de las cimentaciones
- La presencia de agua freática

En lo que se refiere a las propiedades de los terrenos se debe conocer los parámetros siguientes:

- Peso unitario (seco y saturado) y
- Humedad Natural (w%)
- Determinación de la cohesión (c') y ángulo de fricción interna (ϕ)

En suelos arenosos (no cohesivos):

- Peso unitario γ
- Grado de compactación y/o ángulo de fricción interna (generalmente deducido de correlaciones in situ con el ensayo S.P.T.)

Las diferentes tipologías de cimentaciones superficiales son:

Zapata aislada

Se suele utilizar para cimentar cargas aisladas o por ejemplo, los pilares de estructuras porticadas. Su forma en planta puede ser cuadrada, cuando se le transmite una carga con excentricidad nula o en dirección arbitraria, o rectangular si se conoce la dirección de la excentricidad, ya que entonces al momento de dirección conocida que provoca la excentricidad se le opone la máxima inercia de la zapata.

Las dimensiones en planta pueden ser desde 0.5 o 1 metros que aparecen en las cimentaciones de viviendas unifamiliares a 10 metros o más que pueden aparecer en puentes.

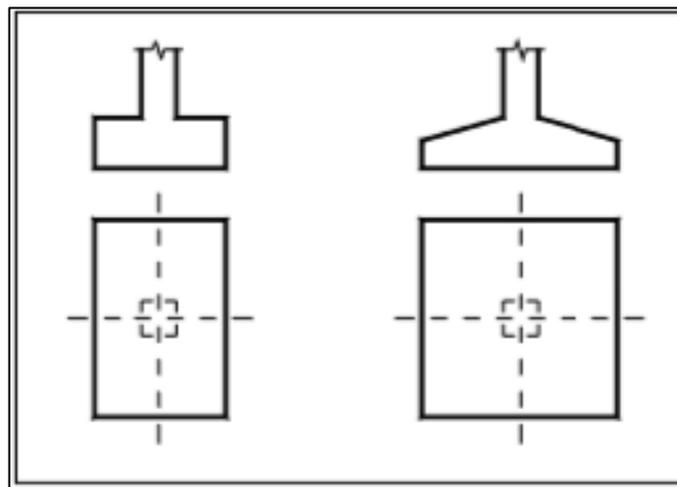


Figura 18: Zapata Aislada. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

Cimentaciones continuas o zapatas corridas

Se utilizan normalmente para cimentar muros, paredes portantes o de carga, y para hileras de pilares situados tan cerca unos de otros que las zapatas de cada pilar se solapan con las de los pilares adyacentes (Fig. 19).

También se utilizan en el caso en que la distancia entre zapatas adyacentes es menor que las dimensiones de dichas zapatas, ya que en este caso resulta más económico excavar y hormigonar una sola zanja continua que trabajar en un gran número de excavaciones individuales. En los últimos supuestos en que se utiliza una cimentación corrida para recoger hileras de pilares, a la estructura de cimentación también se le denomina viga flotante, y permite distribuir más las acciones transmitidas al terreno y homogeneizar asientos.

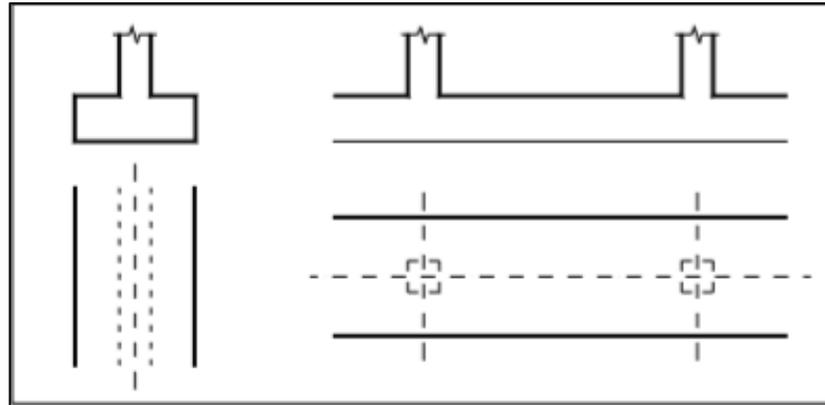


Figura 19: Cimentaciones continuas o zapatas corridas. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

Losa de cimentación

Se emplea en suelos de capacidad de carga relativamente baja, o para aquellas edificaciones en que los pilares estructurales u otras zonas cargadas están tan próximas en ambas direcciones, que las zapatas individuales de cimentación llegarían casi a solaparse. Las losas de cimentación son útiles para reducir los asentamientos diferenciales en suelos muy heterogéneos, o donde exista una variación entre cargas aplicada en los pilares muy acusada.

En cuanto a la sección de las vigas flotantes y las losas se puede diseñar con aligeramiento entre zonas que reciben las cargas, pero al igual que con las zapatas aisladas, el ahorro en material que supone esto no compensa al de mano de obra. A las losas aligeradas se les denomina losas nervadas.

3.9. Teorías de la Capacidad de Carga

Las teorías de la capacidad de carga se han desarrollado buscando la forma en que se produce la falla o rotura del suelo de apoyo, y calculando teóricamente las fuerzas resistentes que se han generado tratando de equilibrar a las fuerzas actuantes a través de la cimentación. El valor de equilibrio nos da precisamente el valor de la carga "última" que el suelo puede soportar. A ese valor se le ha de aplicar los coeficientes de seguridad que pongan la estructura a cubierto de variaciones o diferencias entre las acciones reales y las supuestas.

Por lo tanto la primera hipótesis a estudiar es relativa a la forma de producirse la rotura.

Falla o hundimiento de la cimentación: la falla o hundimiento de la fundación supone asentamientos importantes, generalmente acompañados de giros o incluso el vuelco de la estructura sustentada.

Según la estructura y el tipo de terreno el hundimiento puede producirse según tres formas diferentes:

- a) **Por rotura general:** se produce una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma, a una cierta distancia. Aunque la teoría indica una rotura simétrica, pequeños desequilibrios o irregularidades hacen que el fallo se manifieste de modo asimétrico con giros más o menos importantes según las posibilidades de rotación de la superestructura. Esta forma de rotura es típica de las arenas compactas y de las arcillas blandas a medias en condiciones de carga rápida, sin drenaje.

Características de este mecanismo:

- Superficies de deslizamiento bien definidas que afloran en la superficie del terreno
- Levantamientos del terreno a ambos lados. Aunque la teoría indica una rotura simétrica, pequeñas irregularidades hacen que sea asimétrica con giros más o menos importantes
- La rotura puede ser repentina y catastrófica y se identifican de modo más o menos claro en el terreno, las zonas que se muestran en la siguiente figura.

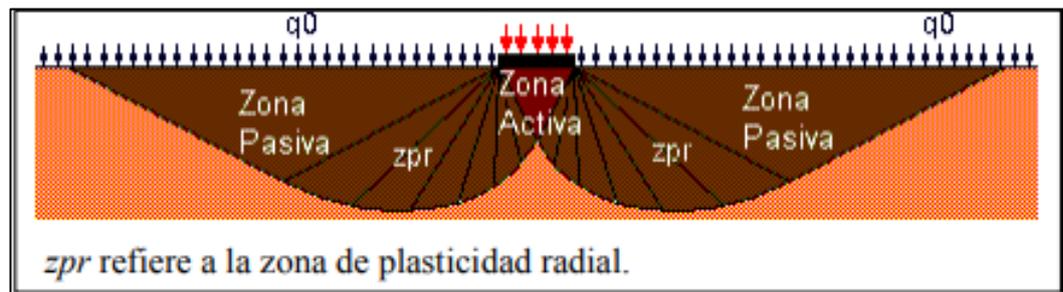


Figura 20: Mecanismo de Rotura General. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

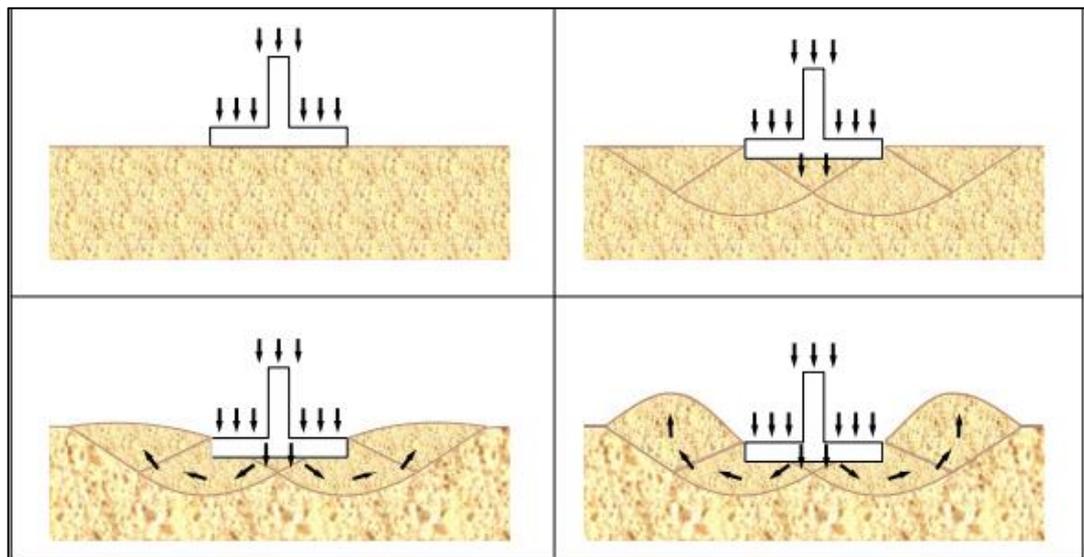


Figura 21: Se muestra una secuencia de Mecanismo de Rotura General en el terreno. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

Suelos típicos: Este tipo de mecanismos suele producirse en suelos homogéneos de baja o media compresibilidad: arenas densas o muy densas y arcillas saturadas, en condición de carga a corto plazo (sin drenaje).

b) **Por punzonamiento:** en este caso la cimentación se hunde cortando el terreno en su periferia, con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente. Se da en materiales muy compresibles y poco resistentes o en zapatas sobre capas delgadas en estratos blandos.

Si el suelo es muy compresible, las deformaciones verticales de la cimentación pueden producirse por la disminución del volumen del suelo debajo de la cimentación. Este mecanismo de rotura es muy habitual en cimentaciones profundas.

Características de este mecanismo:

- Superficies de deslizamiento bien definidas solamente debajo de la cimentación.
- Se producen grandes desplazamientos verticales debido a la compresibilidad del suelo.
- La rotura puede no ser catastrófica. No se producen levantamientos laterales del terreno ni giros destacables.

Suelos típicos: Suelos de alta compresibilidad: arenas muy sueltas, arcillas plásticas parcialmente saturadas, arcillas normalmente consolidadas en condición de drenaje

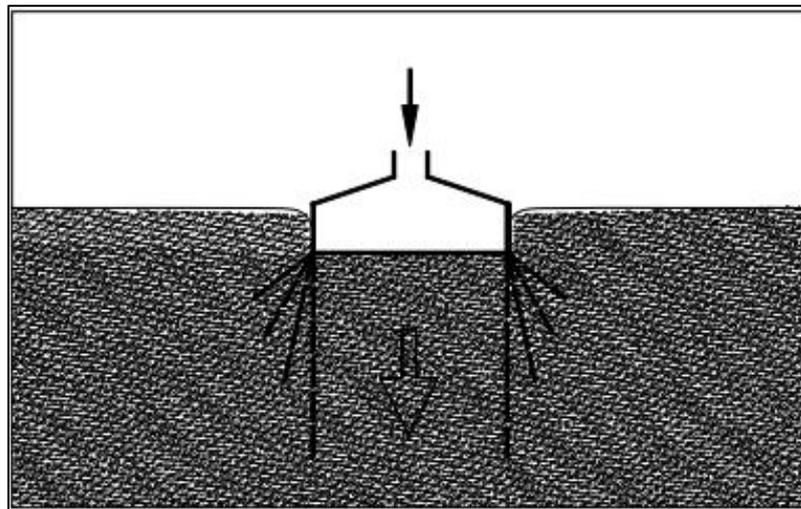


Figura 22: Mecanismo de Rotura por Punzonamiento. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

c) **Por rotura local:** es una situación intermedia en la que el terreno se plastifica en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin que lleguen a formarse superficies continuas de rotura hasta la superficie. Es típica de algunas arcillas y limos blandos y de arenas medias a flojas.

Características de este mecanismo:

- Superficies de deslizamiento bien definidas solamente debajo de la cimentación.

- Se requieren grandes deformaciones verticales para que la superficie de rotura aparezcan en la superficie del terreno.
- A ambos lados de la cimentación, los levantamientos son escasos. No se tiende a producir ningún giro en la cimentación y la rotura no suele ser catastrófica.

Suelos típicos: Suelos de compresibilidad moderada: arenas medianamente densas. En la siguiente figura se muestra en dos etapas el mecanismo de rotura local.

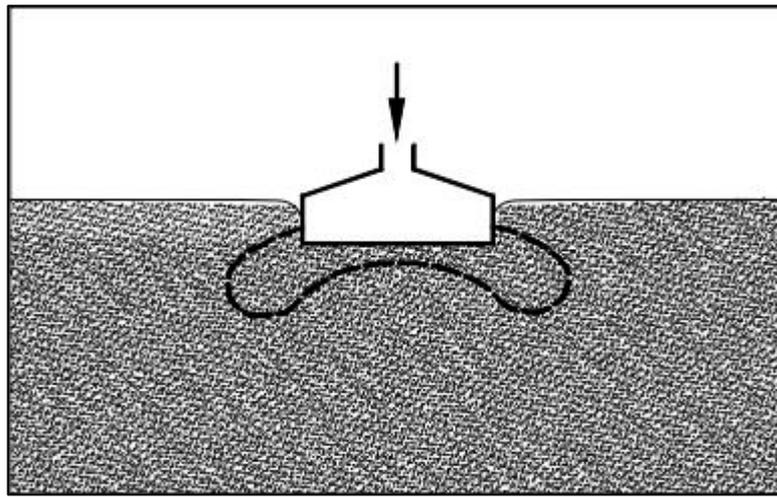


Figura 23: Mecanismo de Rotura Local. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

3.9.1. Presiones Admisibles o de trabajo del terreno

La presión admisible o de trabajo (σ_{adm}) es la máxima tensión que se puede transmitir al terreno sin que la estructura sustentada sufra daños, es aquella que se aleja de la presión de hundimiento en base a un factor de seguridad mínimo ($\sigma_{adm} = q_c / FS$), y al mismo tiempo da lugar a un asiento admisible.

La metodología de cálculo sigue los siguientes pasos:

1. Estimar una presión admisible. Esto se puede hacer basándose en la experiencia del proyectista o utilizando tablas que recogen presiones admisibles en función del tipo de terreno como la de la Tabla... procedente de la normativa DIN 1054.
2. Calcular la distribución de presiones bajo la cimentación. Para ello se puede suponer una distribución lineal obtenida por equilibrio. Esta distribución se puede determinar en función de las dimensiones de la de zapata o mediante un pre dimensionado.
3. Igualar la presión máxima transmitida al terreno a la presión de trabajo admisible y así obtener las dimensiones de la cimentación. Si se ha realizado el paso anterior mediante un pre dimensionado se compara el valor de la presión transmitida con el de la admisible entrando en un proceso iterativo hasta ajustar ambos valores.

En la figura 24 se puede ver la representación de tensiones bajo una zapata que está sometida a un esfuerzo axial V y un momento M . En este caso se ha supuesto una ley lineal que es lo que se hace habitualmente para simplificar los cálculos y podemos observar que σ_1 es la máxima tensión (σ máx.) transmitida al terreno y σ_2 es la tensión mínima (σ mín.).

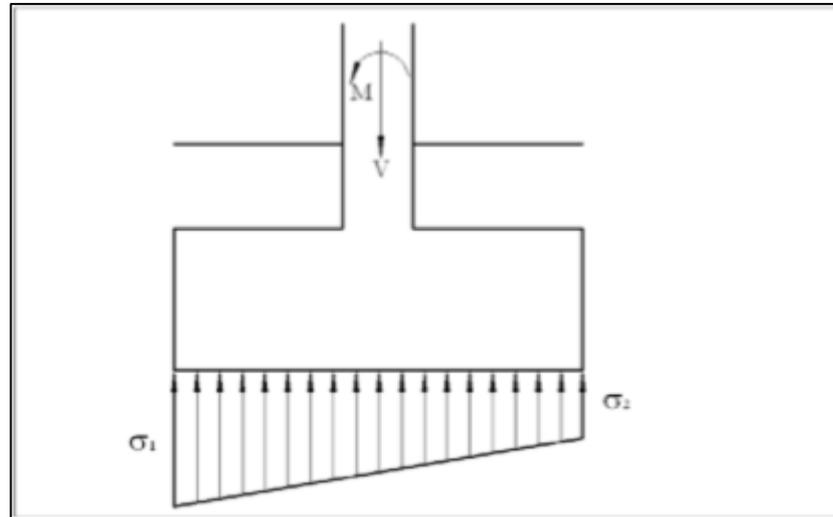


Figura 24: Distribución de tensiones bajo una zapata aislada. Fuente: (INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales, 2011)

PRESIONES ADMISIBLES (kp/cm ²) SEGUN LA DIN 1054*										
I. Suelos no cohesionados - Estructuras sensibles a los asentamientos										
Profundidad de cimentación (m)	Zapatas corridas de ancho B =									
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m	2,5 m	3 m				
0,5	2	3	3,3	2,8	2,5	2,2				
1,0	2,7	3,7	3,6	3,1	2,7	2,4				
1,5	3,4	4,4	3,9	3,4	2,9	2,6				
2,0	4	5	4,2	3,6	3,1	2,8				
II. Suelos no cohesionados - Estructuras poco sensibles a los asentamientos										
0,5	2	3	4	5	—	—				
1,0	2,7	3,7	4,7	5,7	—	—				
1,5	3,4	4,4	5,4	6,4	—	—				
2,0	4	5	6	7	—	—				
III. Suelos cohesionados - Zapatas corridas de 0,5 a 2 m de ancho										
Profundidad de cimentación (m)	Limo de consistencia rígida a dura	Mezclas de arcilla con arena y/o grava, con consistencia			Limo arcilloso de consistencia			Arcilla de consistencia		
		Rígida	Semidura	Dura	Rígida	Semidura	Dura	Rígida	Semidura	Dura
0,5	1,3	1,5	2,2	3,3	1,2	1,7	2,8	0,9	1,4	2
1,0	1,8	1,8	2,8	3,8	1,4	2,1	3,2	1,1	1,8	2,4
1,5	2,2	2,2	3,3	4,4	1,6	2,5	3,6	1,3	2,1	2,7
2,0	2,5	2,5	3,7	5,0	1,8	2,8	4,0	1,5	2,3	3
Asiento esperable	2 cm	3 cm			4 cm			4 cm		

* Terreno homogéneo, carga vertical estática y nivel freático a una profundidad B (suelos granulares) o 2B (suelos cohesionados).

Tabla 6: Presiones Admisibles según la DIN 1054. Fuente: (Eulalio Juárez Badillo, 1996)

3.10. TEORÍA DE TERZAGHI- Fórmula general de Capacidad de Carga

La teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica del Medio Continuo. Puede considerarse que Terzaghi al ampliar el planteamiento de Prandtl, y proponer un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo, se convierte en un iniciador de la adaptación y aplicación de teorías de la Mecánica del Medio Continuo a problemas que puede decirse que corresponden actualmente al campo de la Mecánica de Suelos.

En lo que sigue se presenta en la forma original utilizada por el propio Terzaghi. La Teoría cubre el caso más general de suelos con "cohesión y fricción" y su impacto en la Mecánica de Suelos ha sido de tal trascendencia que aún hoy, es la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos.

La expresión *cimiento poco profundo* se aplica a aquel en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante, D_f). En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo.

El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma \cdot D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo.

Dentro de su enfoque de Diseño Racional, Karl Terzaghi (1943) en "Theoretical Soil Mechanics" extendió el análisis de Prandtl-Reissner de equilibrio límite plástico en deformación plana, de un objeto duro penetrando un material más blando; para desarrollar la primera ecuación racional de capacidad portante (de carga) para zapatas continuas (o corridas) embebidas en los suelos. Terzaghi asumió que el suelo era un material plástico rígido, semi-infinito, isótropo y homogéneo, sin peso, material plástico rígido; que la zapata era rígida; y que la base de la zapata era lo suficientemente rugosa para garantizar que no hubiera separación entre la zapata y el suelo subyacente. También asumió que la falla se produce en el modo general de cizalladura (o corte).

Terzaghi propuso el mecanismo de falla que aparece en la figura 25 para un cimiento poco profundo, de longitud infinita normal al plano del papel.

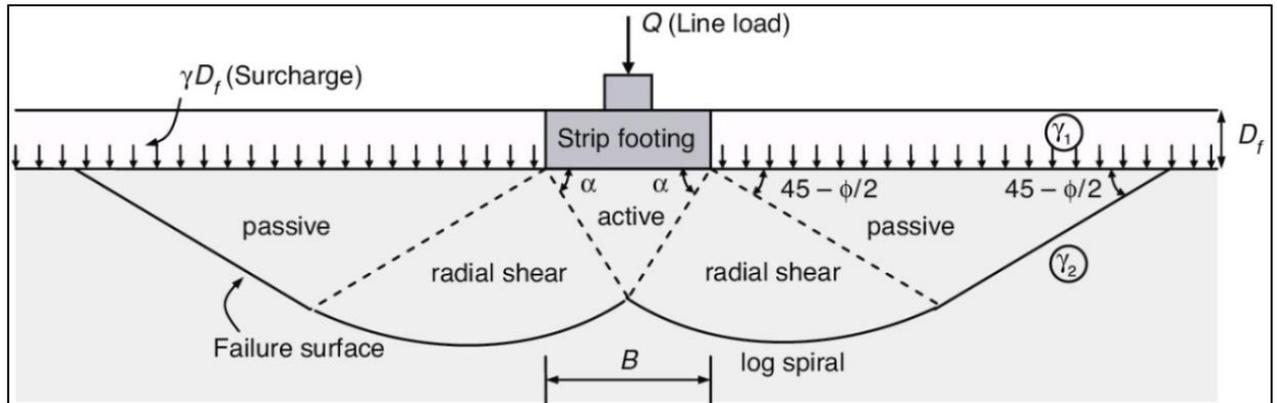


Figura 25: Superficies de falla asumidas dentro del suelo durante la falla por capacidad portante.
Fuente: <http://geotecnia-sor.blogspot.com/2012/11/historia-de-la-geotecnia-terzaghi-y-el.html>.
(Ref. Braja, D., 2011)

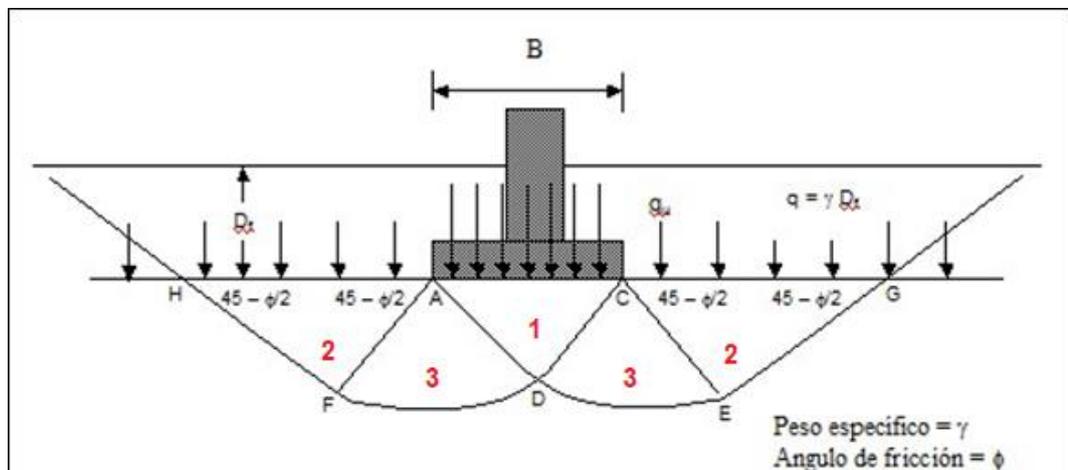


Figura 26: Modelo de Terzaghi, se pueden diferenciar tres zonas: **La zona I** es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. **La zona II** es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo ϕ , cuando la base del cimiento es rugosa, si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería $45 + \phi/2$ con la horizontal, en cualquiera de los dos casos. **La zona III** es una zona de estado plástico pasivo de Rankine. Fuente: <http://www.desdeelmurete.com/capacidad-de-carga-ultima/> (Eulalio Juárez Badillo, 1996).

La penetración del cimiento en el terreno sólo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración, éstas comprenden al efecto de la cohesión en las superficies AC (en la base de la zapata) y la resistencia pasiva del suelo desplazado, actuante en dichas superficies. Por estarse tratando un caso de falla incipiente, estos empujes formarán un ángulo ϕ con las superficies es decir, serán verticales en cada una de ellas.

El mecanismo de falla adoptado por Terzaghi supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo las cargas se amplían hasta los puntos más extremos de la superficie de falla, de tal modo que en el instante de la falla toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Sin embargo, en materiales arenosos, sueltos o arcillosos blandos en los que la deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla, Terzaghi considera que al penetrar el cimiento no logra desarrollarse el estado plástico

hasta puntos tan alejados como los E y E' (puntos de los extremos en la figura 26), sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el terreno del cimiento que para fines prácticos, equivale a la falla del mismo. Terzaghi denomina a este tipo de falla, "falla local" en lugar de "falla general".

Trabajando matemáticamente su modelo de falla, Terzaghi obtuvo como valor límite de la carga que puede transmitir el cimiento, la expresión:

$$q_c = c \cdot N_c + \gamma_l \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

q_c = carga de falla o rotura

c = cohesión

γ_l = peso unitario efectivo del suelo por encima del nivel de desplante

γ' = peso unitario efectivo del suelo por debajo del nivel de desplante

D_f = profundidad de la superficie de apoyo del cimiento o profundidad de desplante

B = ancho de la zapata corrida

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales, funciones únicamente de ϕ del suelo soporte (se muestran en la tabla 6).

Donde q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar una falla, o sea, representa la capacidad de carga última del cimiento. Se expresa en unidades de presión. N_c, N_q, N_γ son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de ϕ (ángulo de fricción interna del suelo) y se denominan "factores de capacidad de carga" debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente. N_c se relaciona con la cohesión del suelo; N_q con la sobrecarga existente al nivel de desplante y, N_γ con el peso del suelo comprendido en las zonas II y III.

Para obtener la capacidad límite soporte para una falla local, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo. En lugar de utilizar la expresión $q_c = c \cdot N_c + \gamma_l \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$, se trabaja con c y ϕ para efectos del cálculo trabajando así:

$$c' = 2/3 \cdot c \quad \text{y} \quad \text{Tg } \phi = 2/3 \text{ tg. } \phi$$

O sea que, asigna al suelo una resistencia de las dos terceras partes de la real, a este suelo equivalente, Terzaghi le aplica su teoría y la expresión sería:

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c' + \gamma_l \cdot D_f \cdot N_q' + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Todo lo anterior se refiere únicamente a cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados o circulares no existe ninguna teoría ni



aún aproximada. Las siguientes fórmulas han sido propuestas por Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental, basadas en resultados experimentales:

Zapata cuadrada: $q_c = 1.2 c. N_c + \gamma_l. D_f. N_q + 0.4 \gamma. B. N_\gamma$

Zapata circular: $q_c = 1.2 c. N_c + \gamma_l. D_f. N_q + 0.3 \gamma. B. N_\gamma$

En las ecuaciones anteriores los factores de capacidad de carga se obtienen de los mismos gráficos sean para falla "general" o "local". En la ecuación para zapata circular "D" es el diámetro de la zapata. Se debe tener en cuenta que todas las fórmulas anteriores son válidas solo para cimientos sujetos a la carga vertical y sin ninguna excentricidad.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (VESIC, 1973)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$tg \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.98	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.78	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

Tabla 7: Factores de capacidad de carga, N_c , N_q , N_γ . Fuente: (Hurtado)

3.11. TEORÍA DE BRINCH- HANSEN

El método de cálculo para obtener la presión de hundimiento de una cimentación propuesto por Brinch Hansen (1961) es una recopilación de diferentes métodos de cálculo propuestos por diferentes autores, aunque básicamente parte de la ecuación de Terzaghi, a la que le añade unos parámetros correctores de forma, profundidad e inclinación de la carga.

Partiendo de la fórmula general de Terzaghi, $q_c = c \cdot N_c + \gamma_l \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ y de los estudios de Skempton quien tuvo en cuenta además de la variación del coeficiente N_c por la forma de faja cargada o base circular o cuadrada, el efecto de profundidad del plano de apoyo de la fundación dentro del terreno consistente, lo que implica usar factores correctivos de forma y de profundidad.

Brinch Hansen demostró que la inclinación de las cargas también puede tenerse en cuenta multiplicando los términos de capacidad de carga por un "factor de inclinación". Entonces designando como s los factores de forma, como d los de profundidad, y con i los de inclinación, la fórmula original de Terzaghi puede generalizarse fácilmente multiplicando cada uno de sus términos por una serie de los factores mencionados:

$$q_c = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (a)$$

Como los factores q y c están relacionados a través de la expresión:

$$N_c = c \cdot \text{tg } \phi (N_q - 1)$$

Brinch Hansen, transforma esta expresión en otras equivalentes en las que solo aparecen N_c y N_γ ó N_q y N_γ que son:

$$q_c = (q + c \cdot \text{tg } \phi) N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma - c \cdot \text{tg } \phi \quad (b)$$

$$q_c = (c + q \cdot \text{tg } \phi) N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + \phi \quad (c)$$

La primera (a) debe considerarse poco práctica porque contiene un número innecesariamente grande de factores. De las dos restantes la (b) es evidentemente la más indicada para arenas ($c=0$), mientras que la (c) ofrece ventajas para arcillas no drenadas ($\phi=0$).

Criterio de Brinch Hansen- Base Rectangulares

$$\text{Capacidad de carga: } q_c = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg } \phi\right) \cdot q \cdot N_q + 0,5 \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

Donde:

$q = D_f \cdot \gamma_l$ (profundidad de desplante. Peso unitario por encima del nivel de desplante)

$S_q = 1 + B/L \cdot \text{tg } \phi$ (B =ancho / L = largo). Factores de forma

$S_\gamma = 1 - 0,4 B/L$. Factores de forma

De acuerdo con los factores correctivos de; forma, profundidad e inclinación, se mencionaran los *factores de forma* los cuales serán utilizados para los cálculos de Capacidad de Carga del terreno.

Factores de Forma: cuando la zapata no es una faja indefinida los factores a introducir en la fórmula general (a) para tener en cuenta los efectos tridimensionales han sido bastante uniformes, de modo que adoptamos los más representativos:

$$S_c = 1 + 0.2 B/L$$

$$S_q = 1 + B/L \cdot \text{tg } \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

Factores	Valor del ángulo de fricción, ϕ , (°)										
	0	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
N_c	5.1	6.5	8.5	11	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	134	267
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	135	319
N_γ	.0	0.1	0.3	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	241	682

Tabla 8: Nos da los valores de N_c , N_q y N_γ utilizados por Brinch- Hansen

3.12. Ensayos In Situ para determinar Capacidad de Carga

Ensayos más comunes:

- Ensayos de Penetración Estática
- Ensayos de Penetración dinámica
- Ensayos Presiométricos
- Ensayos de la Veleta o de molinete
- Ensayos de Carga Directa

Mencionaremos dentro de los ensayos de penetración dinámica, el "Ensayo de Penetración Standard" (S.P.T.), utilizado en este estudio.

Ensayos de Penetración Dinámica: son los más sencillos y antiguos consisten en hincar un tubo metálico en el terreno mediante la caída libre de una masa, pueden tener puntos de mayor diámetro que las barras pérdidas o recuperables u otros elementos como sacamuestras, en algunos casos se realizan en el fondo de las perforaciones y en otros desde la superficie hincada en forma continua. En este grupo desarrollaremos el Ensayo de Penetración Standard (S.P.T.).

3.12.1. Ensayo de Penetración Standard, S.P.T.

Terzaghi ideó un sacatestigo standard o penetrómetro en forma tal que al tiempo que extraía muestras del suelo, obtenía una idea de su resistencia a la penetración por el número de golpes necesario para hundirlo en una cierta profundidad.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara, (cilíndrica y hueca) diámetro exterior 51 mm e interior de 35 mm, que permite tomar una muestra naturalmente alterada en su interior. El pisón para la hincia tiene un peso de 140 libras (63,5 kg) éste es lanzado desde una altura de 30 pulgadas (76,2 cm) y se miden los golpes para que la cuchara penetre 12 pulgadas (30 cm) en el terreno virgen, (Fig. 26 y 27).

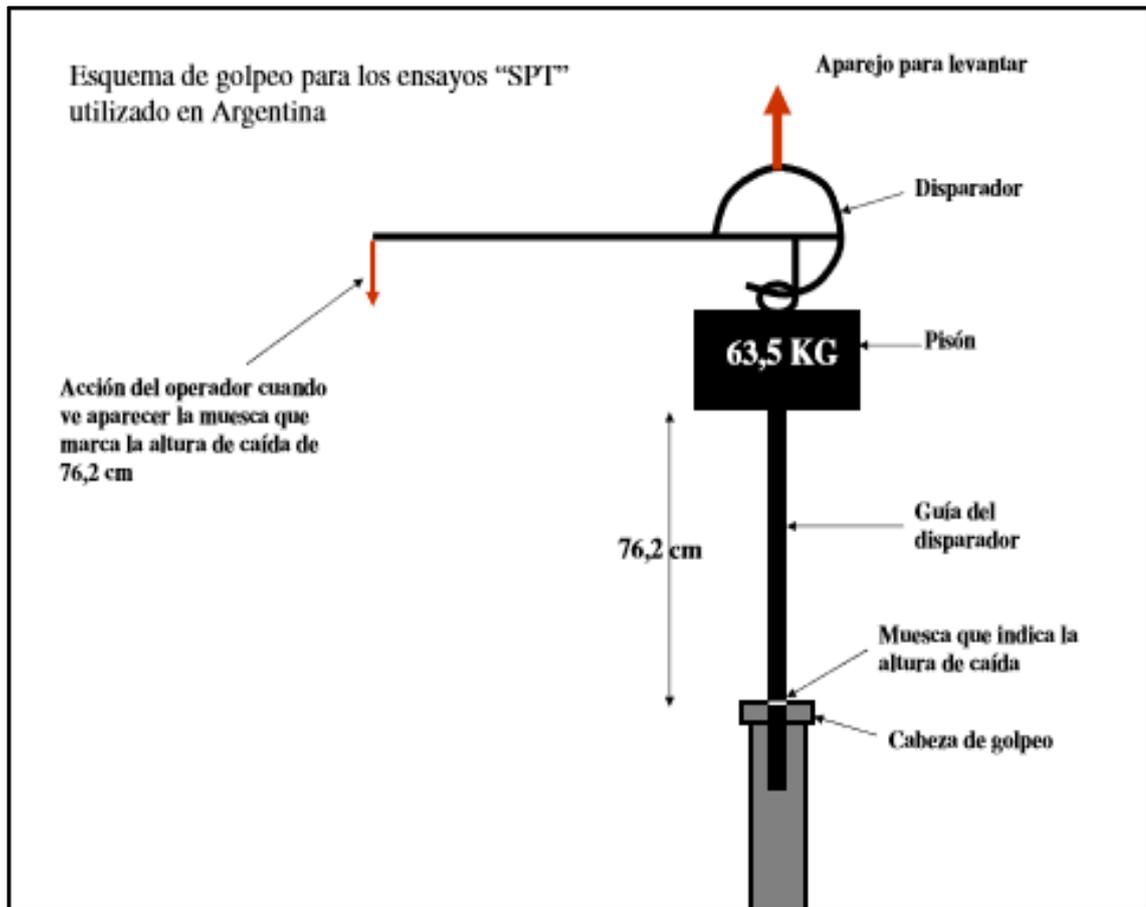


Figura 27: Se observan las partes del dispositivo de penetración standard de Terzaghi con el esquema de golpeo usado en el ensayo.

Fuente: (Leoni, 2010)

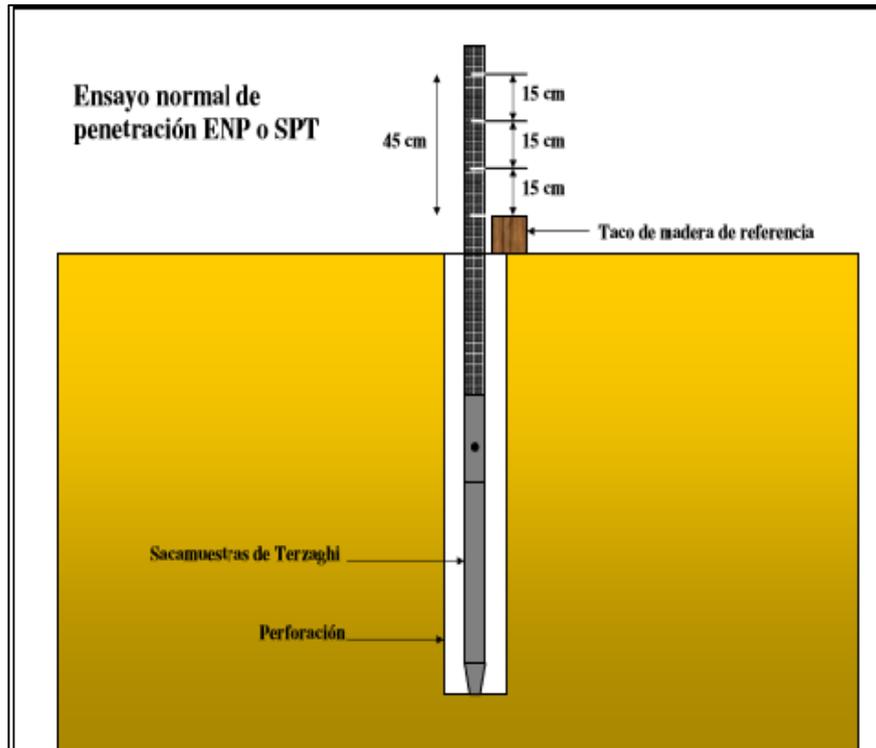


Figura 28: Ensayo S.P.T. en un sondeo de exploración para determinar la Capacidad de Carga del terreno. Fuente: (Leoni, 2010)

Descripción del Ensayo:

Una vez que en la perforación del sondeo ha alcanzado la profundidad donde se realizará la prueba (sin avanzar la entubación y con el fondo del sondeo limpio) se introduce el sacamuestras SPT unido al varillaje hasta apoyarlo suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente el pisón con una frecuencia constante, dejándolo caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje (cabeza de golpeo). Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 cm ($N_0 - 15$), esto se hace debido a que al efectuar la perforación se suele perturbar el terreno por lo que se introduce primero 15 cm el sacatestigo, contando el número de golpes solo como control. Posteriormente, ya en condiciones normales, en suelo no perturbado se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 cm y anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 cm de penetración.

El resultado del ensayo es el **golpeo SPT** o **resistencia a la penetración estándar**:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 cm es superior a 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en *rechazo* (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo SPT en este punto se considera finalizado al alcanzar este valor.

Más que por el valor de las tensiones admisibles que puede suministrar, es valioso su empleo por el conocimiento que nos da acerca de la resistencia relativa de los distintos estratos del perfil, y porque junto con la resistencia a la penetración nos trae la muestra del suelo, con la cual podemos identificar la naturaleza del material ensayado.

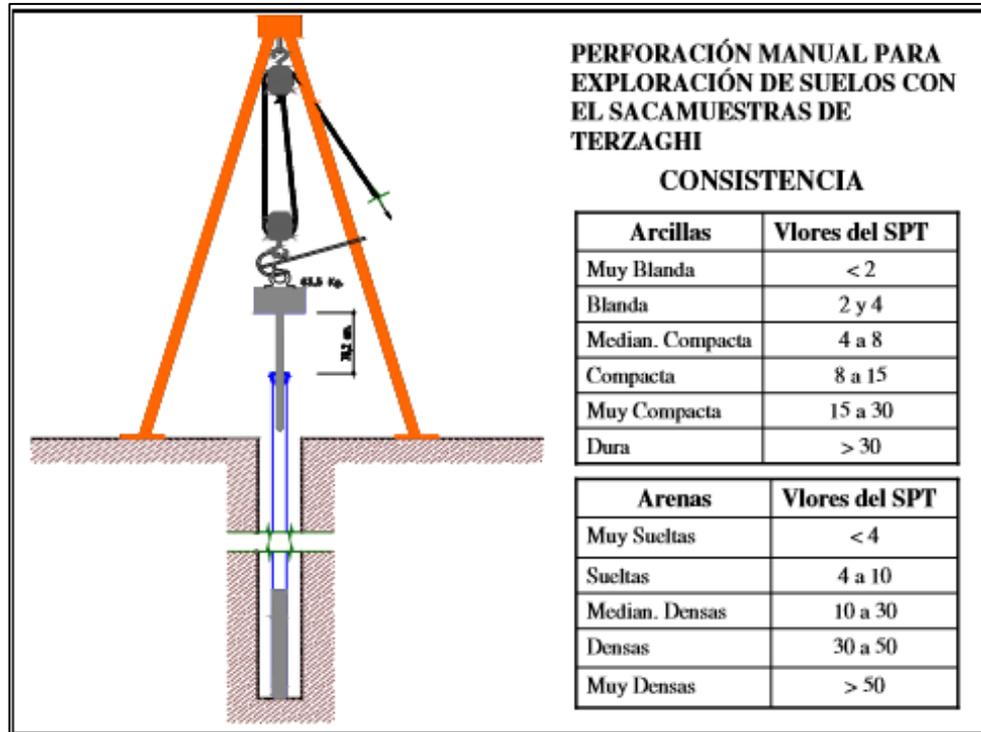


Figura 29: Valores de Consistencia para limos y arenas. Fuente: (Leoni, 2010)

ENSAYO DE SPT Y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

	$\phi' = 20^\circ + (0,45.Nc)$
(Peck)	$\phi' = 28,5^\circ + (0,40.Nc)$
(Kishida)	$\phi' = 15^\circ + \sqrt{18.Nc}$
(Hatanaka – Uchida)	$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4.Nc}$
(Muromachi 1974)	$\phi' = 20^\circ + 3,5\sqrt{.Nc}$
(Schmertmann)	$\phi' = \text{Arc tan} \left[\frac{Nc}{27} \right]^{0,34}$
(Peck Hanson Thornburn)	$\phi' = 26,25 \times \left[2 - e^{-\left(\frac{Nc}{30}\right)} \right]$
(Japan National Railway)	$\phi' = 27^\circ + (0,30.Nc)$
(Japan Road Boreau)	$\phi' = 15^\circ + \sqrt{(15.Nc)}$

Figura 30: Fórmula de Kishida, propuesta por A. Leoni para el cálculo del ángulo de fricción interna. Fuente: (Leoni, 2010)

3.13. RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS

La propiedad que tienen los suelos de soportar cargas y conservar su estabilidad depende de la resistencia al corte, cualquier masa de suelo se rompe cuando ésta es superada.

Los problemas de estabilidad de los suelos requieren del estudio de la forma en que el suelo resiste los esfuerzos que le son aplicados, en general los problemas se podrían clasificar en dos grupos:

- Problemas de deformación (relacionados con los Asentamientos, se encuentra detallado más adelante).
- Problemas de rotura

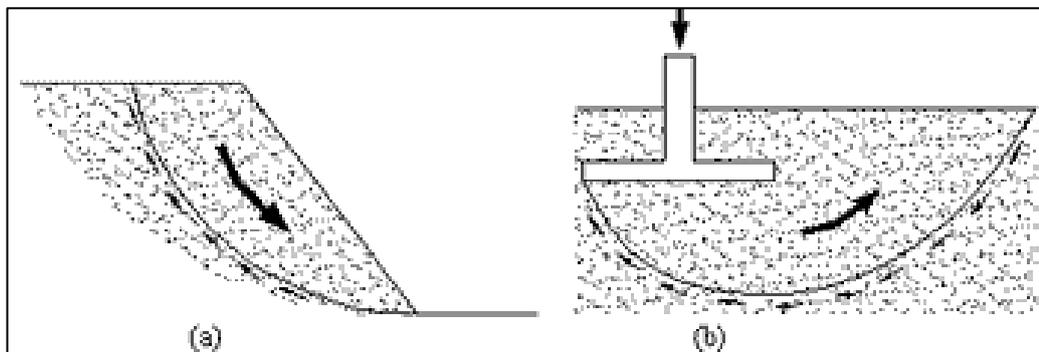


Figura 31: Situaciones donde se genera la falla al corte del suelo. a) Talud y b) Fundación. Fuente: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/01/resistencia-al-corte.html>

Como se puede apreciar en las figuras correspondientes, las fallas de muros de sostenimiento, de taludes o de fundaciones, se producen cuando las resultantes de las tensiones tangenciales que ocurren a lo largo de las superficies potenciales de fractura o deslizamiento, supera la resistencia al corte a lo largo de las mismas. Analizadas las superficies de rotura, se debe establecer las condiciones en que el suelo puede reaccionar tratando de evitar el deslizamiento relativo entre partículas de suelo o entre una parte de la masa de suelo respecto al resto.

Se determina a través de:

Ensayos de laboratorio (Métodos directos)

- Ensayo de compresión simple
- Ensayo de corte directo
- Ensayo Triaxial
- Ensayo Biaxial (Especial)

Ensayos de Campo (Métodos indirectos)

- Prueba de corte con veleta,
- Prueba de Penetración Estándar (S.P.T.)
- Prueba de penetración de cono (CPT)

- Prueba de presurímetro
- Prueba del Dilatómetro
- Exploración Geofísica

En los trabajos de laboratorio realizados se utilizó el ensayo de "Compresión Simple" y en campo se realizó la "Prueba de Penetración Estándar" (S.P.T.).

Ensayo de Compresión Simple: determina:

- La resistencia a la presión no confinada (σ) de un suelo que se encuentra bajo condiciones inalteradas, utilizando el método de deformación controlada.
- La cohesión del suelo en estudio.

El ensayo de compresión simple se realiza con el fin de determinar la resistencia o esfuerzo último de un suelo cohesivo a la compresión no confinada, mediante la aplicación de una carga axial con control de deformación y utilizando una muestra de suelo inalterada tallada en forma de cilindro. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo en comparación con las pruebas triaxiales (en caso de estudiar a fondo los mecanismos de falla que tienen lugar) y los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina.

Es importante comprender el comportamiento de los suelos sometidos a cargas, ya que es en ellos o sobre ellos que se van a fundar las estructuras ya sean puentes, edificios o carreteras, que requieren de una base firme, o más aún que pueden aprovechar las resistencias del suelo en beneficio de su propia capacidad y estabilidad, siendo el estudio y la experimentación las herramientas para conseguirlo y finalmente poder predecir, con una cierta aproximación, el comportamiento ante las cargas de estas estructuras.

Equipo de Compresión Simple:

Tiene la finalidad de determinar la resistencia a la compresión no confinada (q_u) de un cilindro de suelo cohesivo o semi-cohesivo e indirectamente la resistencia al corte (q_c) mediante la expresión: $q_c = q_u / 2$ (kg/cm^2).

Este cálculo se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero (ya que al suelo lo rodea sólo la presión atmosférica) y el ángulo de fricción interna ϕ del suelo se supone cero. El ensayo de compresión simple resulta un caso especial del ensayo Triaxial, en el cual solamente se le aplica a la probeta una tensión longitudinal y no es necesario el dispositivo para aplicar la presión lateral, además la muestra no necesita estar envuelta en una membrana de caucho, éste ensayo se ha convertido en un ensayo sencillo de campo.

El ensayo se puede realizar de dos maneras, mediante un control de deformación o bien mediante un control de esfuerzos. El primero, es ampliamente utilizado controlando la velocidad de avance de la plataforma del equipo, como se observa en la figura 32. El segundo, requiere ir realizando incrementos de carga, lo que puede causar errores en las deformaciones unitarias al producirse una carga adicional de impacto al aumentar la carga, por lo que resulta prácticamente nula su utilización.

Como es un ensayo útil para suelos predominantemente arcillosos, según el valor de la resistencia máxima a compresión uniaxial, una arcilla se puede clasificar del modo que se indica a continuación (Terzaghi y Peck, 1955).

CONSISTENCIA	CARGA ÚLTIMA (kg/cm ²)
Muy Blanda	< 0,25
Blanda	0,25- 0,50
Media	0,50- 1,00
Firme	1,00- 2,00
Muy Firme	2,00- 4,00
Dura	> 4,00

También se presenta la siguiente tabla donde se dan algunos valores referenciales de la cohesión según el tipo de suelo.

TIPO DE SUELO	COHESIÓN (kg/cm ²)
Arcilla rígida	0.25
Arcilla semi-rígida	0.1
Arcilla Blanda	0.01
Arcilla Arenosa	0.05
Limo rígido o duro	0.02

Equipo de Compresión Simple

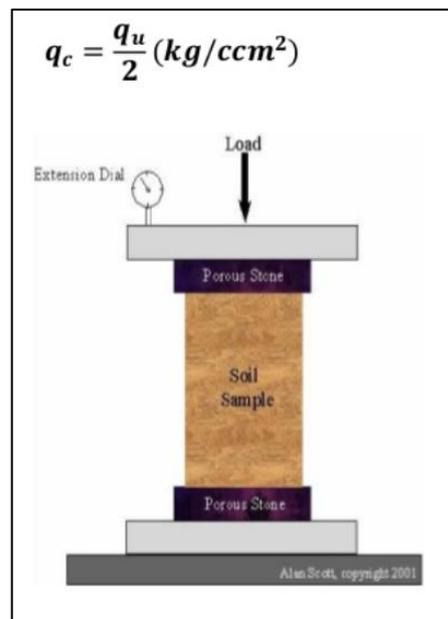


Figura 32: Equipo de compresión simple. Fuente: <https://www.slideshare.net/CALIQH/informe-compresion-simple-para-s-cdocx-70803302>

Cálculos

Para la deformación unitaria:

$$\varepsilon = \Delta L/L_0$$

Dónde:

ΔL = cambio de longitud de la muestra con respecto a la inicial.

L_0 = longitud inicial.

Para el área final de la muestra

$$A = A_0/1 - \varepsilon$$

Dónde:

A = área de la muestra,

A_0 = área inicial de la muestra

ε = deformación unitaria de la muestra.

Para la carga actual sobre la muestra

$$\sigma = P/A$$

Dónde:

P = carga aplicada,

A = área.

σ = esfuerzo compresivo

Representación gráfica:

- Se dibuja el grafico que muestra la relación entre los esfuerzos de: compresión (en las ordenadas) y deformación axial (en las abscisas).
- Se determina del grafico el valor máximo del esfuerzo o el valor del esfuerzo correspondiente al 15% de la deformación que depende del modo de falla y finalmente el valor de la resistencia al corte no drenado C_u .

$$C_u = q_u/2$$

Con los valores de la resistencia al corte C_u y el ángulo de fricción interna, el mismo determinado a partir de medir el ángulo α que forma la horizontal con la línea de falla de la probeta y aplicando la formula $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ se realiza el diagrama de Mohr correspondiente, a fin de determinar el valor de la cohesión.

3.14. ASENTAMIENTOS

Un asentamiento se da por el reacomodamiento de las partículas del suelo, incluso el deslizamiento relativo entre partículas o granos de suelos, debido a la aplicación de cargas.

Todos los materiales experimentan deformaciones cuando son sometidos a cargas, las cargas compresivas producen reducción del tamaño de la muestra. En el suelo, las cargas verticales provocarán deformaciones verticales denominadas *asentamientos*. Siempre que no se sobrepase la resistencia del material se denominan asentamientos, si se sobrepasa dicha resistencia se denomina colapso.

Terzaghi y Peck (1967) consideran que no es práctica una estimación precisa del asentamiento, ya que existen numerosos factores a ser considerados (propiedades del suelo, tamaño de zapata, profundidad de cimentación, ubicación del nivel freático, etc.). En condiciones normales se deben utilizar reglas simples y prácticas.

Existen diferentes comportamientos en la relación carga- asentamiento, dependiendo del tipo de suelo. Para suelos gruesos (pasante T.N°200 <50%) y limos no plásticos el comportamiento es de tipo elástico y para suelos finos (arcillas y limos plásticos) el asentamiento es de tipo inelástico. Según Bowles (1996) en el comportamiento elástico se deben incluir los limos y arcillas no saturados con grado de saturación menor a 90%.

Existen métodos por medio de los cuales se puede estimar el asentamiento, estas estimaciones resultan bastante confiables siempre y cuando las condiciones del suelo, que se suponen en el cálculo, sean representativas de las condiciones reales del terreno.

3.15. Asentamientos Elásticos

En suelos gruesos con pasante T.N°200 <50% el comportamiento del suelo en la relación carga-asentamiento es de tipo elástico. Todos los métodos disponibles para estimar asentamientos elásticos se basan en aplicaciones empíricas de la teoría de elasticidad.

Se realizan dos simplificaciones generales:

- Las deformaciones son pequeñas e independientes del tiempo (a masa constante).
- Los esfuerzos y las deformaciones se relacionan linealmente.

La aplicación de la teoría de elasticidad es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizadas en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas.

De la teoría elástica, $p = f$ (carga, geometría y constantes elásticas). Así, p puede ser evaluado si las constantes elásticas se miden. Pero las propiedades esfuerzo-deformación de suelos dependen de varios factores (condición de esfuerzo inicial, historia de esfuerzos, sistema de esfuerzos aplicados, nivel de esfuerzos, velocidad de aplicación), y por consiguiente las propiedades elásticas no pueden ser determinadas en un ensayo arbitrario. En otras palabras, el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos es bastante diferente de lo que se asume para obtener las soluciones de la teoría elástica.

Lo que usualmente se hace es asumir que la teoría elástica predice correctamente los cambios debidos a las cargas aplicadas y que las "constantes elásticas" pueden obtenerse al realizar los ensayos de laboratorio apropiados.

ρ_i = asentamiento inicial, debido a la deformación a volumen constante.

ρ_c = asentamiento por consolidación, ocurre al escapar la presión de poros del suelo y transferir la carga al esqueleto del suelo.

ρ_s = consolidación secundaria, la compresión que ocurre a esfuerzo efectivo constante, después que se disipa la presión de poros.

Asentamiento Inicial ρ_i

Los métodos más comunes emplean varias integraciones de la solución de *Boussinesq* para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isótropo y elástico.

Para el cálculo de Asentamientos probables:

$$S_e = \frac{Q_0 \cdot B \cdot (1 - \mu^2) \cdot I}{E_s}$$

Donde:

S_e = asentamiento elástico

q_0 = esfuerzo promedio transmitido

B = dimensión característica del área cargada

E_s = módulo de Young

I = factor de influencia

$\mu = 0.5$, relación de Poisson

Asentamiento de Consolidación: $S_c = U_g \cdot P_o$ $P_o = m \cdot v \cdot \sigma_{adm} \cdot H$

Donde:

U_g = coeficiente que depende del tipo de suelo

P_o = asentamiento odométrico

$m \cdot v$ = coeficiente de compresibilidad volumétrico

σ_{adm} = esfuerzo vertical efectivo (tensión)

H = espesor de la capa

TERZAGHI- SKEMPTON- BURLAND:

Asentamiento Admisible para Suelos finos, 65 MM (NORMAS NBE 88= 50 A 75mm para estructuras de hormigón armado, de baja rigidez.

PARA ZAPATAS FLEXIBLES: Valores para I_g (cm/m). Fuente: (Eulalio Juarez Badillo, 1996)

FORMA	CENTRO	BORDE	ESQUINA	PROMEDIO
Circulo	1.00	0.637	—	0.848
Cuadrado	1.12	0.76	0.56	0.95
L/B= 2	1.53	1.12	0.76	1.30
L/B= 5	2.10	1.68	1.05	1.82
L/B= 10	2.56	2.10	1.28	2.24

CUADROS AUXILIARES				
TIPO DE SUELO		Es (ton/m ²)		
ARCILLA MUY BLANDA		30 - 300		
BLANDA		200 - 400		
MEDIA		450 - 900		
DURA		700 - 2000		
ARCILLA ARENOSA		3000 - 4250		
SUELOS GRACIARES		1000 - 16000		
LOESS		1500 - 6000		
ARENA LIMOSA		500 - 2000		
ARENA : SUELTA		1000 - 2500		
DENSA		5000 - 10000		
GRAVA ARENOSA : DENSA		8000 - 20000		
SUELTA		5000 - 14 000		
ARCILLA ESQUISTOSA		14000 - 140000		
LIMOS		200 - 2000		
TIPO DE SUELO			μ (-)	
ARCILLA: SATURADA			0.4 - 0.5	
NO SATURADA			0.1 - 0.3	
ARENOSA			0.2 - 0.3	
LIMO			0.3 - 0.35	
ARENA : DENSA			0.2 - 0.4	
DE GRANO GRUESO			0.15	
DE GRANO FINO			0.25	
ROCA			0.1 - 0.4	
LOESS			0.1 - 0.3	
HIELO			0.36	
CONCRETO			0.15	
FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I_g (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACION	CENTRO	ESQ.	MEDIO	—
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
L/B = 5	210	105	183	170
L/B = 10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

Figura 33: se muestran los cuadros auxiliares con los valores utilizados para los cálculos efectuados.
Fuente: (Hurtado).

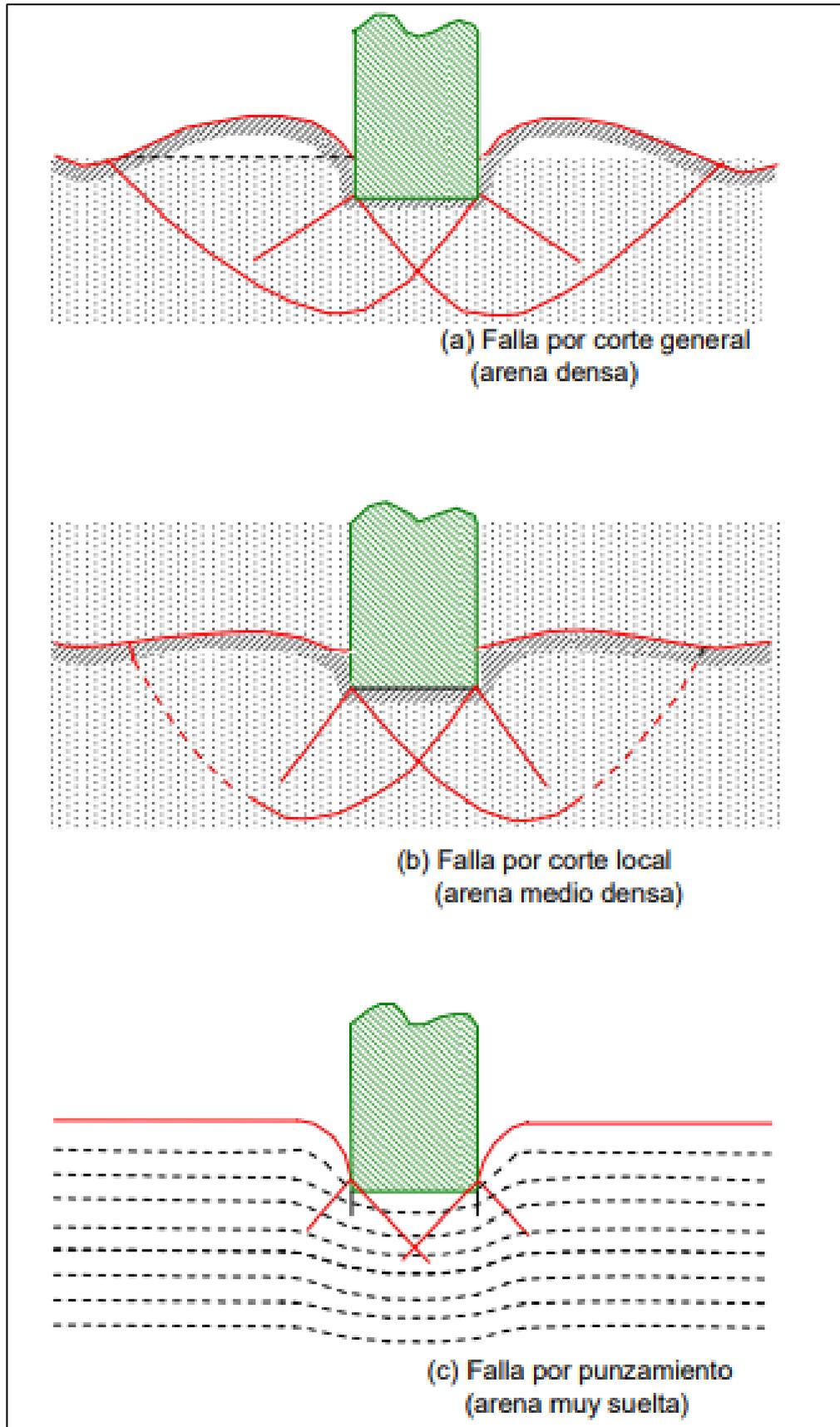


Figura 34: Curvas Carga- Asentamiento y zonas de falla en pruebas modelo en arena.
Fuente: (Hurtado)Ref. Vesic, 1963.

3.16. COMPACTACIÓN DE SUELOS

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos, por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, ya que por lo común no se expulsa agua de los vacíos durante el proceso de compactación.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación, figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

Ensayo de Compactación en laboratorio. Determina:

- La densidad máxima de un terreno

El ensayo de compactación Proctor es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de la compactación de un terreno. A través de él es posible determinar la densidad seca máxima del terreno en relación con su grado de humedad, a una energía de compactación determinada.

Existen dos tipos de ensayo Proctor normalizados:

- "Ensayo Proctor Standard"
- "Ensayo Proctor Modificado"

Ambos ensayos se deben al ingeniero que les da nombre, Ralph R. Proctor (1933). La diferencia entre ambos se encuentra en la energía utilizada, la cual se modifica según el caso variando el número de golpes, el pisón (cambia altura y peso), el molde y el número de capas. La razón de que haya dos ensayos distintos no es más que la modernización de uno con respecto al otro.

El ensayo consiste en compactar una porción de suelo en un cilindro con volumen conocido, haciéndose variar la humedad para obtener la curva que relaciona la humedad y la densidad seca máxima a determinada energía de compactación. El punto máximo de esta curva corresponde a la densidad seca máxima en ordenadas y a la humedad óptima en abscisas.

La energía de compactación viene dada por la ecuación:

$$Y = \frac{n \cdot N \cdot P \cdot H}{V}$$

Donde:

Y: energía a aplicar en la muestra de suelo

n : número de capas a ser compactadas en el cilindro de moldeado

N : número de golpes aplicados por capa

P : peso del pisón

H : altura de caída del pisón

V : volumen del cilindro

El Grado de compactación de un terreno se expresa en porcentaje respecto al ensayo Proctor; es decir, una compactación del 85% de Proctor Standard quiere decir que se alcanza el 85% de la máxima densidad del Proctor Standard. El porcentaje puede ser mayor al 100%, por ejemplo, en casos en que la energía de compactación en campo es mayor a la del Proctor Standard.

Curva de Compactación

Cuando se compacta un suelo bajo diferentes condiciones de humedad y siendo cualquiera el método empleado, se relaciona las densidades con los porcentajes de humedad, lo que da como resultante la curva que se muestra a continuación:

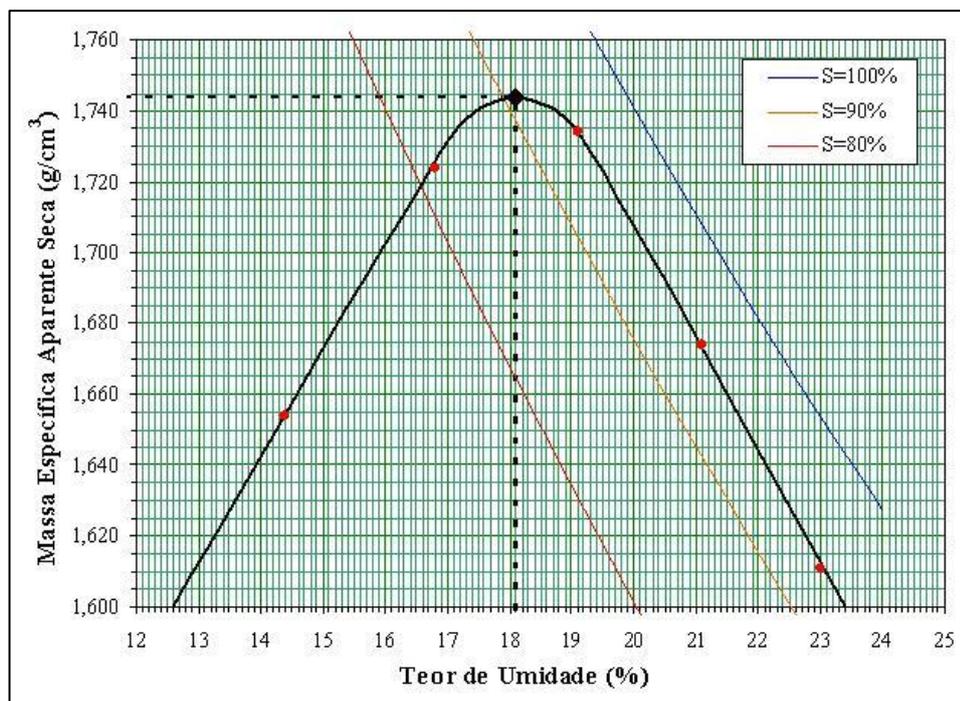


Figura 35: Curva de Compactación de la cual se obtiene la humedad óptima y la masa específica.

Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_compactaci%C3%B3n_Proctor

La curva muestra un máximo absoluto, alguna vez acompañado de otro secundario de menor valor. El peso volumétrico seco corresponde al máximo absoluto y recibe el nombre de peso volumétrico seco máximo, la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina humedad óptima y representa el contenido de agua con el cual el procedimiento de compactación que se esté usando produce la máxima eficiencia, por lo menos se ésta se juzga por el peso volumétrico seco que se logre.

Cálculos

Todos los datos obtenidos en el ensayo de compactación Proctor se vuelcan en la siguiente tabla y para cada punto, con su contenido de humedad correspondiente se calcula:

Proctor: T/ Molde N°	Capas: Tara:	N° Golpes: g.	Pisón: Kg. Volumen: cm ³		

N°	PESO SUELO + MOLDE (g.)	PESO DEL SUELO (g.)	DENSIDAD HUMEDA (Kg/m ³)	HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (Kg/m ³)
1			----		----
2			----		----
3			----		----
4			----		----

Tabla N° 9: Planilla para ensayo Proctor

La densidad húmeda del suelo compactado Dh:

$$Dh = \frac{Ph - Pm}{V}$$

Dónde:

Ph = Peso del molde con el material compactado húmedo.

Pm = Peso del molde.

V = Volumen interior del molde.

La Densidad Seca Ds:

$$Ds = \frac{Dh \times 100}{100 + H}$$

Dónde:

Dh = Densidad Húmeda.

H = Humedad en % del suelo compactado.

Representación gráfica

En un sistema de ejes rectangulares se colocan en abscisas los valores de humedad en % y en las ordenadas los de la densidad seca.

Los puntos así obtenidos se unen por un trazo continuo, obteniéndose de ese modo una curva en forma de parábola que va ascendiendo con respecto a la densidad, pasa por un máximo y luego desciende.

El punto máximo de la curva así obtenida indica en ordenadas la densidad máxima que puede lograrse y en abscisas la humedad óptima que se requiere para alcanzar aquella densidad.

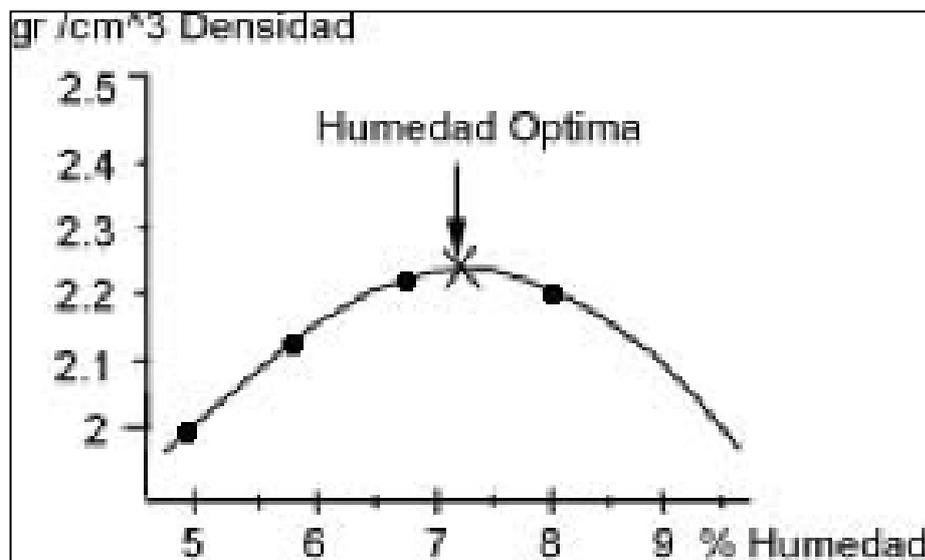


Figura 36: Curva de compactación Proctor.

Método Cono de Arena

Para el control de la compactación del terreno se utiliza el método Cono de Arena en el campo, con el cual se determina el peso unitario natural de los suelos de cimentación. Este ensayo proporciona un medio para comparar las densidades secas en obras en construcción. Para ello se fija la densidad seca obtenida en el campo como base en una prueba de laboratorio. Al comparar los valores de estas densidades, se obtiene un control de la compactación conocido como Grado de Compactación que se define, como la relación en porcentaje entre la densidad seca obtenida por el equipo en el campo y la densidad máxima correspondiente a la prueba de laboratorio.



4. CAPITULO IV

METODOLOGÍA DE TRABAJO

4.1. TRABAJOS DE CAMPO

4.1.1. Ejecución de sondeos y extracción de muestras

Se ejecutaron nueve sondeos de seis metros de profundidad cada uno mediante pala vizcachera, y una calicata de 2 metros de profundidad, todos accionados manualmente y distribuidas convenientemente según los fines del estudio. Las muestras se extrajeron cada un metro de exploración o a cada cambio de suelo observable, cada una de estas fue identificada convenientemente y embalada en bolsas de polietileno que fueron remitidas al laboratorio de suelos para su posterior procesamiento.

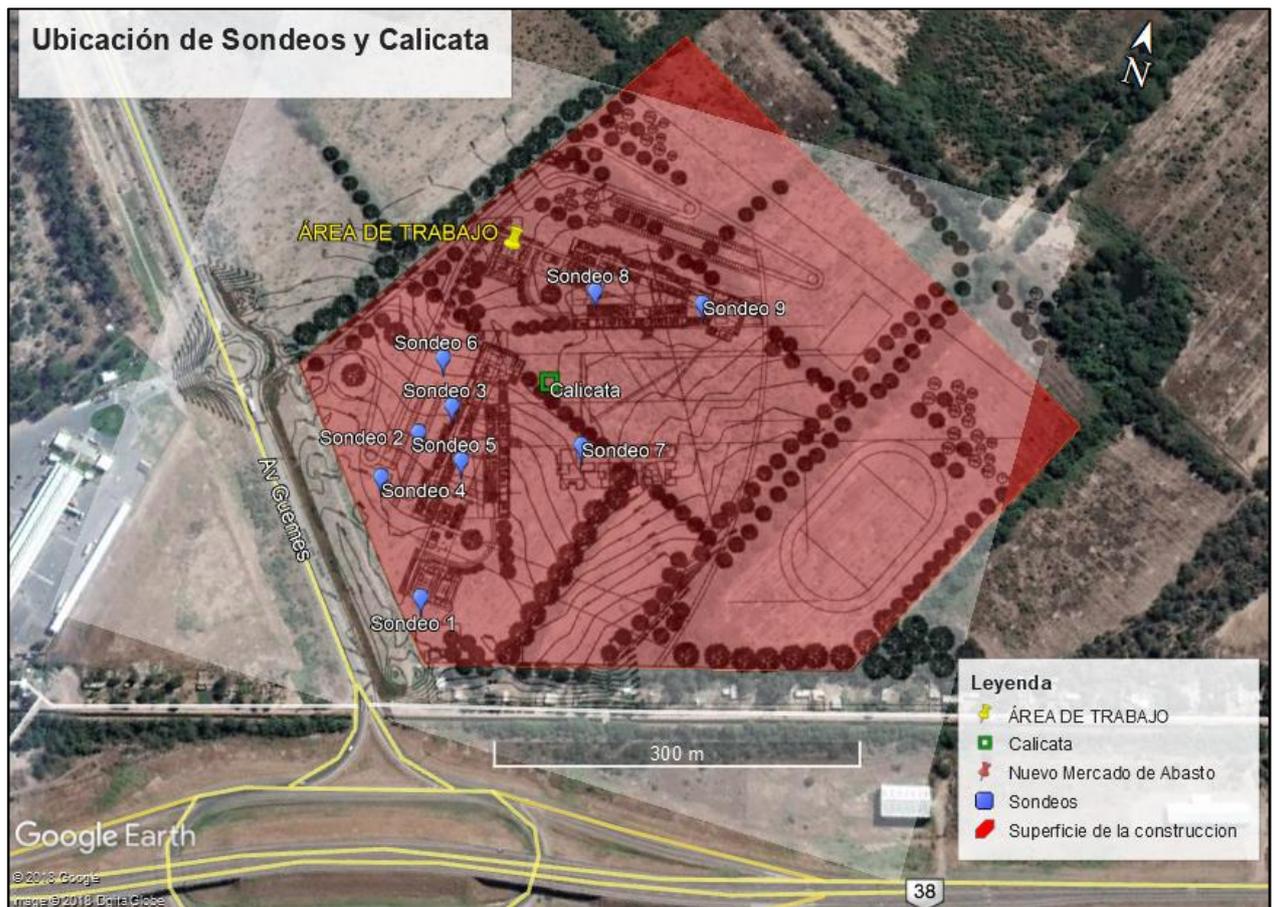


Figura 37: Ubicación de los Sondeos ejecutados y de la Calicata en el Área de Trabajo. Se observa la proyección de la Obra a realizar.

Instrumental de trabajo:

- Pala vizcachera
- Pala para excavar
- Picota
- Bolsas de polietileno
- Tarjetas de identificación



Foto 2: a) Ejecución de sondeo con pala vizcachera; b) Excavación de calicata; c) Bolsas de muestra rotuladas.

4.1.2. Ensayos de penetración Standard, SPT (Ensayo Terzaghi)

Instrumental de trabajo propuesto por la ASTM:

- Maza de 63,5 kg.
- Sacamuestras: de 50 mm de diámetro externo.
- Sacamuestras: de 35 mm de diámetro interno.

- Variante con diámetro interno 38mm y tubo portatestigo (diámetro interno final 35mm)
- Mecanismo de liberación del martinete mediante soga y malacate
- Barras de sondeo.
- Cabeza de golpeo.



Figura 38: Partes del dispositivo Terzaghi. Trabajo In Situ.

Procedimiento:

- 1- Se efectuó la perforación hasta la cota que se requirió ensayar mediante la pala vizcachera.
- 2- Se bajó el sacamuestra hasta el piso de la perforación prolongándose con una serie de caños o barras de prolongación (1,50m a 2,00m) de manera que sobresalga del nivel del terreno; finalizando arriba con un tramo con cabeza a golpear. A esta última se le acopló una barra guía por donde corrió el martillo.
- 3- A este martillo de peso normalizado (63,5Kg) se lo dejó caer de 76 cm de altura. Al hacer la perforación se perturba un poco el terreno, por ello se introdujo 15 cm el sacatestigo, (el número de golpes solo sirve para control). En condiciones de suelo no perturbado normales, se cuenta el número de golpes necesario (N) para introducir

los 30 cm subsiguientes. Cuanto más resistente es el terreno mayor será el número de golpes necesario para hincar el sacatestigo. A partir del número de golpes se pudo determinar la densidad relativa y ángulo de fricción.

- 4- Luego se extrajo el sacamuestra, se recogió la muestra alojada en el cilindro para efectuar los ensayos de identificación (humedad natural, granulometría, límites de Consistencia).



Foto 3: Ejecución del Ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.).



Foto 4: a) Demarcación de los 30 cm a hincar; b) Extracción de muestra del portatestigo.

4.1.3. Determinación de peso unitario natural de los suelos de cimentación mediante el método Cono de Arena.

Instrumental de trabajo:

- Aparato cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12,5 mm de abertura, con un extremo terminado en embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 4 lts de capacidad.
- Bandeja de hierro, con orificio central, de acuerdo a las dimensiones del orificio de salida del cono.
- Recipiente cilíndrico con boca de volumen conocido
- Arena estandarizada.
- Balanza de 10 Kg de capacidad.
- Cortafierros, punta, espátula, maza, etc.
- Bolsas de material plástico.
- Tamices N° 20 y N° 30.



Foto 5: Aparato Cono de Arena para el ensayo de las densidades.

Calibración:

Se secó en estufa 25 kg de arena sílicea seleccionada de tamaño medio.

Por tamizado se separó la fracción que pasa tamiz N° 20 y retiene tamiz N° 30.

Se colocó la arena en el cono sobre el recipiente de hierro con orificio central, se abrió el robinete y se dejó deslizar la arena seleccionada del cono al recipiente hasta llenarlo, se enrasó y se determinó el peso de la arena utilizada para llenar el recipiente cilíndrico, se repitió la operación por lo menos tres veces y se sacó el promedio, se lo dividió en el volumen y se determinó el peso aparente suelto de la arena.

Procedimiento:

- 1- Se emparejó el lugar donde se efectuó el ensayo y se eliminó todo el material suelto.
- 2- Se colocó la platina del cono en la superficie, se marcó el contorno del orificio y con la ayuda de un cortafierro, punta y cuchara, se ejecutó un hoyo de una profundidad de 15 a 20cm de profundidad, tratando de obtener paredes verticales y lisas.
- 3- Se vació el contenido de una bolsa de arena previamente tarada en la parte superior del cono, colocando previamente el embudo en coincidencia con la platina.
- 4- Se abrió el robinete y se dejó fluir libremente la arena dentro del pozo. Se cerró el robinete y se recogió la arena sobrante en una bolsa con su respectiva identificación.

- 5- Se levantó la arena en un recipiente para utilizarla nuevamente, previo retamizado.
- 6- Se pesó el material húmedo recogido en la bolsa obteniéndose el peso húmedo P_h de la muestra.
- 7- Se colocó el material en una bandeja y se secó a estufa, pesando nuevamente y obteniendo el peso seco P_s .
- 8- Con los datos obtenidos se calculó y se determinó el grado de compactación de una capa de suelo determinado.



Foto 6: a y b) Realización del pozo y extracción de muestra; c) Medición de profundidad del pozo; d) Llenado del cono con arena calibrada.



4.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

En laboratorio se efectuaron los siguientes ensayos:

4.2.1. Contenido de humedad natural, norma ASTM de prueba D-2216

Instrumental de trabajo:

- Balanza de 10 kg de capacidad
- Estufa
- Bandeja para colocar la muestra

Procedimiento:

1. Se pesó la muestra de suelo húmedo (W_h), la cantidad de muestra varía según el tipo de suelo a ensayar, en este caso, se pesó un kilogramo.
2. Se secó en estufa a 110°C hasta peso constante.
3. Se pesó la muestra de suelo seco (W_s).

El contenido de humedad está dado por la expresión:

$$H\% = \frac{W_h - W_s}{W_s} \times 100$$



Foto 7: a) pesaje de muestra humedad; b) secado de muestra en estufa.

4.2.2. Granulometría, norma ASTM de prueba D-422.

Instrumental de trabajo:

- Tamices N° 4, 10,40, 200
- Estufa
- Balanza de 10 Kg de capacidad.



Foto 8: Instrumental de trabajo.

Tamizado por vía seca

Procedimiento:

1. Se secó la muestra a estufa a unos 110°C.
2. Se pesó la cantidad necesaria de muestra a ensayar
3. Se colocó la serie de tamices en forma decreciente desde el tamiz N° 4 y se hizo pasar la muestra por cada uno de éstos, esta operación puede efectuarse mediante un tamizador mecánico o manualmente, en este caso fue de manera manual.
4. Se prosiguió con el tamizado pesando los retenidos por cada tamiz.
5. Los resultados se volcaron en una tabla granulométrica.

Tamizado por vía húmeda

Las muestras al tener una cantidad apreciable de finos se tamizaron por vía húmeda por tamiz N° 200, se sacó la muestra en una bandeja, se secó en estufa y se aplicó el mismo procedimiento ya mencionado.



Foto 9: a) Tamizado vía húmeda; b) Tamizado vía seca.

4.2.3. Determinación de límites de Atterberg: Limite Líquido y Plástico, Índice de plasticidad, norma ASTM de prueba D-4318.

Instrumental de trabajo:

- Capsula de porcelana de 120 mm. de diámetro.
- Espátula con una hoja flexible de aproximadamente 75 mm. de largo por 20 mm. de ancho.
- Cuchara de Casagrande
- Acanalador:
- Pesafiltros.
- Balanza. Con una precisión de 0.01 gr.
- Probeta. Con una capacidad de 25 ml.
- Superficie de amasado. Placa de vidrio esmerilado.
- Horno.



Foto 10: Instrumental de trabajo: cápsula de porcelana, espátula, cuchara de Casagrande, probeta, superficie de amasado, pesafiltros.

Determinación del Límite Líquido

Preparación de la Muestra

Se Colocó la muestra en el plato de evaporación, se agregó agua destilada y mezcló completamente con la ayuda de la espátula. Se continuó la operación durante un tiempo y con la cantidad de agua destilada necesaria para asegurar una mezcla homogénea.

De ésta misma mezcla se determinó tanto el límite líquido como el límite plástico.

Procedimiento:

1. Se colocó el aparato de Casagrande sobre una base firme.
2. Se tomó una porción de la mezcla ligeramente mayor a la cantidad que se sometió al ensayo.
3. Se colocó esta porción en la taza con la espátula; comprimiendo y extendiéndola mediante la espátula. Se reincorporó el material excedente al plato de evaporación.
4. Se dividió la pasta de suelo pasando el acanalador cuidadosamente a lo largo del diámetro que pasa por el eje de simetría de la taza hasta que se obtuvo una ranura clara y bien delineada.

5. Se colocó el aparato sobre una base firme, se giró la manivela levantando y dejando caer la taza con una frecuencia de dos golpes por segundo hasta que las paredes de la ranura entraron en contacto en el fondo del surco a lo largo de un tramo de 10 mm. Se registrar el número de golpes requerido (N).
6. Se retiró aproximadamente 10 gr del material que se juntó en el fondo del surco. Se colocó en un recipiente y determinó su humedad (w). El material restante que quedó en la cuchara se separó para determinar límite plástico.
7. Se transfirió el material que quedo en la taza al plato de evaporación. Se lavó y secó la taza y el ranurador.



Foto 11: a) Preparación de muestra; b) Acanalado de la muestra en la cápsula de Casagrande.



Determinación del Límite Plástico e índice de plasticidad de los suelos

Procedimiento:

1. Se tomaron 15 a 20 gr de muestra acondicionada y se colocó en una capsula de porcelana o de hierro enlozado.
2. Se humedeció con agua destilada o potable de buena calidad, dejándola reposar por lo menos una hora.
3. Posteriormente se continuó agregando agua en pequeñas cantidades, mezclando cuidadosamente con una espátula después de cada agregado; procurando obtener una distribución homogénea de la humedad y teniendo especial cuidado de deshacer todos los grumos que se fueron formando.
4. Se continuó mezclando hasta obtener una consistencia plástica en la pasta que permitió moldear pequeñas esferas sin adherirse a las manos.
5. Una porción de la parte así preparada se hizo rodar con la palma de la mano sobre lámina de vidrio, dándole la forma de pequeños cilindros.
6. El ensayo se dio por finalizado cuando las barritas cilíndricas comenzaron a fisurarse o agrietarse, al alcanzar 3 mm de diámetro.
7. Obteniendo este estado se colocaron las barritas cilíndricas en un pesafiltro, tapándolo de inmediato para evitar evaporación, se pesó y secó en estufa a 105°C-110°C hasta peso constante.



Foto 12: Pesafiltros con muestras a) húmedas; b) secas.

4.2.4. Ensayos de compactación Proctor (densidad máxima y humedad óptima), norma ASTM de prueba D-698

Instrumental de trabajo:

- Molde de compactación cilíndrico, con collar de extensión. Dimensiones según ensayo
- Pisones de compactación. Peso y altura de caída según ensayo.
- Balanza de 20Kg. de Capacidad.
- Balanza de 1Kg. de Capacidad.
- Tamiz N° 4.
- Tamiz $\frac{3}{4}$ ".
- Cucharas, bandejas, pesafiltros, espátulas, etc.
- Estufas, probetas graduadas.



Procedimiento:

1. Se secó la muestra a ensayar en un horno o estufa a 110°C.
2. Se tomó 2.500 gr. de suelo para cada punto de Humedad-Densidad. Generalmente se toma 5 puntos.
3. Se pasó previamente la muestra por tamiz N° 4.
4. Se colocó la muestra en una bandeja y se le agregó el agua prevista para el primer punto, se homogeneizó con espátula.
5. Se operó con el molde de 101,6 mm, previa verificación de las constantes del molde: peso y volumen.
6. El molde se apoyó sobre una base firme y con una cuchara de almacenero se colocó dentro del molde una cantidad de material suelto.
7. Con el pisón especificado se aplicó el número de golpes previsto (25 golpes), uniformemente distribuidos sobre la superficie del suelo. Se repitió la operación las veces necesarias.
8. Se retiró el collar de extensión y espátula se limpió el exceso de material y se pesó (Ph).
9. Se tomó una porción de suelo para secar y se determinó la humedad.
10. Se repitió la operación para cada punto de humedad.
11. Se dio por finalizado el ensayo cuando se tuvo la certeza de tener 1 o 2 puntos de descenso de la curva humedad-densidad.



Foto 13: a) Preparación de la muestra; b) Verificación de las constantes del molde.



Foto 14: a y b) Llenado y compactación de la muestra con el pisón; c y d) Enrasado y pesaje.

4.2.5. Determinación del contenido de sales solubles y sulfatos, norma ASTM de prueba D-4542.

Instrumental de trabajo:

- Tamices IRAM 4,75 mm, (N°4) 2,00 mm (N°10) y 425 μ m. (N°40).
- Mortero de porcelana con pilón revestido de goma de medidas corrientes.
- Recipiente de vidrio de boca ancha de 1 lt de capacidad con varilla de vidrio agitador.
- Recipiente de vidrio de iguales características, de 4 lt de capacidad.
- Matraz o probeta aforado de 500 cm³.
- Balanza capacidad 5 a 10 kg sensibilidad al 0,1 gr.
- Balanza de precisión al 0,001 gr.
- Pipeta de 100 cm³ y 25 cm³.
- Pipeta graduada de 10 cm³.
- Vasos de precipitación de 250 cm³.
- Crisol calcinado.
- Capsula de porcelana de 130-150 cm³.
- Elementos varios de uso corrientes, bandejas para mezclar el material, cucharas, espátulas, estufa para secado de muestras, etc.

Preparación de la muestra

- 1- Se extrajo 2 kg de muestra representativa del suelo a ensayar. Se mezcló bien y se pulverizó destruyendo los grumos hasta hacerla pasar totalmente por el tamiz IRAM 2,00 mm (N°10).
- 2- Se pulverizó la muestra así obtenida en el mortero hasta que pasó totalmente por el tamiz IRAM 425 micrómetros (N°40). Se llevó a la estufa y se mantuvo durante 2 horas con temperatura de 100°C a 110°C.

Procedimiento:

- 1- Se pesaron 100 g del suelo seco y se colocó en el recipiente de 1 litro perfectamente seco, se agregó lentamente 500 cm³ de agua destilada medidos en un matriz aforado, removiendo cuidadosamente la mezcla con una varilla de vidrio para evitar la formación de grumos.
- 2- Terminando la operación de agregar los 500 cm³ de agua destilada se agitó con la varilla de vidrio energéticamente todo el contenido del recipiente durante 5 minutos, se tapó y se dejó en reposo hasta el día siguiente.
- 3- Del líquido claro que se encontraba por encima del suelo sedimentado, para los suelos que flocculan, se extrajo con una pipeta, teniendo cuidado de no agitar las partículas de suelo del fondo del recipiente, 100 cm³, y se vertió en una cápsula tarada al 0,001 gr secada previamente en estufa a 100°C – 110°C durante media hora.

- 4- Se colocó la cápsula con su contenido en baño María hasta que se evaporó totalmente el líquido.
- 5- Terminada la evaporación del líquido la cápsula con el residuo sólido se coloca en estufa a 100°C - 110°C secándola durante media hora, luego se deja enfriar y se pesa.

Reactivos para la determinación de sulfatos:

- Solución N°1: 50 cm³ de ácido clorhídrico concentrado diluido en 500 cm³ de agua destilada.
 - Solución N°2: 5 g de cloruro de bario disuelto en 100 cm³ de agua destilada.
- En este caso, no se apreció una cantidad de sales considerables por lo que no se llevó a cabo la determinación de sulfatos

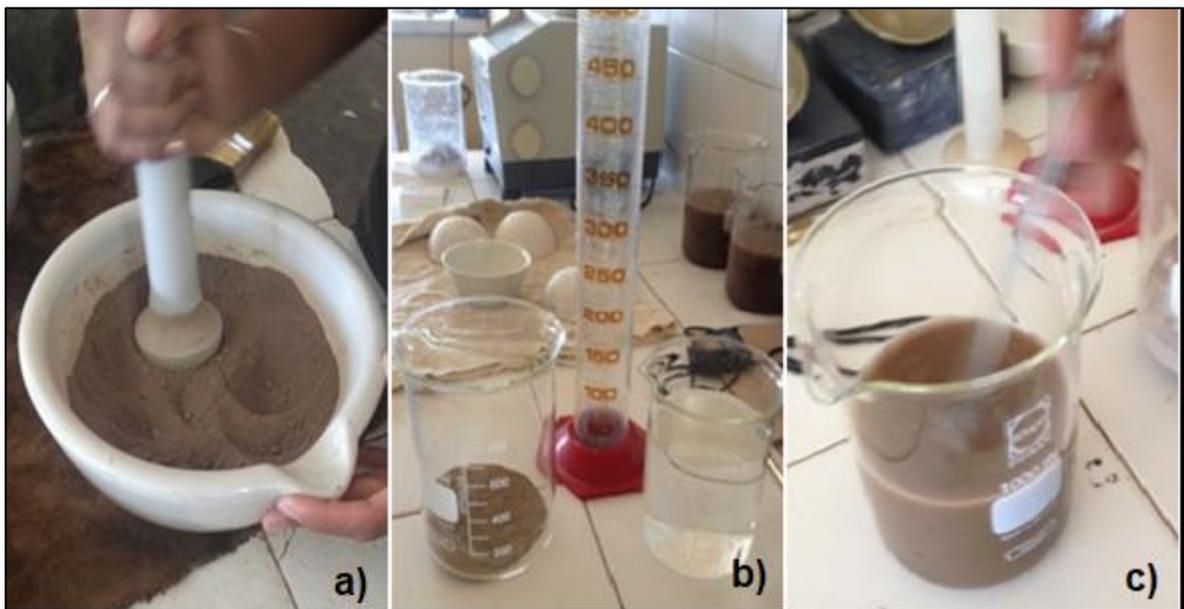


Foto 15: Preparación de la muestra a) Pulverizado; b) Mezcla; c) Agitado.

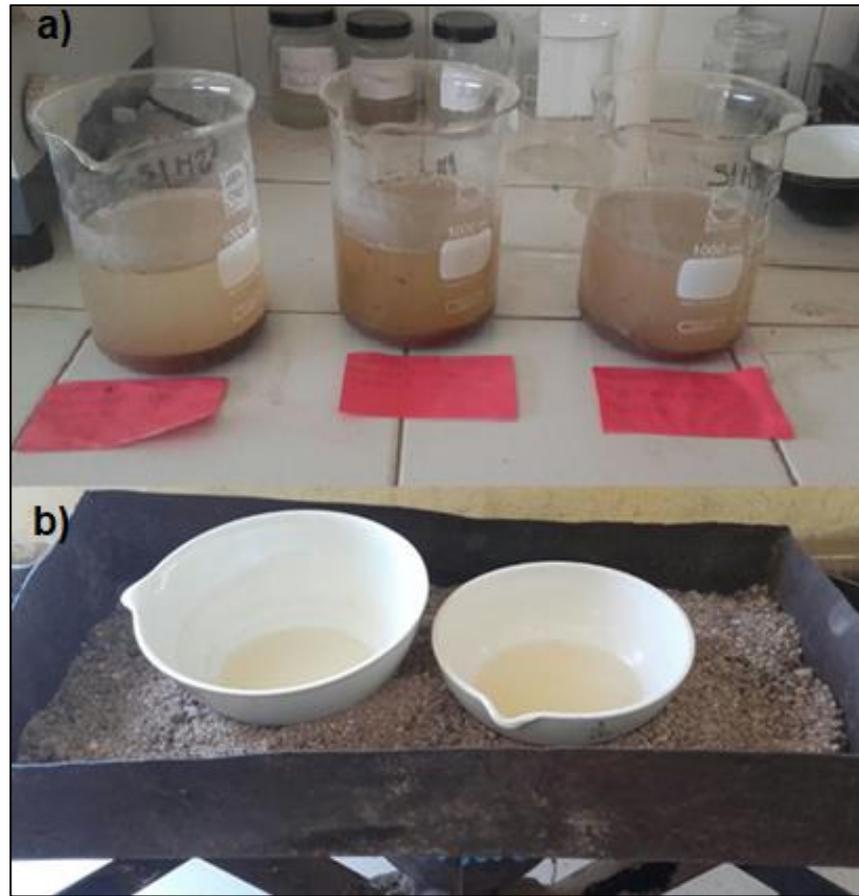


Foto 16: a) Mezcla en reposo; b) Secado de la solución.

Cálculos

El porcentaje de sales totales existentes en el suelo ensayado se determina aplicando la siguiente formula:

$$PS = 5x(P - T)$$

Dónde:

PS% = porcentaje de sal en por ciento de suelo seco.

T = tara de cápsula.

P = peso de la cápsula más sal.

4.2.6. Ensayo para determinar el Peso Unitario Suelto

Instrumental de trabajo:

- Horno
- Recipiente de volumen conocido
- Cuchara de almacenero
- Balanza

Procedimiento:

- 1- Se disgregó y se puso a secar una cantidad de muestra de suelo en estufa a 110°C.
- 2- Con ayuda de una cuchara tipo almacenero se colocó la muestra de suelo en un recipiente de volumen conocido y se enrasó.
- 3- Se pesó el recipiente junto a la muestra enrasada. El peso unitario es la relación entre el peso del suelo en estado suelto y el volumen ocupado por el mismo.



Foto 17: Pesaje del recipiente con la muestra.

4.2.7. Ensayo de Compresión Simple.

Instrumental de trabajo:

- Dispositivo para Compresión (Prensa hidráulica)
- Aro dinamo métrico de 250 Kg o 500 Kg
- Flexímetros
- Balanza de capacidad 1Kg
- Horno para secado de muestra con termostato para mantener temperatura de 110° C
- Extractor de muestras.
- Molde y equipo para compactar probetas



Foto 18: Prensa hidráulica con la probeta de suelo a ensayar.

Muestra a ensayar

- Debe ser de forma cilíndrica y cuya relación altura-diámetro debe ser de 2 a 2,5
- La partícula de suelo más larga contenida en la muestra debe ser más pequeña que la 1/10 del diámetro de la muestra.
- El diámetro mínimo de la muestra debe ser de 30 mm

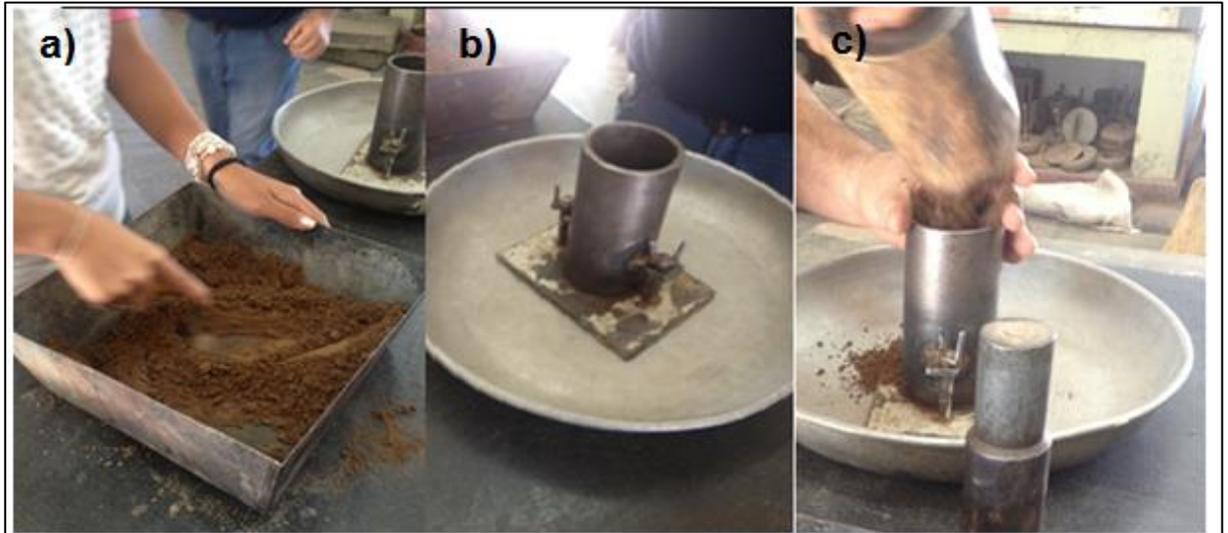


Foto 19: a) preparación de la muestra; b) molde de la probeta; c) llenado del molde con la muestra.

Procedimiento:

- 1- Se tomaron los datos iniciales de la muestra: diámetro, altura
- 2- Se determinó el peso húmedo
- 3- Se colocó la muestra cilíndrica en el centro de la base del equipo de compresión
- 4- Se colocó un flexímetro en la base de la muestra y se ajustó a cero antes de iniciar el ensayo, de igual manera se ajustó a cero el flexímetro del aro dinamométrico.
- 5- Para una prueba de deformación constante se aplicó una velocidad de deformación axial a la muestra entre el 2% al 2,5% min respecto al altura de la muestra.
- 6- Se leyó el flexímetro correspondiente al anillo de carga a intervalos regulares de deformación
- 7- Se continuó el ensayo hasta que los valores de carga disminuyeron con el incremento de deformación, hasta que se obtuvo 3 lecturas iguales consecutivas de carga y la muestra presentó fisuras.
- 8- Se midió el ángulo de falla a fin de determinar el ángulo de fricción interna

9- Se volcaron los datos de deformación y carga en planilla de cálculo.

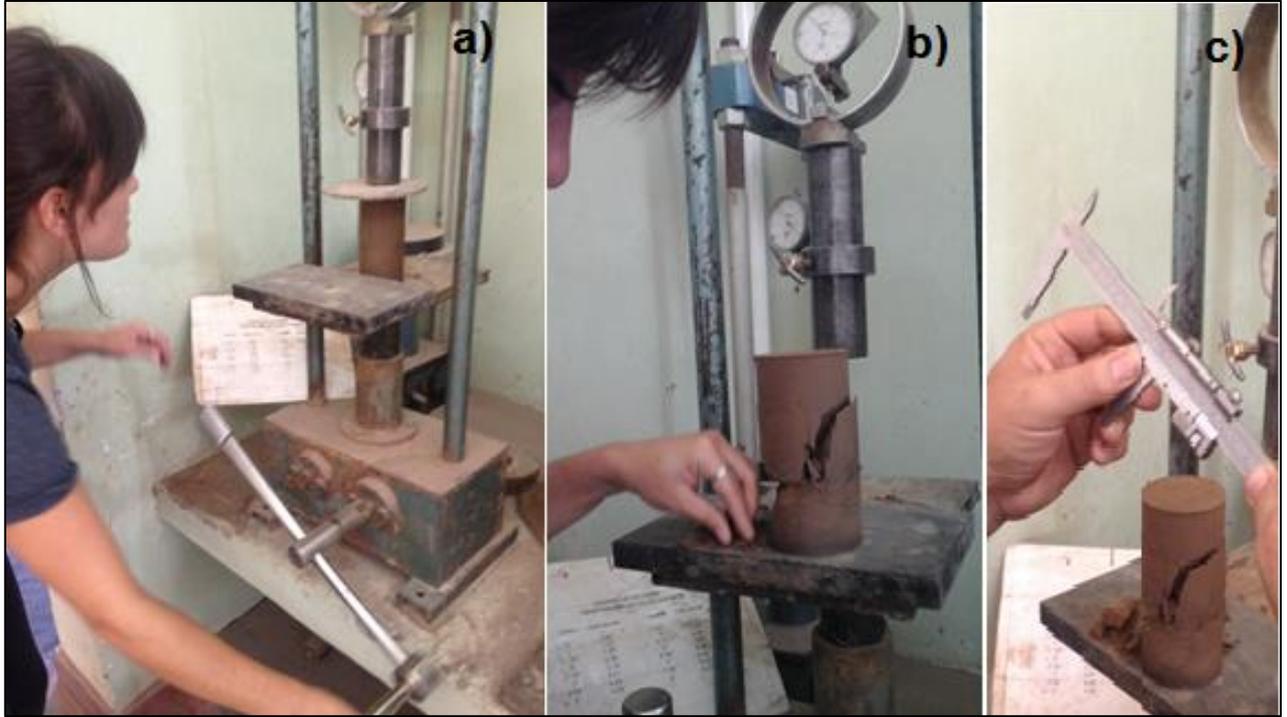


Foto 20: a) ejecución del ensayo en la prensa hidráulica; b) rotura de la probeta; c) medición del ángulo de falla.



5. CAPITULO V

RESULTADOS ALCANZADOS

5.1. RESULTADOS ALCANZADOS

En los diferentes sondeos realizados en la zona de estudio, se observaron materiales diferentes a distintas profundidades y en distintos lugares del predio, de los cuales se eligieron dos sondeos representativos del terreno, uno ubicado en el sector norte (Sondeo N° 8) y otro ubicado en el sector sur (Sondeo N° 2) los cuales serán descriptos a continuación.

5.1.1. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA

El perfil general del terreno presenta las siguientes características:

Relieve: relativamente plano

Pendiente: Norte- Sur y Este- Oeste.

Uso: potrero

Profundidad: seis metros

ESTRATIGRAFÍA

Los suelos explorados corresponden a depósitos fluviales de baja energía pertenecientes a planicie de inundación, (limos, limos arenosos, arenas finas limosas) con distintos contenidos de finos e intercalaciones de arena media mal graduada y bien graduada probablemente de antiguos cauces.

Descripción del perfil en el Sondeo N°2

A partir de los 0-0,30m en la sección superior del perfil estratigráfico: se observó la presencia de un limo orgánico de color marrón oscuro debido a la presencia de materia orgánica poco descompuesta, éste presenta abundantes raíces sin persistencia en profundidad. Luego en profundidad desde los 0,30m a 1,80m tenemos un limo arenoso poco plástico de color pardo amarillento de compacidad media, seguido de una arena fina limosa desde los 1,80m a 3,00m pasante TN°200: 35%, la misma es de color marrón claro, medianamente densa y de baja plasticidad; y en la parte inferior del perfil estratigráfico después de los 3,00m hasta los 5,40m se encuentra compuesto por una arena media mal graduada no plástica de color gris clara, medianamente densa y con un contenido de humedad natural bajo. La humedad natural en toda la columna del perfil es relativamente baja, en el primer metro presento una humedad natural cercana al 10% la cual baja hacia la profundidad en los estratos inferiores a 1,5%.

Descripción del perfil estratigráfico en el Sondeo N°8

En la columna estratigráfica se observó tres tipos de suelo diferenciados, en la parte superior del perfil: un limo orgánico hasta los 0,30m de color marrón oscuro con presencia de raíces poco descompuestas, seguido de éste se encuentra un limo a partir de los 0,30m hasta los 1,80m de color pardo amarillento y poco plástico, por debajo de los 1,80m se observó una arena fina limosa hasta los 3,90m con un contenido de finos entre el 40% y el

50% tiene un color marrón claro, luego aparece nuevamente un limo inorgánico de color pardo amarillento poco plástico con un espesor aprox. de un metro; y a la parte inferior de la columna estratigráfica desde los 5,10 a 6,00 la compone una arena fina limosa nuevamente de color marrón claro.

PERFILES ESTRATIGRAFICOS DE LOS SONDEOS REPRESENTATIVOS

Sector Sur - Sondeo N° 2

Profundidad (m)	Perfil del Suelo
0,30	LIMO ORG.
0,60	LIMO INORG. BAJA COMPRESIBILIDAD
0,90	
1,20	
1,50	
1,80	
2,10	ARENA FINA LIMOSA
2,40	
2,70	
3,00	
3,30	ARENA MEDIA MAL GRADUADA
3,60	
3,90	
4,20	
4,50	
4,80	
5,10	
5,40	

0m-0,30m -Limo orgánico de color marrón oscuro por la presencia de materia orgánica poco descompuesta (presencia de abundantes raíces)

0,30m - 1,80m - Limo inorgánico arenoso poco plástico, color pardo amarillento, compacidad media (presencia de agregados en forma de terrones)

1,80m – 3,00m- Arena limosa, pasante TN°200: 35%, color marrón claro, de baja plasticidad, medianamente densa

3,00m – 5,40m -Arena media mal graduada, no plástica de color gris clara, medianamente densa.

*La humedad en toda la sección del perfil es relativamente baja.

Sector Norte - Sondeo N° 8

Profundidad (m)	Perfil del Suelo
0,30	LIMO ORG.
0,60	LIMO INORG. BAJA COMPRESIBILIDAD
0,90	
1,20	
1,50	
1,80	
2,10	ARENA FINA LIMOSA
2,40	
2,70	
3,00	
3,30	
3,60	
3,90	
4,20	LIMO INORG. BAJA COMPR.
4,50	
4,80	
5,10	ARENA FINA LIMOSA
5,40	
5,70	
6,00	

0m – 0,30m -Limo orgánico, color marrón oscuro con abundantes raíces poco descompuestas.

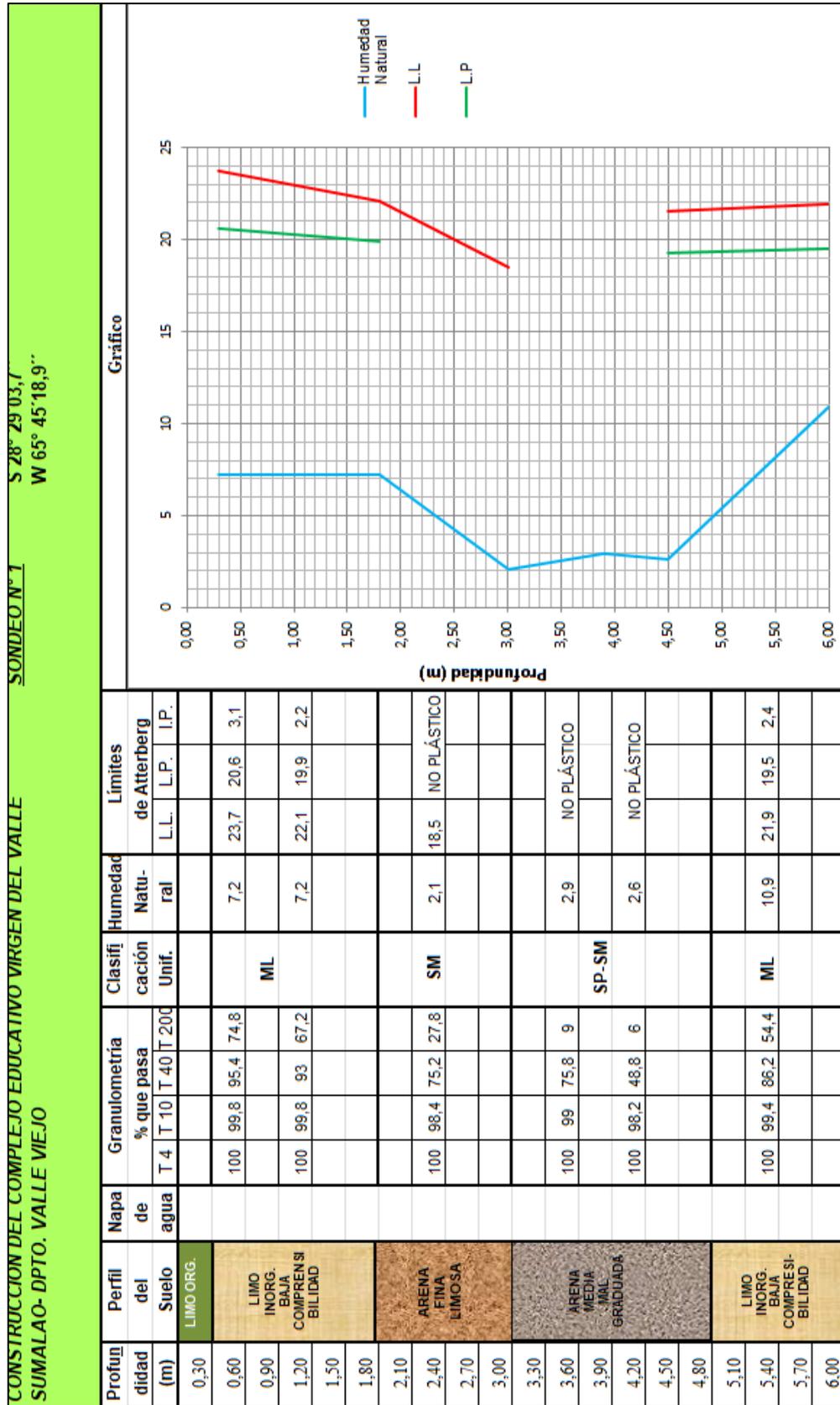
0,30m – 1,80m- Limo inorgánico, color pardo amarillento, poco plástico.

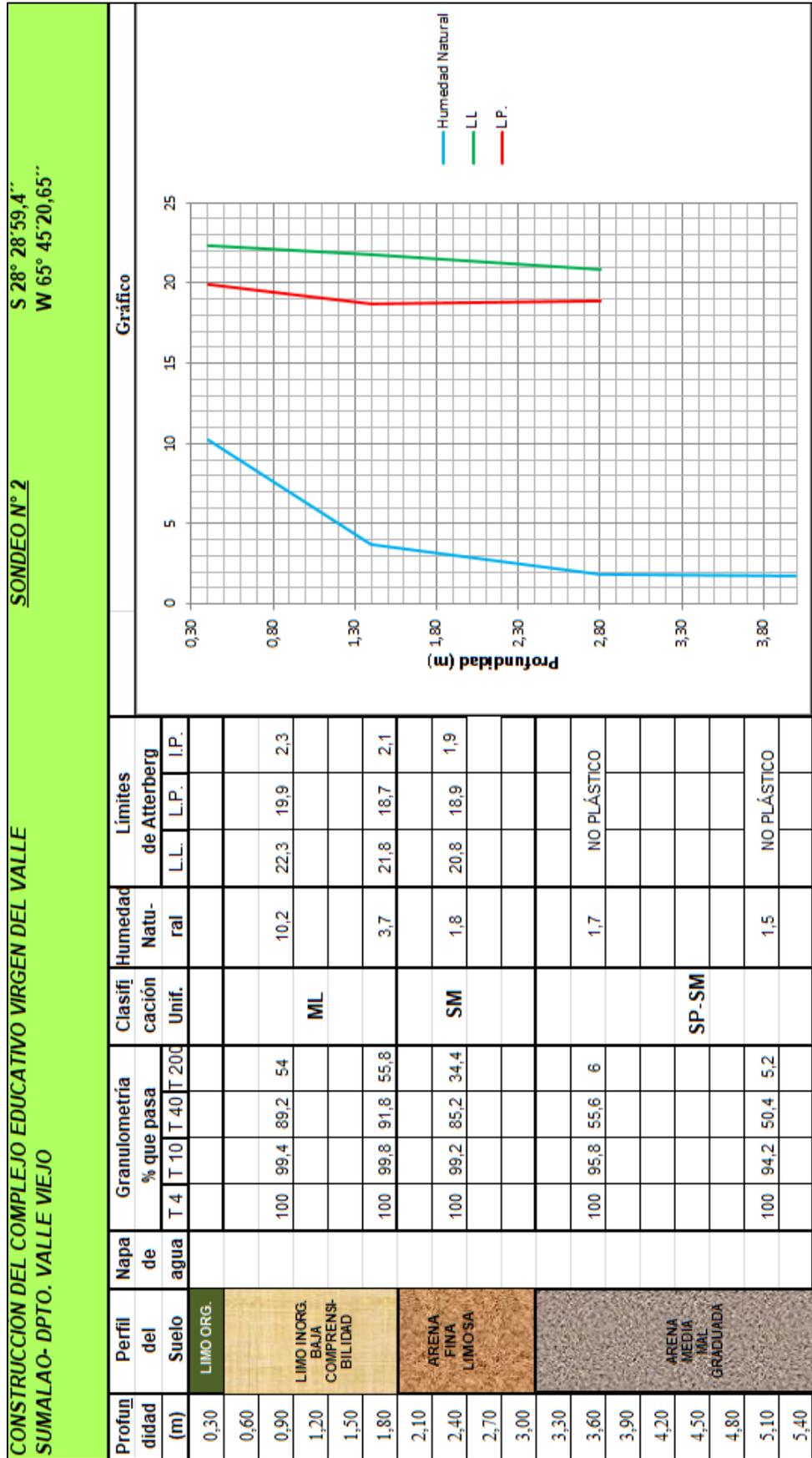
1,80m – 3,90m -Arena fina limosa con un contenido de finos entre 40 y 50%, color marrón claro medianamente densa, poco plástica.

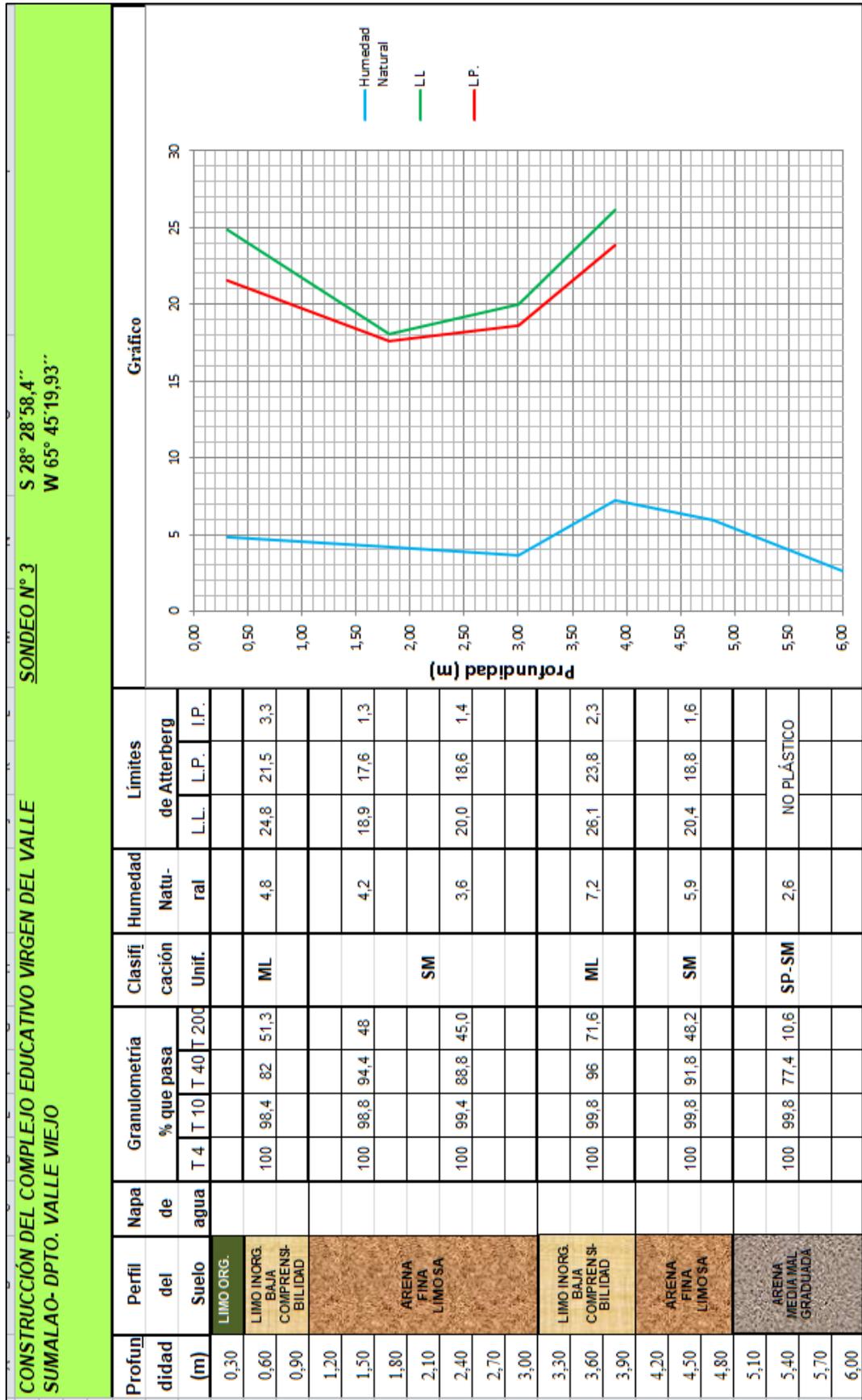
3,90m – 5,10m -limo inorgánico de color pardo amarillento, poco plástico

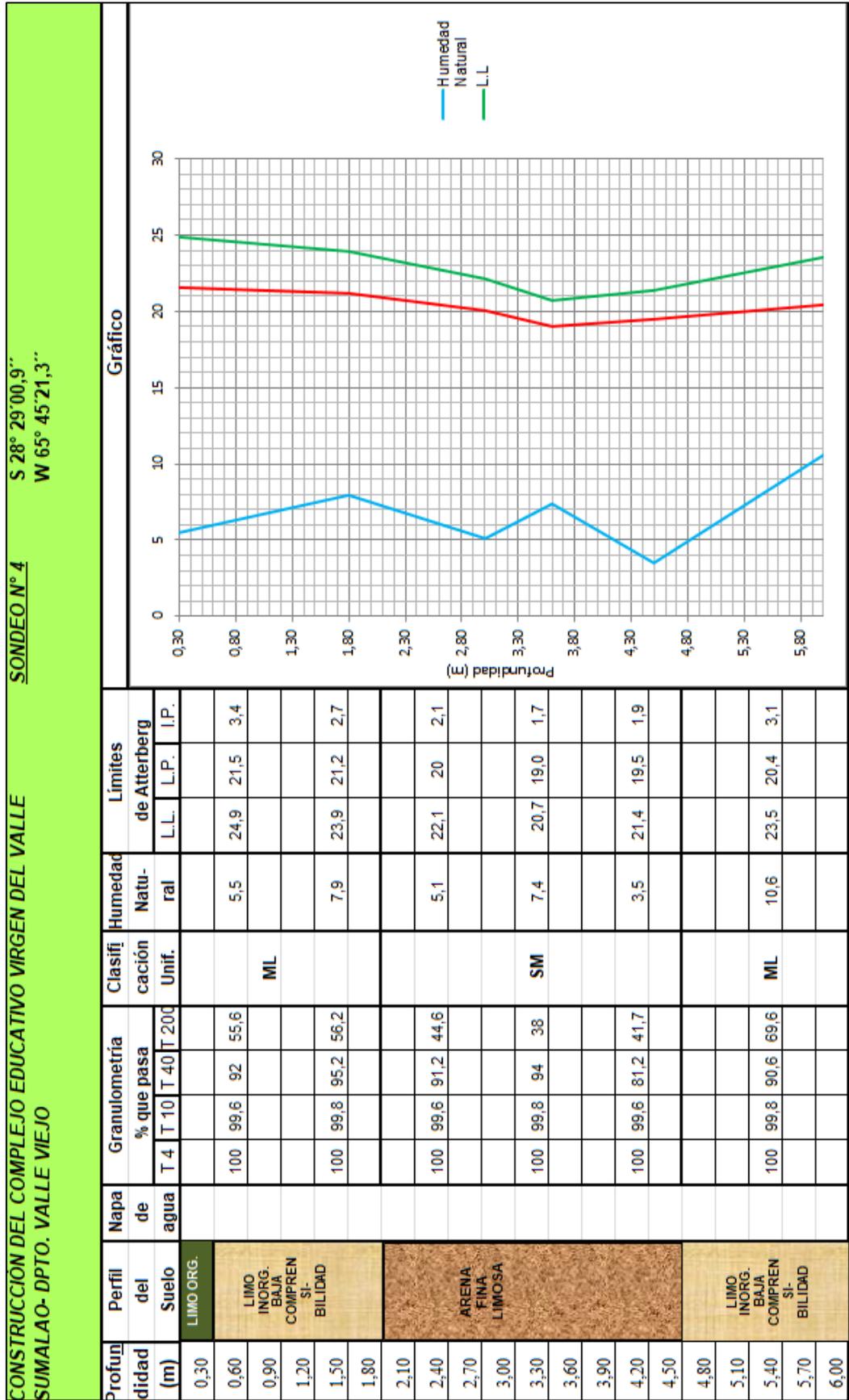
5,10m – 6,00m -Arena fina limosa, color marrón claro, poco plástica.

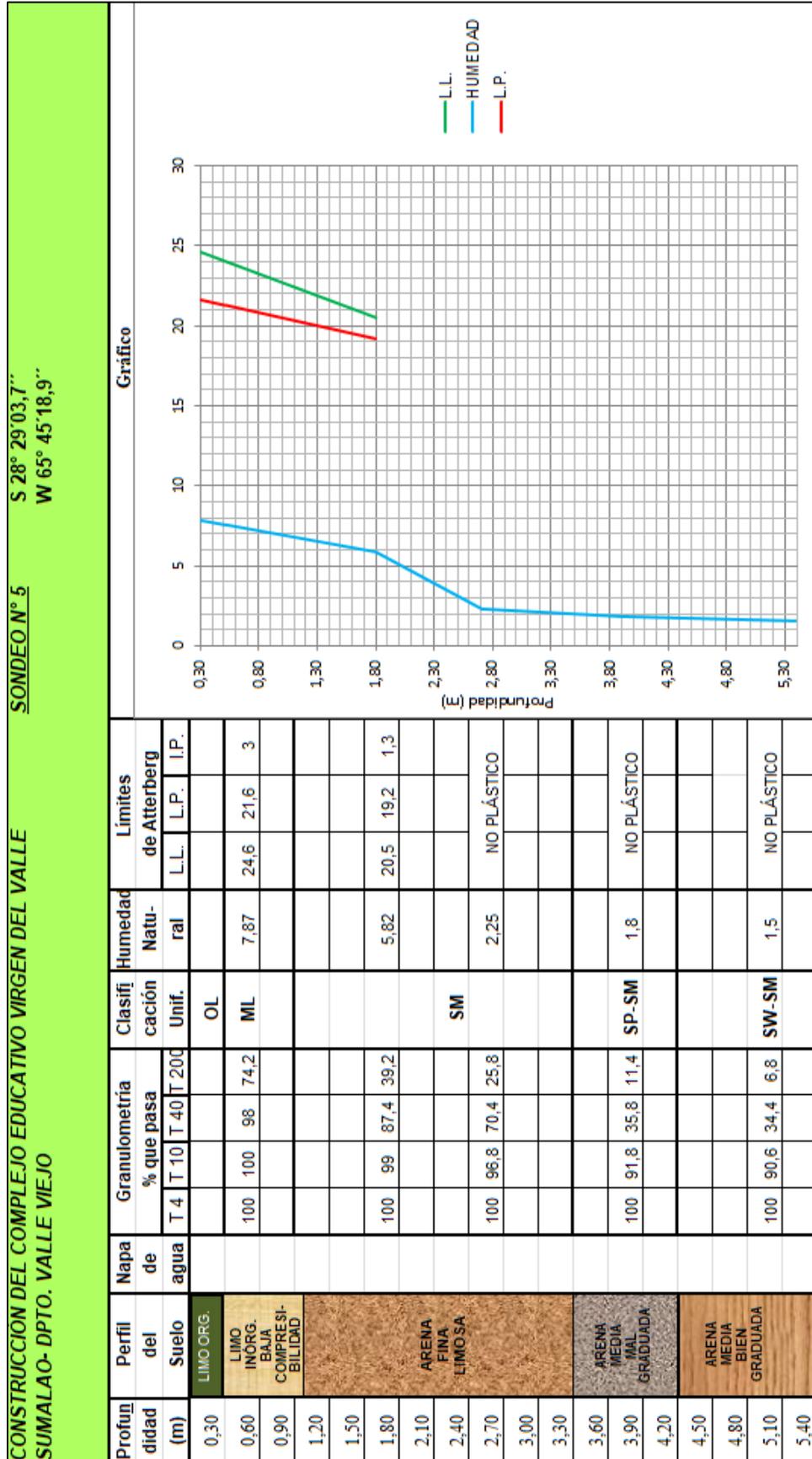
5.2. CUADROS RESUMENES CON DATOS FINALES

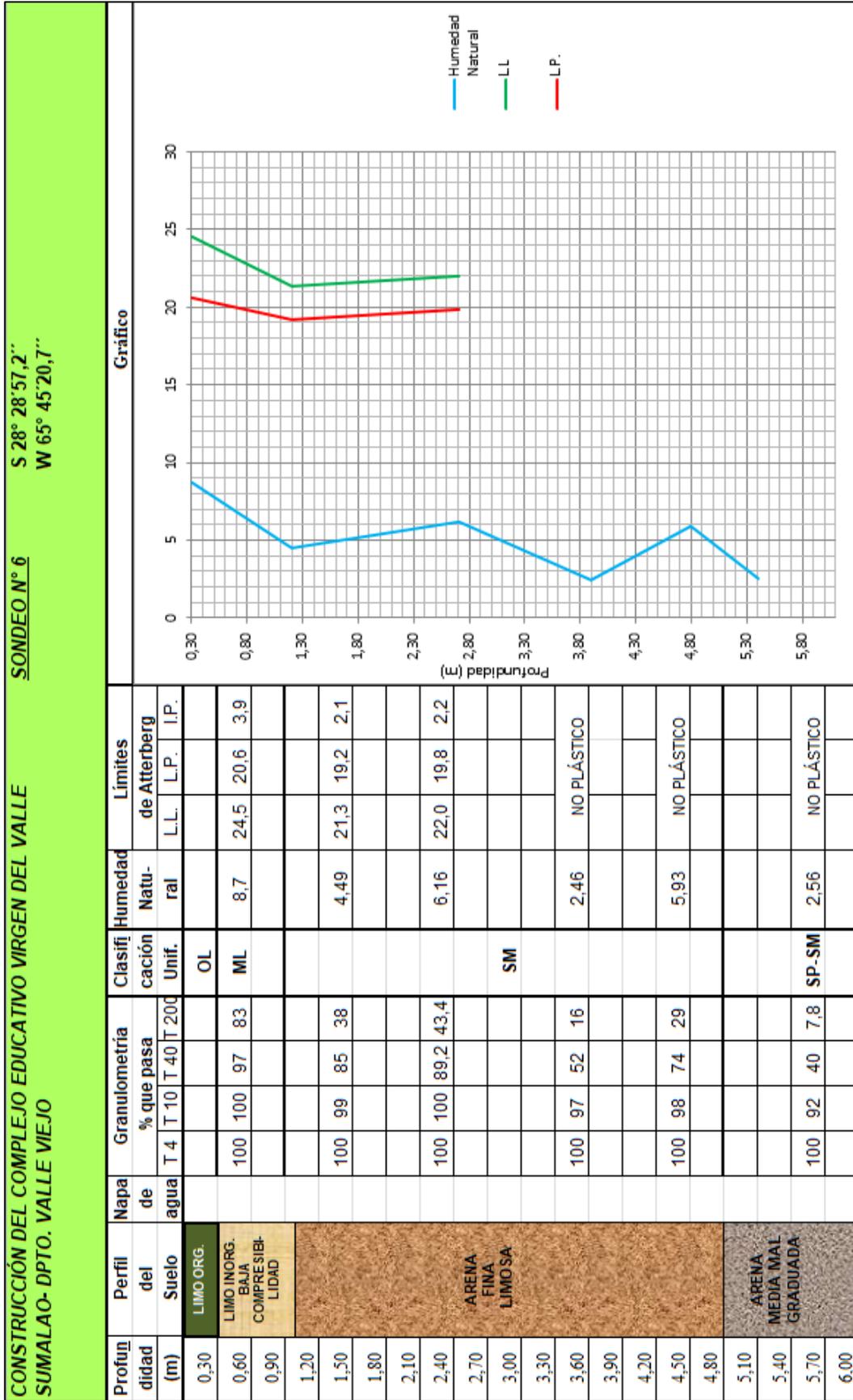


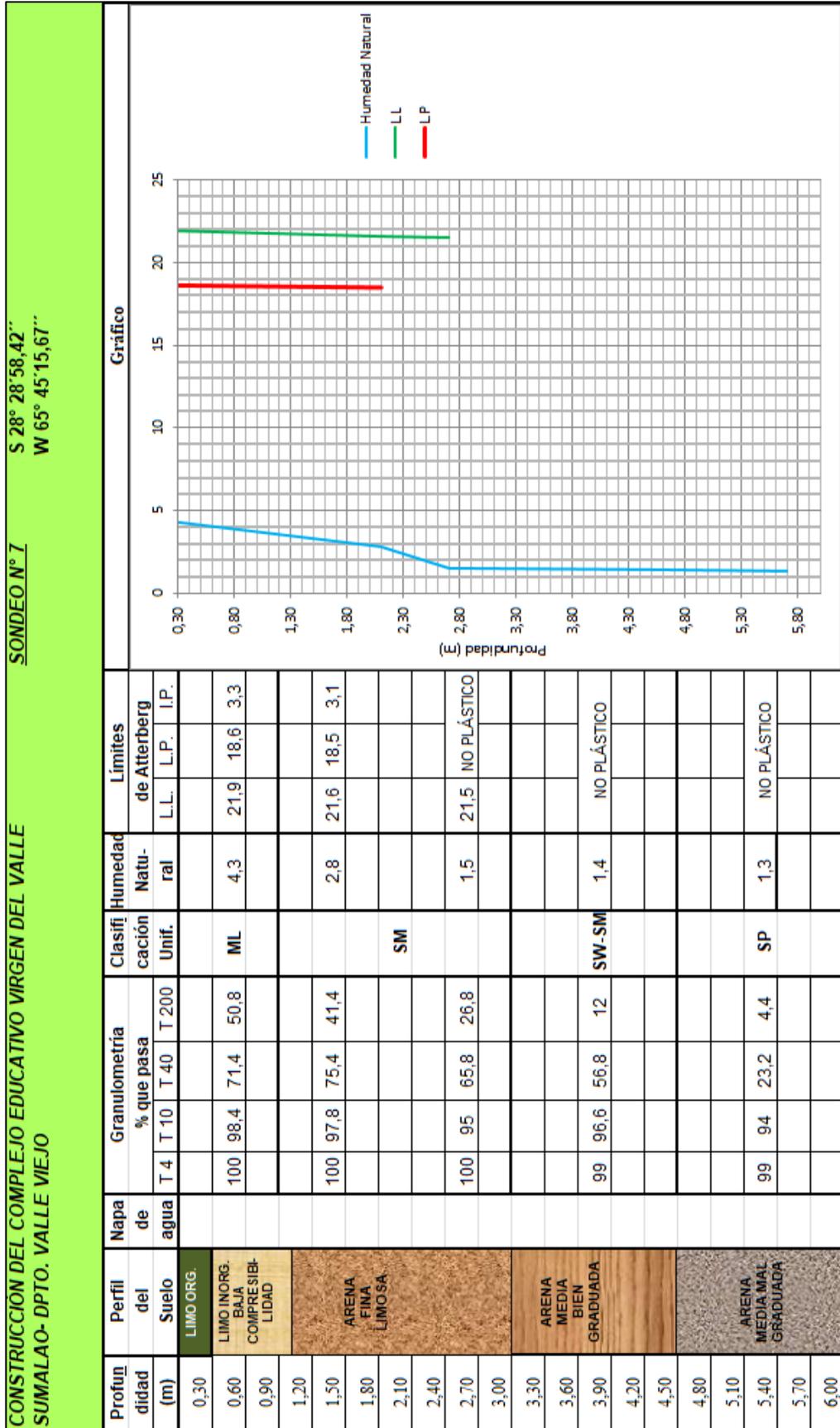


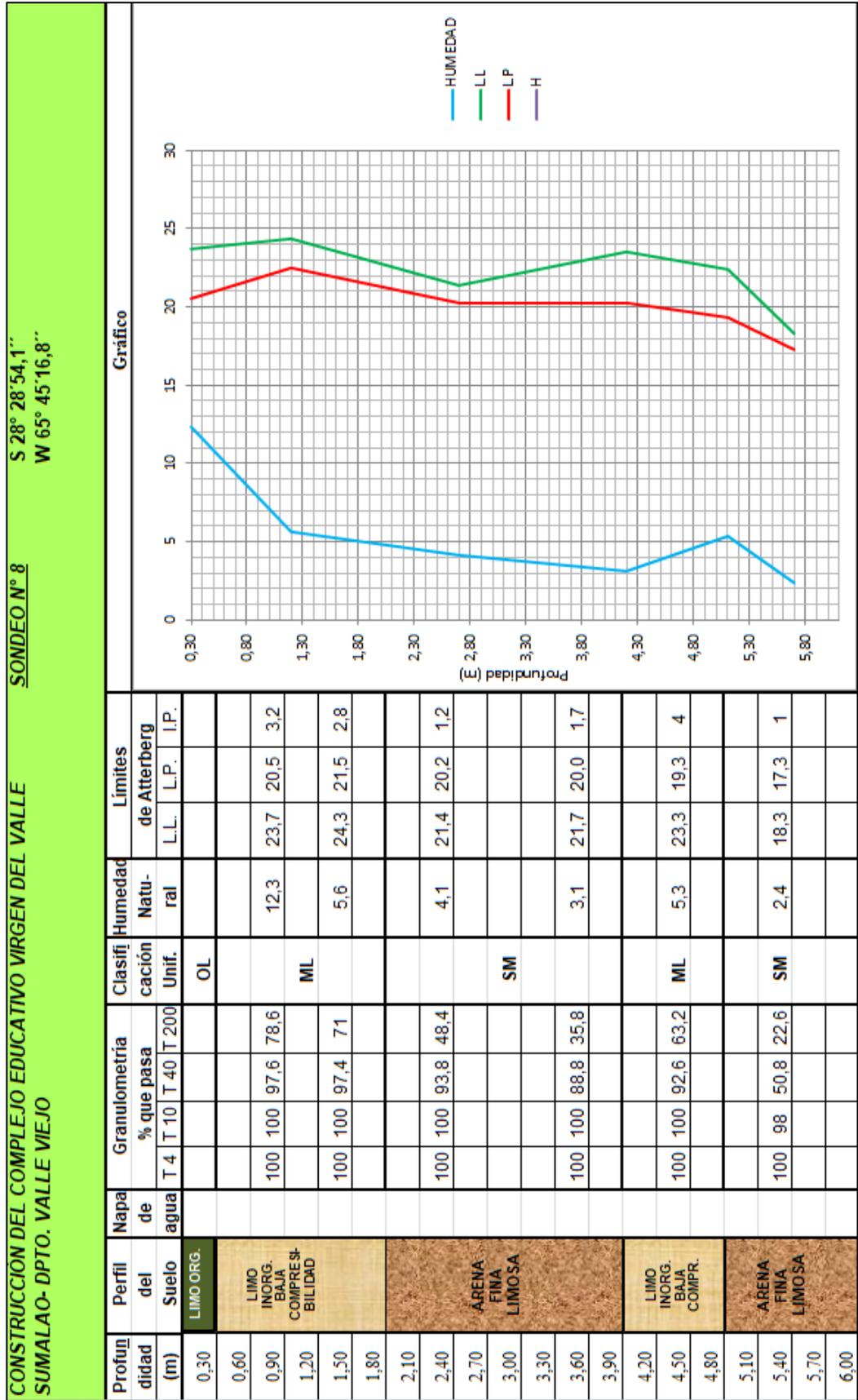


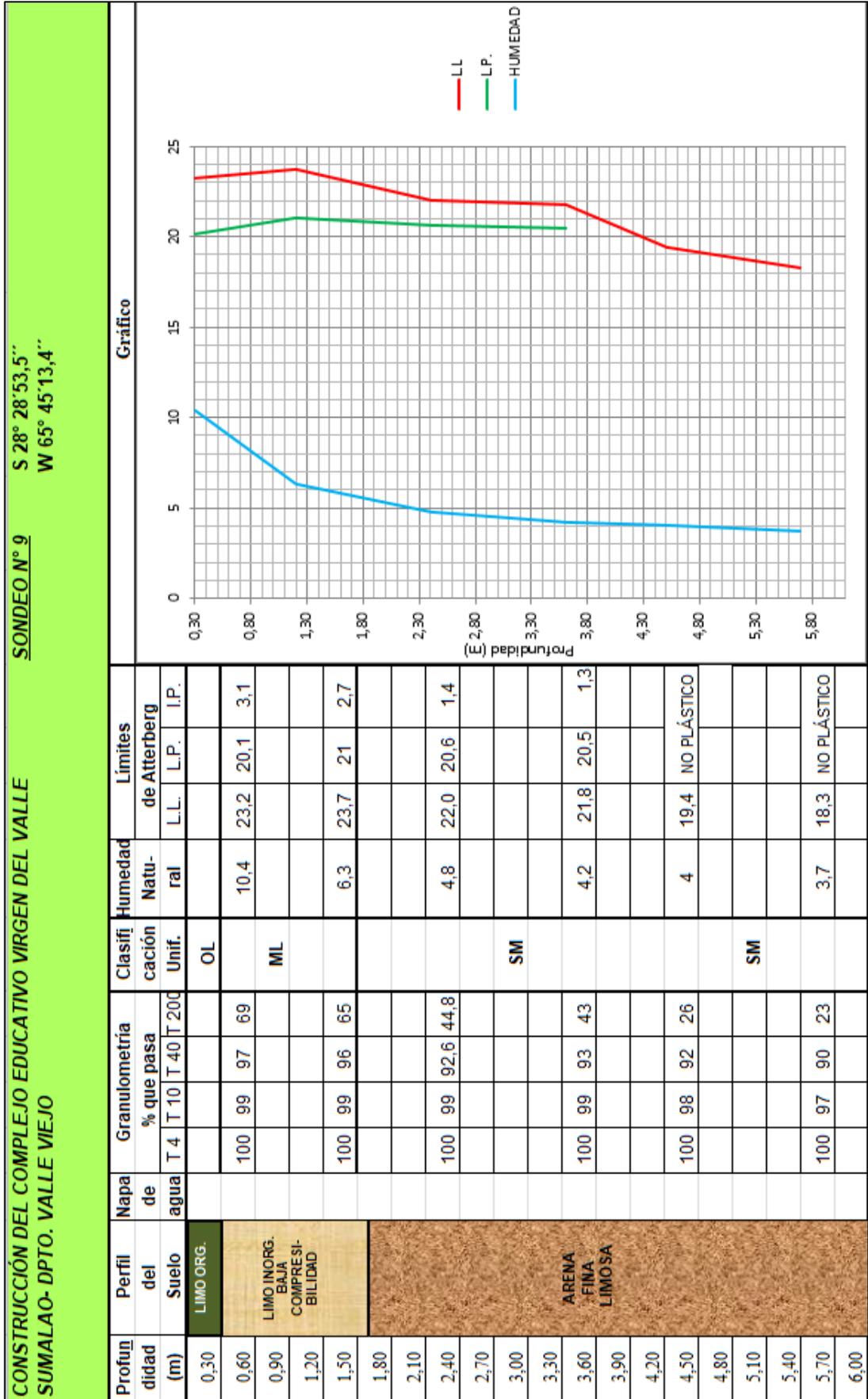


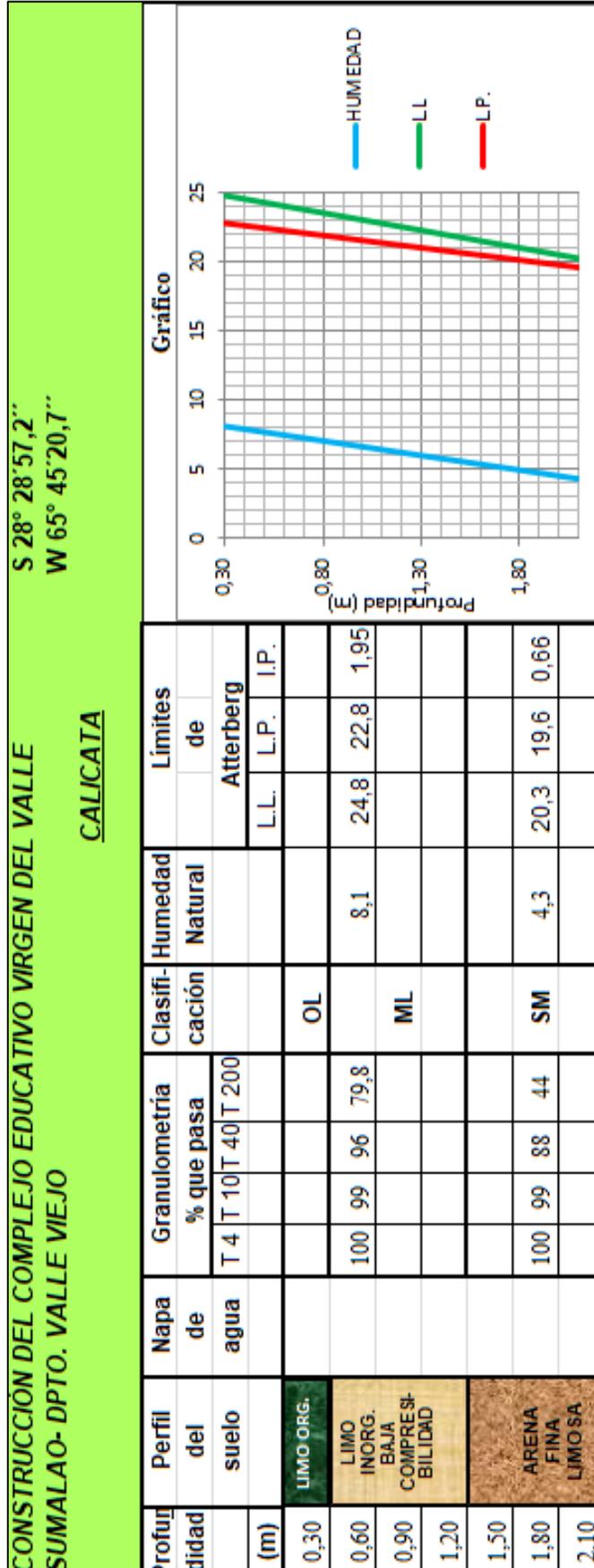












5.3. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

5.3.1. Compacidad

a) Según Densidad Relativa, calculada a partir del ensayo Cono de Arena:

$$Dr = \frac{(\delta_{nat} - \delta_s) \cdot \delta_{m\acute{a}x}}{(\delta_{m\acute{a}x} - \delta_s) \cdot \delta_{nat}} \times 100$$

Donde:

δ_{nat} = densidad natural, in situ.

δ_s = densidad suelta

$\delta_{m\acute{a}x}$ = densidad máxima de compactación

CALICATA	Profundidad (m)	Clasificación	Compacidad (%)
	0,30- 1,00	ML	Medianamente Compacto 46,5%
	1,00 -2,00	SM	Medianamente Densa 49,4 %

b) Según Densidad Relativa, calculada a partir del ensayo de Penetración Estándar, S.P.T.:

En Sondeo N° 2

Profundidad (m)	Clasificación	N° de Golpes	Compacidad (%)
1,00 - 1,30	ML	10	Compacto
2,00 - 2,30	SM	12	Medianamente densa
3,00 - 3,30	SP-SM	14	Medianamente densa
4,00 - 4,30	SP-SM	15	Medianamente densa
5,00 - 5,30	SP-SM	16	Medianamente densa

En Sondeo N° 8

Profundidad (m)	Clasificación	N° de Golpes	Compacidad (%)
1,00 - 1,30	ML	8	Medianamente compacto
2,00 - 2,30	SM	10	Medianamente densa
3,00 - 3,30	SM	12	Medianamente densa
4,00 - 4,30	ML	14	Compacto
5,00 - 5,30	SM	15	Medianamente densa

CONSISTENCIA		A
Arcillas	Vlores del SPT	
Muy Blanda	< 2	
Blanda	2 y 4	
Median. Compacta	4 a 8	
Compacta	8 a 15	
Muy Compacta	15 a 30	
Dura	> 30	
Arenas	Vlores del SPT	
Muy Sueltas	< 4	
Sueltas	4 a 10	
Median. Densas	10 a 30	
Densas	30 a 50	
Muy Densas	> 50	

B		
Arcillas	Valores del SPT	Compresión Simple (kg/cm ²)
Muy Blanda	< 2	< 0,25
Blanda	2 y 4	0,25 a 0,50
Median. Compacta	4 a 8	0,50 a 1,00
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00
Muy Compacta	15 a 30	2,00 a 4,00
Dura	> 30	> 4,00

Figura 39: Tabla A, con valores de consistencia para limos y arenas. Tabla B, valores de compacidad relativa para suelos finos en función de los resultados de S.P.T. Fuente: (Leoni, 2010)

5.3.2. Ángulo de fricción interna y cohesión

Estos parámetros geomecánicos se obtuvieron de los suelos ML y SM (con un contenido de finos entre 40 % y 50%) mediante ensayos de compresión simple no confinada a deformación controlada sobre probetas moldeadas a densidad natural. Y en los suelos arenosos SM (con un contenido de finos >40%), SP-SM y SW-SM, se obtuvieron a partir de los ensayos S.P.T (incluyendo la fórmula de Kishida: $\phi = 15^\circ + \sqrt{18 \cdot N_c}$).

- a) **Ángulo de fricción interna y cohesión en ML y SM** (contenido de finos entre el 40 y 50%). A partir del ensayo de compresión simple no confinada a deformación controlada.

Clasificación	Ángulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (kpa)
ML	19°	16,1
SM	21°	9,6

- b) **Angulo de fricción interna en suelos arenosos SM, SP-SM y SW-SM** (contenido de finos >40%). A partir de los ensayos SPT realizados en los sondeos N° 2 y N° 8 aplicando la fórmula de Kishida. La cohesión es muy baja o nula y la tomamos como valor 0.

Sondeo N° 2

Profundidad (m)	Clasificación	N° de Golpes	ϕ Ángulo de fricción interna
1,00 – 1,30	ML	10	-
2,00 – 2,30	SM	12	30°
3,00 – 3,30	SP- SM	14	31°
4,00 – 4,30	SP- SM	15	31°
5,00 – 5,30	SP- SM	16	32°

Sondeo N° 8

Profundidad (m)	Clasificación	N° de Golpes	ϕ Ángulo de fricción interna
1,00 – 1,30	ML	8	-
2,00 – 2,30	SM	10	-
3,00 – 3,30	SM	12	30°
4,00 – 4,30	ML	14	-
5,00 – 5,30	SM	15	31°

5.3.3. Capacidad de carga y tensión admisible

Zapata Corrida: Criterio de Terzaghi- desplante en ML.

Capacidad de carga: $qc = c.Nc + \gamma l.Df.Nq + 0.5.B.\gamma'.Ny$

Donde:

c = cohesión

γ_l = peso unitario efectivo del suelo por encima del nivel de desplante

γ' = peso unitario efectivo del suelo por debajo del nivel de desplante

D_f = profundidad de la superficie de apoyo del cimiento o profundidad de desplante.

B = ancho de la zapata o base

Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga adimensionales, funciones únicamente de ϕ

Tensión admisible: $\sigma_{adm} = qc/Fs$

Donde:

qc = capacidad de carga

Fs = 3, factor de seguridad

a) Zapata corrida

Suelo	Prof. Desplante (m)	Ancho de la base B (m)	Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	Cohesión c (Tn/m ²)	Capacidad de Carga qc (Tn/m ²)	Tensión Admisible σ (kg/cm ²)
ML	1,00	0,80m	19°	1,61	32,5	1,08
ML	1,20	0,80 m	19°	1,61	34,01	1,13
ML	1,50	0,80 m	19°	1,61	36,3	1,21

b) Zapata cuadrada: Criterio de Terzaghi- desplante en SM.

Capacidad de carga: $qc = 1,2 \cdot c \cdot Nc + \gamma l \cdot Df \cdot Nq + 0,4 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N\gamma$

Tensión admisible: $\sigma_{adm} = qc / Fs$

Sondeo N° 2

	Profundidad de desplante Df (m)	Ángulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (Tn/m ²)	Ancho de la base B (m)	Capacidad de carga qc (Tn/m ²)	Tensión Admisible σ (kg/cm ²)
SM <40%	2,00	30°	0	1	62,22	2,07
	2,00	30°	0	1,50	68,5	2,28
	2,00	30°	0	2	74,77	2,49
	2,50	30°	0	1		
	2,50	30°	0	1,50	80,91	2,69
	2,50	30°	0	2	87,18	2,90

Sondeo N° 8

	Profundidad de desplante Df (m)	Ángulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (Tn/m ²)	Ancho de la base B (m)	Capacidad de carga qc (Tn/m ²)	Tensión Admisible σ (kg/cm ²)
SM >40%	2,00	22°	0,96	1,00	44,5	1,48
	2,00	22°	0,96	1,50	46,5	1,56
	2,00	22°	0,96	2,00	48,5	1,62
	2,50	22°	0,96	1,00	49,82	1,66
	2,50	22°	0,96	1,50	51,81	1,72
	2,50	22°	0,96	2,00	53,81	1,79

c) Base Rectangular: Criterio de Brinch- Hansen, desplante en SM <40%

Capacidad de carga: $qc = 1,2 \cdot c \cdot Nc + \left(1 + \frac{B}{L} \cdot tg \phi\right) \cdot q \cdot Nq + 0,5 \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot B \cdot \gamma \cdot N\gamma$

Donde:

$q = Df \cdot \gamma$ (profundidad de desplante. Peso unitario por encima del nivel de desplante)

$Sq = 1 + B/L \cdot tg \phi$ (B=ancho / L= largo). Factores de forma

$S\gamma = 1 - 0,4 B/L$. Factores de forma

Tensión admisible: $\sigma_{adm} = qc / Fs$

Suelo SM contenido de finos <40%.

SM <40%	Profundidad de desplante Df (m)	Ángulo de Fricción Interna ϕ	Cohesión c (Tn/m ²)	Ancho de la base B (m)	Largo de la base L (m)	Capacidad de carga qc (Tn/m ²)	Tensión Admisible σ (kg/cm ²)
	3	30°	0	1	2	108,7	3,62
	3,50	30°	0	1	2	123,8	4,12

5.4. ASENTAMIENTOS

Los asentamientos se calcularon para los suelos más compresibles, para limo y arena limosa con finos mayor al 40%. A partir de la teoría elástica.

$$\text{Asentamiento inmediato: } S_e = \frac{q_0 \cdot B \cdot I \cdot (1 - \mu^2)}{E_s}$$

Donde:

S_e = asentamiento elástico (cm)

q_0 = esfuerzo promedio transmitido o esfuerzo vertical (kg/cm²)

B = ancho de la cimentación (m)

E_s = módulo de Young o de elasticidad (kg/cm²)

I = factor de influencia o factor de forma (cm/m)

μ = relación de Poisson

$$\text{Asentamiento de Consolidación: } S_c = U_g \cdot P_o \quad P_o = m_v \cdot \sigma_{adm} \cdot H$$

Donde:

U_g = coeficiente que depende del tipo de suelo

P_o = asentamiento odométrico

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrico

σ_{adm} = esfuerzo vertical efectivo (tensión)

H = espesor de la capa

a) Zapata Corrida: Suelo ML.

Tipo de fundación	Profundidad de desplante Df (m)	Esfuerzo vertical (kg/cm ²)	Asentamiento inmediato S _e (cm)	Asentamiento de Consolidación S _c (cm)	Asentamiento total ST (cm)
Zapata corrida	1	1,08	0,68	2,26	2,94
	1,20	1,13	0,7	2,38	3,08
	1,50	1,21	0,8	2,54	3,30

b) Zapata Cuadrada: Suelo SM.

Suelo SM contenido de finos >40%.

Tipo de fundación	Profundidad de desplante Df (m)	Base	Esfuerzo vertical (Tn/m ²)	Asentamiento inmediato S _e (cm)	Asentamiento de Consolidación S _c (cm)	Asentamiento total ST (cm)
Zapata Cuadrada	2,00	1	14,8	1,05	1,24	2,3
	2,00	1,50	15,6	1,66	1,31	2,9
	2,00	2,00	16,2	2,31	1,36	3,6

5.5. CÁLCULOS DE PERMEABILIDAD. Criterio de Terzaghi

Los cálculos se hicieron para los estratos más permeables, SP-SM y SW-SM.

SONDEO	MUESTRA	POROSIDAD n	C ₁	PERMEABILIDAD K (cm/seg)
1	4	0,3	29,8	2,3.10 ⁻¹
	5	0,3	29,8	3,6.10 ⁻¹
2	4	0,3	29,8	2,9.10 ⁻¹
	6	0,3	29,8	2,9.10 ⁻¹
7	4	0,3	29,8	4,7.10 ⁻¹
7	5	0,3	29,8	6,7.10 ⁻¹

$$K = C_1 D_{10}^2 (0,7 + 0,03 \cdot t^\circ)$$

Donde:

$$C_1 = C_0 \left(\frac{n - 0,13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2$$

n= porosidad

C₀= Coeficiente que depende de la esfericidad de los granos cuyos valores son:

Arenas de granos redondeados *C₀*= 800

Arenas de granos angulosos *C₀*= 460

Arenas con limos *C₀* < 400



6. CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El subsuelo de la zona está conformado por una secuencia granocreciente limo-arenosa, donde el tamaño del grano aumenta en profundidad, de origen fluvial de baja energía.
- En los suelos finos el mecanismo de resistencia al corte está regido por la acción cohesiva de la fracción fina y por la fricción intergranular de los granos de arena y en los granulares por el ángulo de fricción interna y la compacidad de los mismos. Los valores se determinaron en los primeros mediante prueba de compresión simple a deformación controlada y en los segundos se estimó a partir de los ensayos de penetración dinámica aplicando la fórmula de Kishida.
- En este trabajo analizamos tres alternativas de fundación: la primera una zapata corrida desplantada en el suelo ML, la segunda es una zapata cuadrada desplantada en el suelo SM y la tercera una zapata rectangular desplantada en SP-SM.
- La tensión admisible para una zapata corrida entre la cota -1,00m y -1,50m varía a entre 1,08 a 1,21 kg/cm², para una zapata cuadrada entre las cotas -2,00 y 2,50m varía entre 1,48 a 1,79 kg/cm² y para zapata rectangular < 3 kg/cm².
- Los asentamientos en el manto del limo y arena limosa es inferior a los límites establecidos por Terzaghi, Skempton, Burland.
- De acuerdo a los ensayos efectuados se comprobó la ausencia de sales totales y sulfatos que es un agente nocivo para los hormigones.
- Conforme a la evaluación de los resultados, la compacidad relativa del sub suelo aumenta a profundidad por lo que podemos inferir que la resistencia al corte varia en el mismo sentido.
- Hasta la cota de exploración no se encontró el nivel freático.

RECOMENDACIONES

- Se debe evitar pérdidas en la red de agua y sanitaria para prevenir algún tipo de asentamiento especialmente en el suelo limoso.
- El tipo y cota de fundación queda al criterio del proyectista, se sugiere fundación en zapata cuadrada o base rectangular.



BIBLIOGRAFÍA

- (2011). INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Cimentaciones Superficiales. Cataluña.
- Argentina, I. G.-U. (2012). Clasificación de Suelos. Buenos Aires.
- Eulalio Juarez Badillo, A. R. (1996). Mecanica de Suelos Tomo II. mexico: limusa noriega editores.
- Hurtado, D. J. (s.f.). Diseño de Cimentaciones Superficiales.
- Juárez Badillo, R. R. (1996). Mecánica de Suelos Tomo I. México: Limusa Noriega Editores.
- Leoni, I. A. (2010). geotecnia III. Parametrización de suelos mediante ensayos In Situ. Buenos Aires.
- LLano, J. J. (1975). Mecánica de Suelos. Barcelona: editores técnicos asociados, s.a.
- R.E. López Menardi, I. C. (2003). Determinación In Situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal del penetración . Buenos Aires.
- Rojas, L. R. (2012). Estudio geotécnico para distribuidora ARCOR. San Fernando del Valle de Catamarca.
- SEGEMAR. (1994). Hoja Geológica 2966-II San Fernando del Valle de Catamarca. Buenos Aires: Editorial Universitaria de La Plata.
- Vera, G. C. (2001). Estudio geotécnico puente Rio del Valle Av. Juan Chelemín. San Fernando del Valle de Catamarca.
- Whitman, T. L. (1997). Mecánica de Suelos. En T. L. Whitman, Mecánica de Suelos (pág. 299). México: LIMUSA. Noriega editores.
- Zeevaert, L. (1980). Interacción Suelo- Estructura de Cimentación. México: Limusa.

LINKS

- Google Earth Pro
- AutoCAD 2010
- <https://mecanicadesuelos1unitec.wordpress.com/ensayo-compresion-simple/>
- <http://geotecnia-sor.blogspot.com/2012/11/historia-de-la-geotecnia-terzaghi-y-el.html>
- ftp://ftp.unicauca.edu.co/cuentas/.../lucruz/docs/.../Clase%2003_Fundaciones.pdf
- <http://www.ucpypfe.gov.ar/CAF8028/Fray/CAPITULO%204.pdf>
- <http://www.desdeelmurete.com/capacidad-de-carga-ultima/>
- <https://mecanicadesuelos.wordpress.com/2011/03/23/>
- <http://www.fullquimica.com/2011/08/tamizado.html>
- <https://es.scribd.com/document/335235113/Practica-N-2-Analisis-Granulometrico-por-Tamizado-pdf>
- https://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos
- www.ucpypfe.gov.ar/CAF8028/Fray/CAPITULO%204.pdf



7. CAPITULO VII

ANEXOS

7.1. GRANULOMETRIAS

Sondeo N° 1

Coordenadas: S 28° 29' 03,7", W 65° 45' 18,9"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	44	954	95,4
	200	206	748	74,8
2	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	68	930	93
	200	258	672	67,2
3	4		1000	100
	10	16	984	98,4
	40	232	752	75,2
	200	474	278	27,8
4	4		1000	100
	10	10	990	99
	40	232	758	75,8
	200	668	90	9
5	4		1000	100
	10	18	982	98,2
	40	494	488	48,8
	200	428	60	6
6	4		1000	100
	10	6	994	99,4
	40	132	862	86,2
	200	318	544	54,4

Sondeo N° 2

Coordenadas: S 28° 28' 59,4", W 65° 45' 20,65"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	6	994	99,4
	40	102	892	89,2
	200	352	540	54
2	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	80	918	91,8
	200	360	558	55,8
3	4		1000	100
	10	8	992	99,2
	40	140	852	85,2
	200	508	344	34,4
4	4		1000	100
	10	42	958	95,8
	40	402	556	55,6
	200	496	60	6

Sondeo N° 3

Coordenadas: S 28° 28' 58,4", W 65° 45' 19,93"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	16	984	98,4
	40	164	820	82
	200	307	513	51,3
2	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	54	944	94,4
	200	464	480	48
3	4		1000	100
	10	6	994	99,4
	40	106	888	88,8
	200	438	450	45
4	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	38	960	96
	200	244	716	71,6
5	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	80	918	91,8
	200	436	482	48,2
6	4		1000	100
	10	6	994	99,4
	40	142	852	85,2
	200	746	106	10,6

Sondeo N° 4

Coordenadas: S 28° 29' 00,9", W 65° 45' 21,3"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	4	996	99,6
	40	76	920	92
	200	364	556	55,6
2	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	46	952	95,2
	200	390	562	56,2
3	4		1000	100
	10	4	996	99,6
	40	84	912	91,2
	200	466	446	44,6
4	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	58	940	94
	200	560	380	38
5	4		1000	100
	10	4	996	99,6
	40	184	812	81,2
	200	395	417	41,7
6	4		1000	100

	10	2	998	99,8
	40	92	906	90,6
	200	210	696	69,6

Sondeo N° 5

Coordenadas: S 28° 29' 03,7", W 65° 45' 18,9"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10		1000	100
	40	20	980	98
	200	238	742	74,2
2	4		1000	100
	10	10	990	99
	40	116	874	87,4
	200	482	392	39,2
3	4		1000	100
	10	32	968	96,8
	40	264	704	70,4
	200	446	258	25,8
4	4		1000	100
	10	82	918	91,8
	40	560	358	35,8
	200	244	114	11,4
5	4		1000	100
	10	94	906	90,6
	40	562	344	34,4
	200	276	68	6,8

Sondeo N° 6

Coordenadas: S 28° 28' 57,2", W 65° 45' 20,7"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	30	968	96,8
	200	134	834	83,4
2	4		1000	100
	10	8	992	99,2
	40	138	854	85,4
	200	476	378	37,8
3	4		1000	100
	10	4	996	99,6
	40	104	892	89,2
	200	458	434	43,4
4	4		1000	100
	10	34	966	96,6
	40	442	524	52,4
	200	364	160	16
5	4		1000	100
	10	18	982	98,2
	40	238	744	74,4
	200	456	288	28,8

6	4		1000	100
	10	76	924	92,4
	40	526	398	39,8
	200	320	78	7,8

Sondeo N° 7

Coordenadas: S 28° 28' 57,2", W 65° 45' 20,7"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	16	984	98,4
	40	270	714	71,4
	200	216	498	49,8
2	4		1000	100
	10	22	978	97,8
	40	224	754	75,4
	200	340	414	41,4
3	4		1000	100
	10	48	952	95,2
	40	294	658	65,8
	200	390	268	26,8
4	4	6	994	99,4
	10	28	966	96,6
	40	398	568	56,8
	200	450	118	11,8
5	4	14	986	98,6
	10	46	940	94
	40	708	232	23,2
	200	188	44	4,4

Sondeo N° 8

Coordenadas: S 28° 28' 54,1", W 65° 45' 16,8"

MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	22	976	97,6
	200	190	786	78,6
2	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	24	974	97,4
	200	264	710	71
3	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	60	938	93,8
	200	454	484	48,4
4	4		1000	100
	10	4	996	99,6
	40	108	888	88,8
	200	530	358	35,8
5	4		1000	100
	10	2	998	99,8
	40	72	926	92,6

	200	294	632	63,2
6	4		1000	100
	10	22	978	97,8
	40	470	508	50,8
	200	282	226	22,6

Sondeo N° 9

Coordenadas: S 28° 28' 53,5", W 65° 45' 13,4"

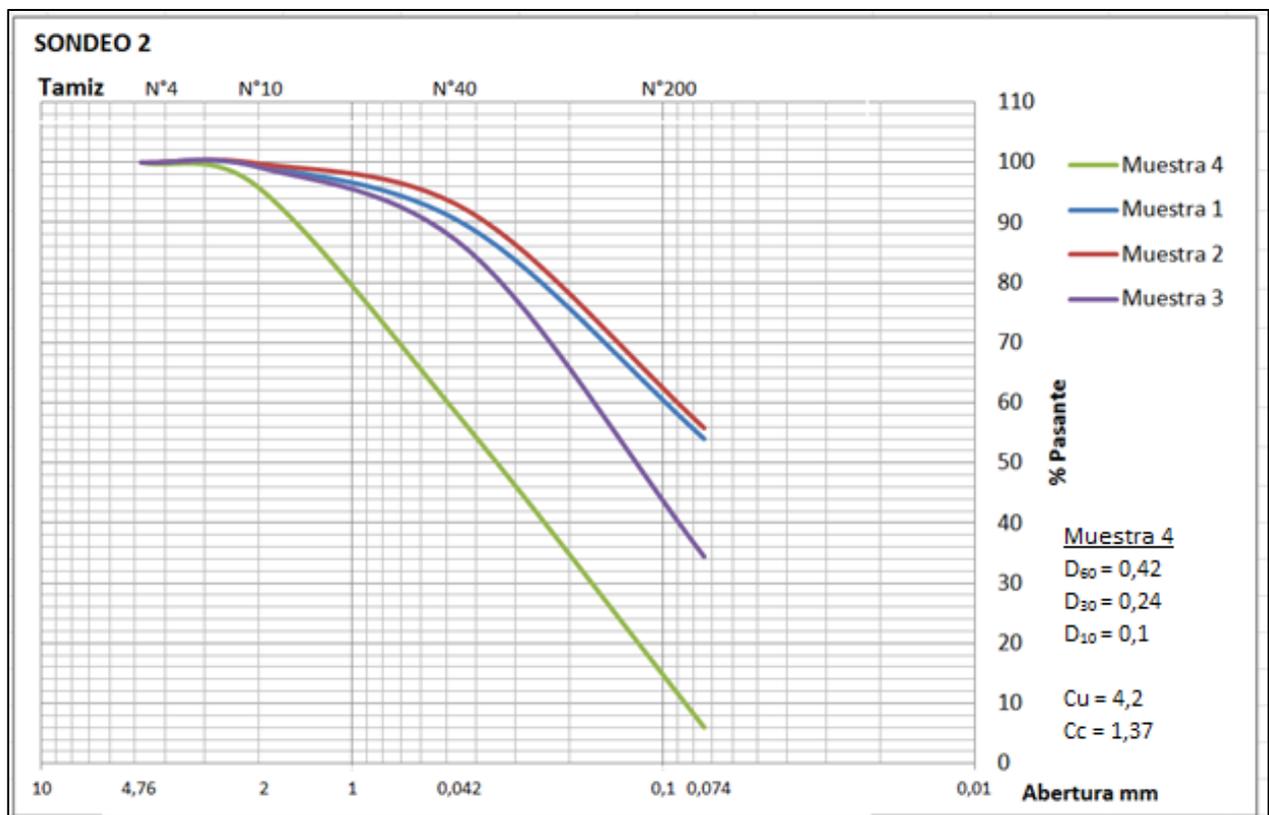
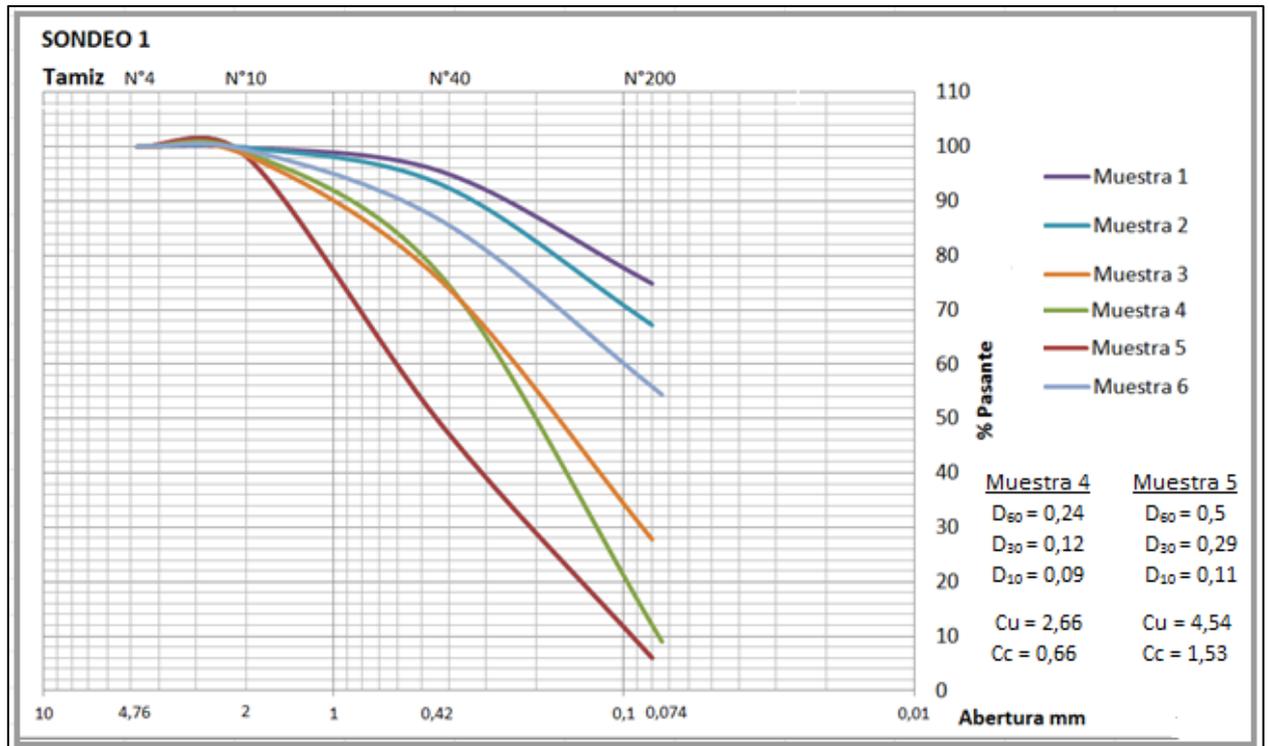
MUESTRA N°	TAMIZ N°	RETIENE (grs)	PASA (grs)	PASANTE (%)
1	4		1000	100
	10	8	992	99,2
	40	22	970	97
	200	284	686	68,6
2	4		1000	100
	10	6	994	99,4
	40	30	964	96,4
	200	312	652	65,2
3	4		1000	100
	10	10	990	99
	40	64	926	92,6
	200	478	448	44,8
4	4		1000	100
	10	8	992	99,2
	40	62	930	93
	200	504	426	42,6
5	4		1000	100
	10	18	982	98,2
	40	64	918	91,8
	200	656	262	26,2
6	4		1000	100
	10	26	974	97,4
	40	72	902	90,2
	200	668	234	23,4

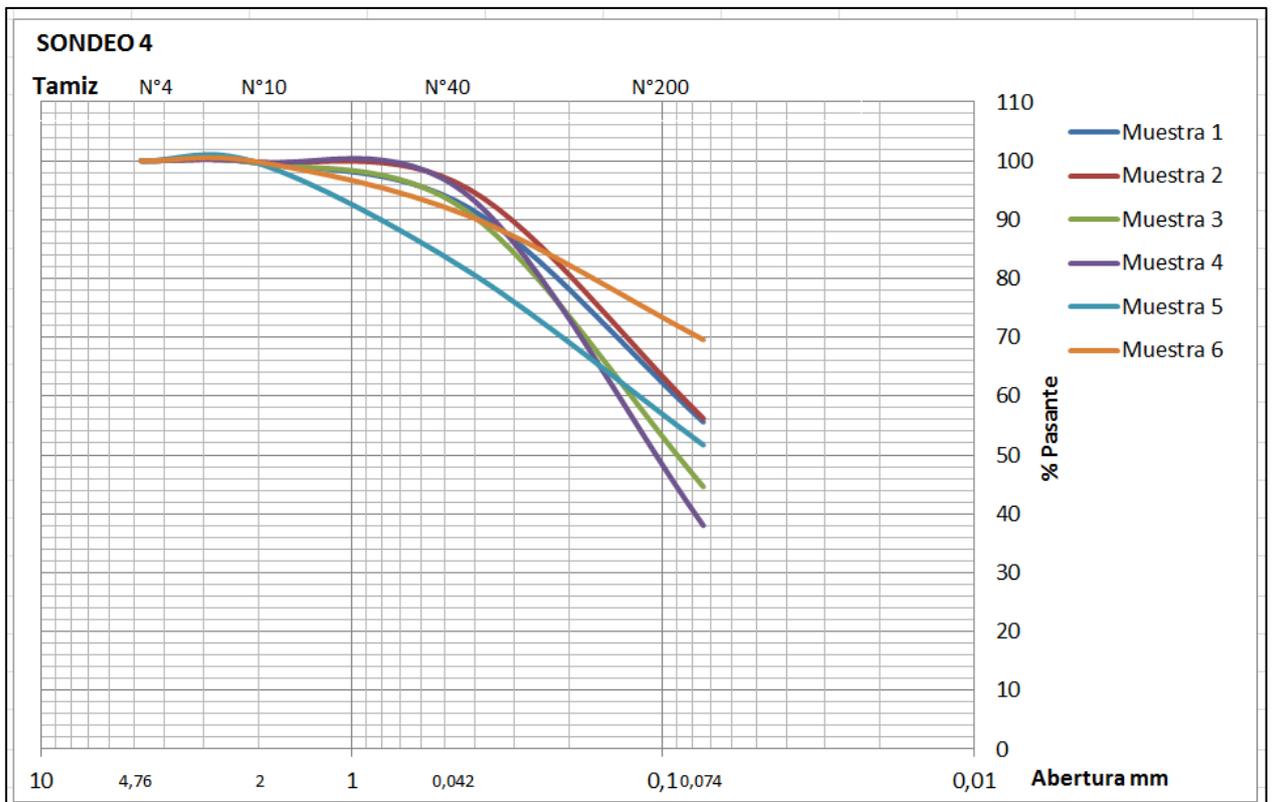
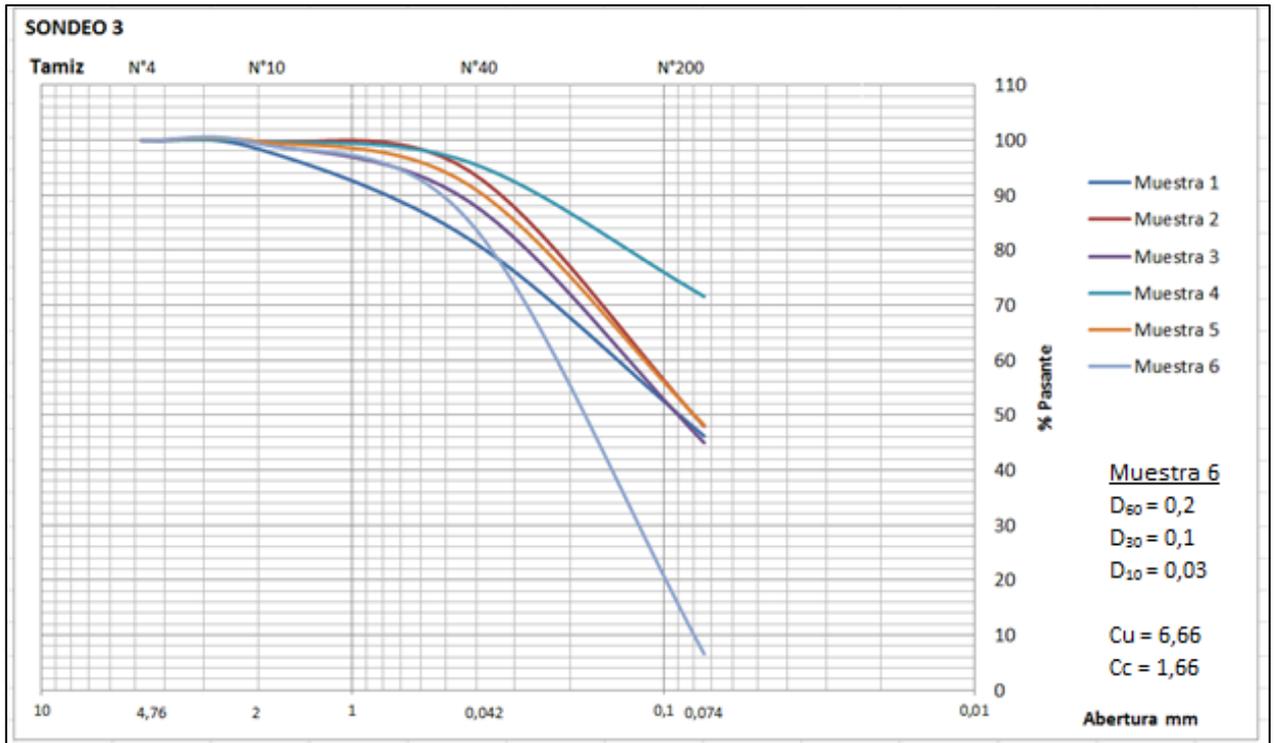
Calicata

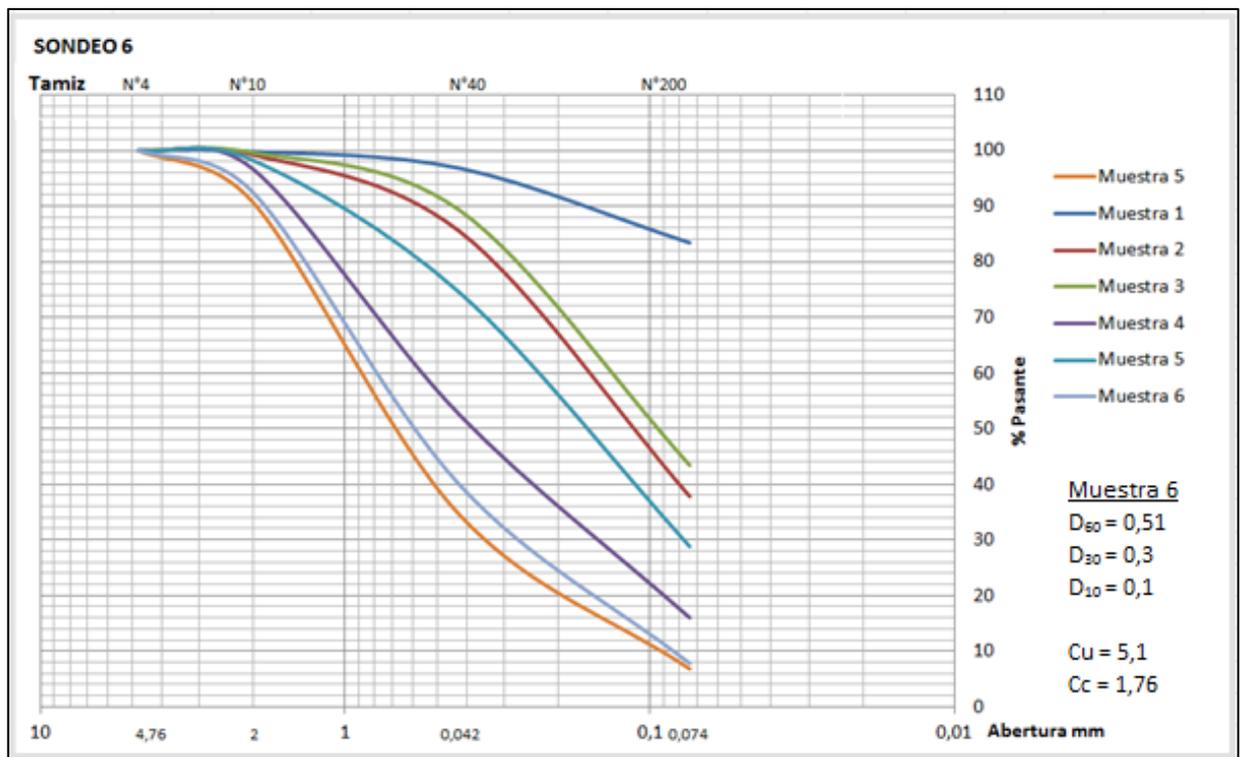
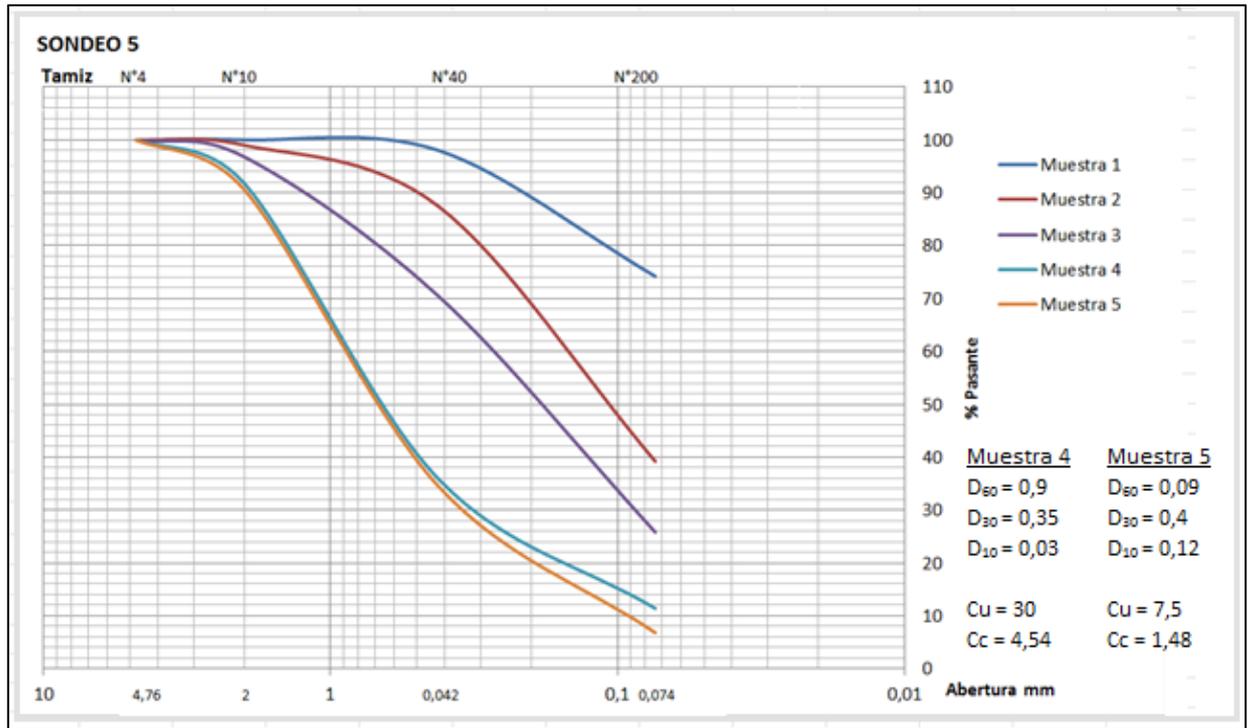
Coordenadas: S 28° 28' 57,2", W 65° 45' 20,7"

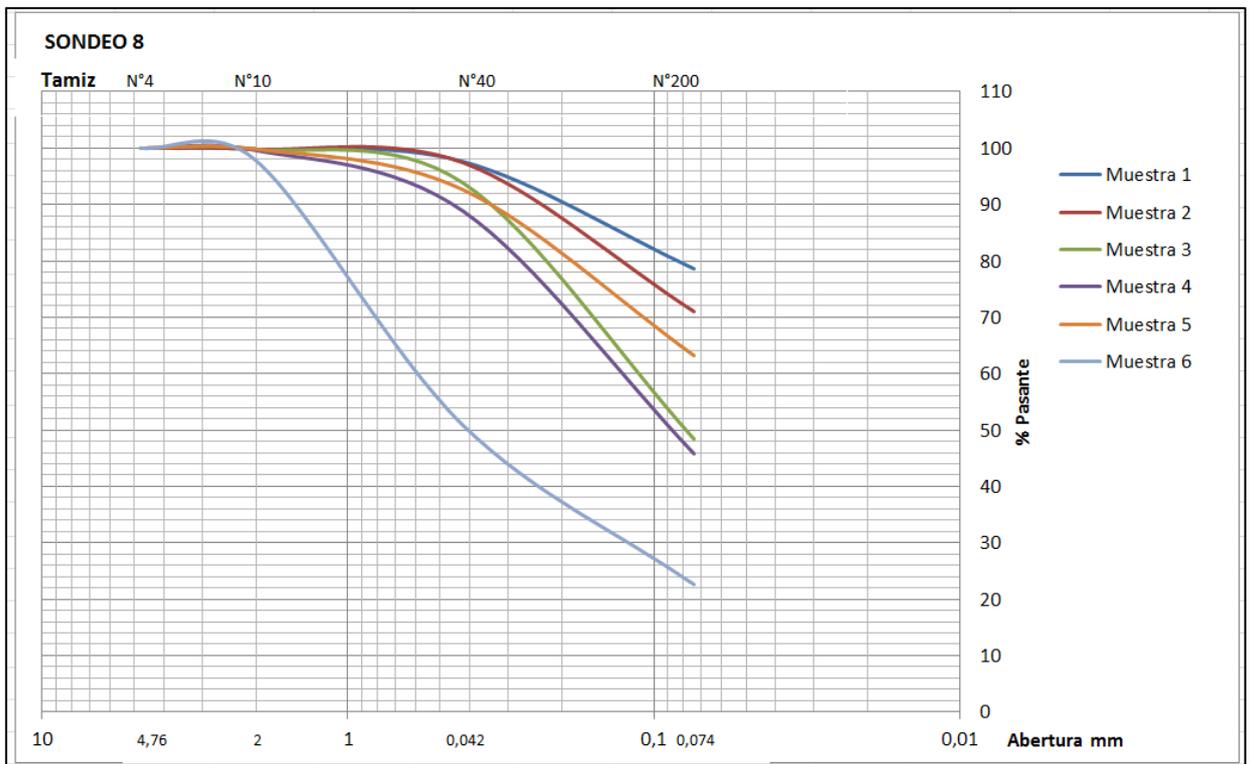
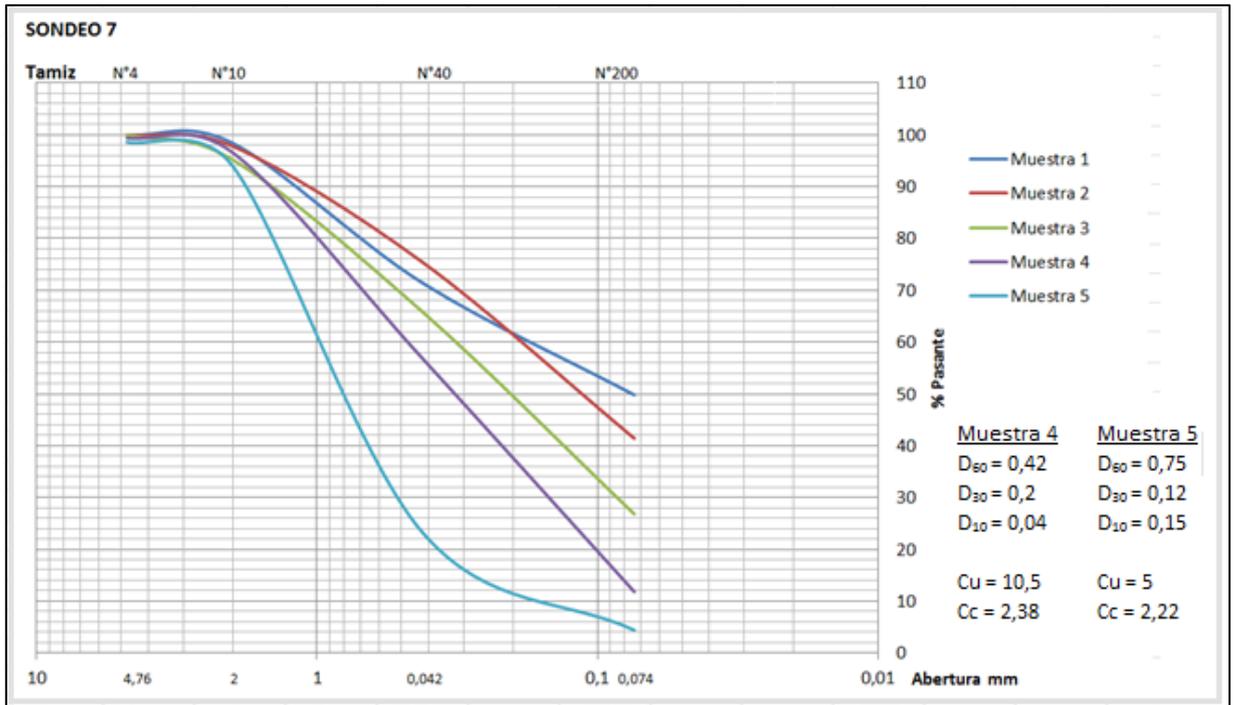
MUESTRA N°	TAMIZ	RETIENE (grs)	PASA (grs)	% Pasante
1	N°4		1000	100
	N°10	2	998	99,8
	N°40	36	962	96,2
	N°200	164	798	79,8
2	N° 4		1000	100
	N° 10	6	994	99,4
	N° 40	112	882	88,2
	N° 200	442	440	44

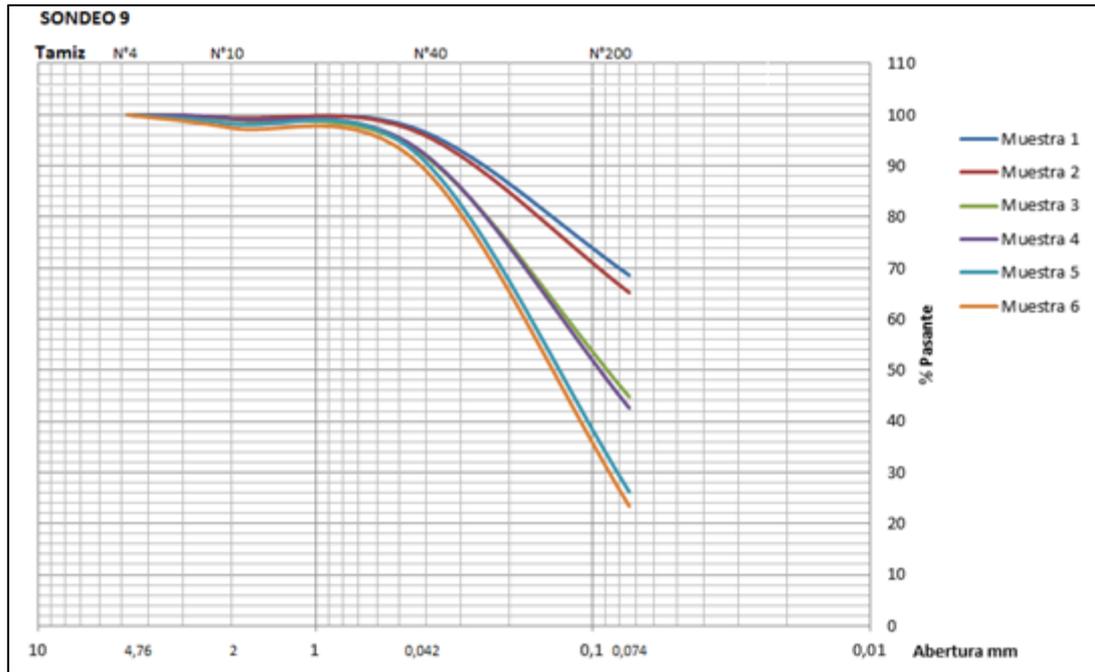
7.2. Curvas Granulométricas











7.3. ESTADOS DE CONSISTENCIA- PLASTICIDADES

S	DN	S	DN	S	DN
1	1,419000	11	1,106582	21	1,022334
2	1,328691	12	1,095245	22	1,016273
3	1,275863	13	1,084817	23	1,010481
4	1,238382	14	1,075161	24	1,004936
5	1,209309	15	1,066172	25	0,999618
6	1,185554	16	1,057764	26	0,994508
7	1,654700	17	1,049865	27	0,989591
8	1,148073	18	1,042418	28	0,984853
9	1,132727	19	1,035374	29	0,980281
10	1,119000	20	1,028691	30	0,975864

Tabla N°9: Factor de corrección según el n° de golpes para Límite Líquido; S: N° de golpes y DN valor adimensional.

- L.L. Corregido = humedad % / DN

Sondeo N°1

MUESTRA	1		2		6	
	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
Profundidad	0,30cm – 1m		1m- 1,80m		4,70m- 6m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	7	-	4	-	17	-
Pesafiltro N°	4	11	12b	14	12	18
Pf + Sh (grs)	38,15	22,25	34,81	23,48	27,88	29,97
Pf + Ss (grs)	33,42	20,35	29,33	22,01	24,11	27,49
Agua %	4,73	1,90	5,48	1,47	3,77	2,48
Tara Pesafiltro (grs)	16,30	11,15	9,30	14,63	7,66	14,80
Suelo Seco (grs)	17,12	9,2	20,03	7,38	16,45	12,69
Humedad %	27,6	20,6	27,35	19,9	22,9	19,5
L.L. Corregido	23,7	-	22,1	-	21,9	-
Índice Plástico	3,1		2,2		2,4	

Sondeo N° 2

MUESTRA	1		2		3	
	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
Profundidad	0,40cm – 1m		1m- 1,60m		1,60m- 2,80m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	14	-	16	-	3	-
Pesafiltro N°	6	12	14	18	4	28
Pf + Sh (grs)	45,81	25,80	36,24	25,85	38,85	20,32
Pf + Ss (grs)	40,06	24,03	32,17	24,09	34,13	18,99
Agua %	5,75	1,77	4,06	1,76	4,72	1,33
Tara Pesafiltro (grs)	16,15	15,16	14,61	14,79	16,31	11,95
Suelo Seco (grs)	23,91	8,87	17,55	9,39	17,82	7,04
Humedad %	24,05	19,9	23,12	18,7	26,5	18,9
L.L. Corregido	22,3	-	21,8	-	20,8	-
Índice Plástico	2,3		3,1		1,9	

Sondeo N° 3

MUESTRA	1		2		3		4		5	
	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
Profundidad	0,40cm – 1m		1m- 2m		2m- 3m		3m- 4m			
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	30	-	10	-	4	-	4	-	9	-
Pesafiltro N°	4	7	1	11	12	13	22	28	14	19
Pf + Sh (grs)	49,89	29,3	41,9	20,39	46,22	32,35	44,47	28,83	41,12	23,19
Pf + Ss (grs)	43,37	27,01	37,42	19,01	40,06	29,59	37,58	25,59	36,15	20,86
Agua %	6,52	2,29	4,48	1,38	6,16	2,76	6,89	3,24	4,97	2,33
Tara Pesafiltro (grs)	16,31	16,35	16,31	11,15	15,17	15,80	16,22	11,99	14,61	8,48
Suelo Seco (grs)	27,06	10,65	21,11	7,86	24,89	14,79	21,36	13,6	21,54	12,38
Humedad %	24,06	21,5	21,2	17,55	24,75	18,66	32,26	23,82	23,1	18,8
L.L. Corregido	24,7	-	18,9	-	19,98	-	26,05	-	20,4	-
Índice Plástico	3,2		1,3		1,4		2,3		1,6	

Sondeo N° 4

MUESTRA	1		2		3	
	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
Profundidad	0,30cm – 1m		1m- 2m		2m- 3m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	27	-	24	----	20	-

Pesafiltro N°	4	3	7	22	9	11
Pf + Sh (grs)	48,96	22,47	31,95	18,04	45,52	22,25
Pf + Ss (grs)	42,52	19,88	28,45	17,43	38,97	19,87
Agua %	6,44	2,59	3,5	0,61	6,55	2,38
Tara Pesafiltro (grs)	16,31	7,85	13,88	16,22	10,16	8,21
Suelo Seco (grs)	26,21	12,03	14,57	1,18	28,81	11,66
Humedad %	24,6	21,5	24,02	21,20	22,7	20
L.L. Corregido	24,9		23,9	-	22,1	
Índice Plástico	3,4		2,7		2,1	
MUESTRA	4		5		6	
Profundidad	3m – 4m		4m- 5m		5m- 6m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	19	-	25	-	16	-
Pesafiltro N°	12b	17	19	20	28	25
Pf + Sh (grs)	46,34	22,35	45,93	12,65	41,71	20,88
Pf + Ss (grs)	39,78	19,87	42,67	11,87	35,23	18,93
Agua %	6,56	2,48	3,26	0,78	6,48	1,95
Tara Pesafiltro (grs)	9,30	6,91	8,47	7,87	11,99	9,39
Suelo Seco (grs)	30,48	12,96	15,20	3,99	23,24	9,54
Humedad %	21,5	19	21,4	19,5	27,9	20,4
L.L. Corregido	20,7	-	21,4		23,5	
Índice Plástico	1,7		1,9		3,1	

Sondeo N° 5

MUESTRA	1		2	
Profundidad	0,20cm – 1m		1m- 2m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	9	-	4	-
Pesafiltro N°	11	28	19	25
Pf + Sh (grs)	33,83	19,66	28,74	17,42
Pf + Ss (grs)	28,61	18,20	24,74	16,23
Agua %	5,21	1,45	3,99	1,18
Tara Pesafiltro (grs)	11,15	11,99	8,48	9,39
Suelo Seco (grs)	17,46	6,21	16,26	6,84
Humedad %	29,85	21,6	24,57	17,28
L.L. Corregido	24,6	-	20,5	-
Índice Plástico	3		2,56	

Sondeo N° 6

MUESTRA	1		2		3	
Profundidad	0,30cm – 1m		1m- 1,80m		2m- 3,20m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	5	-	5	-	3	-
Pesafiltro N°	8	17	5	20	15	3
Pf + Sh (grs)	39,94	13,28	31,13	16,35	41,18	14,30
Pf + Ss (grs)	32,82	12,27	26,95	15,08	36,31	13,23
Agua %	1,12	1,01	4,18	1,27	4,87	1,06
Tara Pesafiltro (grs)	9,02	6,91	8,88	7,88	17,80	7,85
Suelo Seco (grs)	23,79	5,36	17,17	7,20	18,51	5,38
Humedad %	4,71	20,6	24,32	17,71	26,30	19,79m
L.L. Corregido	24,5	-	20,11	-	20,61	
Índice Plástico	3,9		2,4		0,82	

Sondeo N° 7

MUESTRA	1		2		3	
	0,30cm – 1m		1m- 2m		2m- 2,80m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	21	-	18	-	14	-
Pesafiltro N°	4	9	12b	16	18	19
Pf + Sh (grs)	31,48	17,10	27,05	24,33	37,25	-
Pf + Ss (grs)	28,70	16,01	23,79	22,76	33,03	-
Agua %	2,78	1,09	3,26	1,57	4,22	-
Tara Pesafiltro (grs)	16,31	10,16	9,30	14,29	14,79	8,47
Suelo Seco (grs)	12,39	5,85	14,49	8,47	18,23	12,69
Humedad %	22,36	18,62	22,49	18,47	23,12	-
L.L. Corregido	21,87	-	21,57	-	21,50	-
Índice Plástico	3,25		3,1		-	

Sondeo N° 8

MUESTRA	1		2		3	
	0,30cm – 1m		1m- 2m		2m- 3m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	28	-	8	-	6	-
Pesafiltro N°	4	3	7	8	9	11
Pf + Sh (grs)	47,08	16,85	36,73	15,75	27,48	15,25
Pf + Ss (grs)	41,24	15,32	32,28	14,56	23,98	14,07
Agua %	5,84	1,53	4,45	1,19	3,5	1,18
Tara Pesafiltro (grs)	16,31	7,84	16,34	9,02	10,16	8,21
Suelo Seco (grs)	24,93	7,48	15,94	5,54	13,81	5,85
Humedad %	23,4	20,5	27,9	21,5	25,4	20,2
L.L. Corregido	23,7	-	24,3	-	21,4	-
Índice Plástico	3,2		2,8		1,2	
MUESTRA	4		5		6	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	13	-	12	-	16	-
Pesafiltro N°	12b	17	19	20	24	25
Pf + Sh (grs)	36,15	16,51	27,55	12,64	20,95	14,49
Pf + Ss (grs)	31,02	14,92	23,67	11,87	19,01	13,48
Agua %	5,13	1,6	3,88	0,77	1,94	1,01
Tara Pesafiltro (grs)	9,30	6,91	8,47	7,87	9,00	7,66
Suelo Seco (grs)	21,72	8,01	15,20	3,99	10,01	5,82
Humedad %	23,6	20	25,5	19,3	19,4	17,3
L.L. Corregido	21,7	-	23,3	-	18,3	-
Índice Plástico	1,7		4		1	

Sondeo N°9

MUESTRA	1		2		3		4	
	0,30m – 1m		1m- 1,60m		1,60m- 3m		3m-4m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	24	-	22	-	25	-	26	-
Pesafiltro N°	8	17	19	20	19	20	9	11
Pf + Sh (grs)	37,81	13,5	38,12	14,2	37,1	13,57	36,12	12,29
Pf + Ss (grs)	32,37	12,52	32,37	13,1	31,9	12,6	31,5	11,6
Agua %	5,44	0,98	5,75	1,1	5,2	0,97	4,62	0,69
Tara Pesafiltro	9,02	7,66	8,47	7,87	8,47	7,87	10,16	8,21



(grs)								
Suelo Seco (grs)	23,35	4,86	23,9	5,23	23,43	4,73	21,34	3,39
Humedad %	23,3	20,1	24,05	21	22,2	20,6	21,6	20,5
L.L. Corregido	23,2		23,7		22,00		21,8	
Índice Plástico		3,1		2,7		1,4		1,3

Calicata

MUESTRA	1		2	
	0,30 – 1m		1m- 2m	
Determinación	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
N° Golpes	9	-	10	-
Pesafiltro N°	7	9	4	19
Pf + Sh (grs)	36,51	16,17	31,72	14,07
Pf + Ss (grs)	32,09	15,06	28,87	13,16
Agua %	4,42	1,11	2,85	0,91
Tara Pesafiltro (grs)	16,34	10,16	16,32	8,47
Suelo Seco (grs)	15,75	4,9	12,55	4,69
Humedad %	28,06	22,7	22,71	19,4
L.L. Corregido	24,7		20,3	
Índice Plástico		2		0,9

7.4. ENSAYOS PROCTOR

1. PROCTOR

Sondeo N° 1- Muestra 1 (ML)

- Profundidad: 0,30cm- 1m
- Peso de la muestra inicial: 2,922 grs
- Peso del molde: 1,896 grs

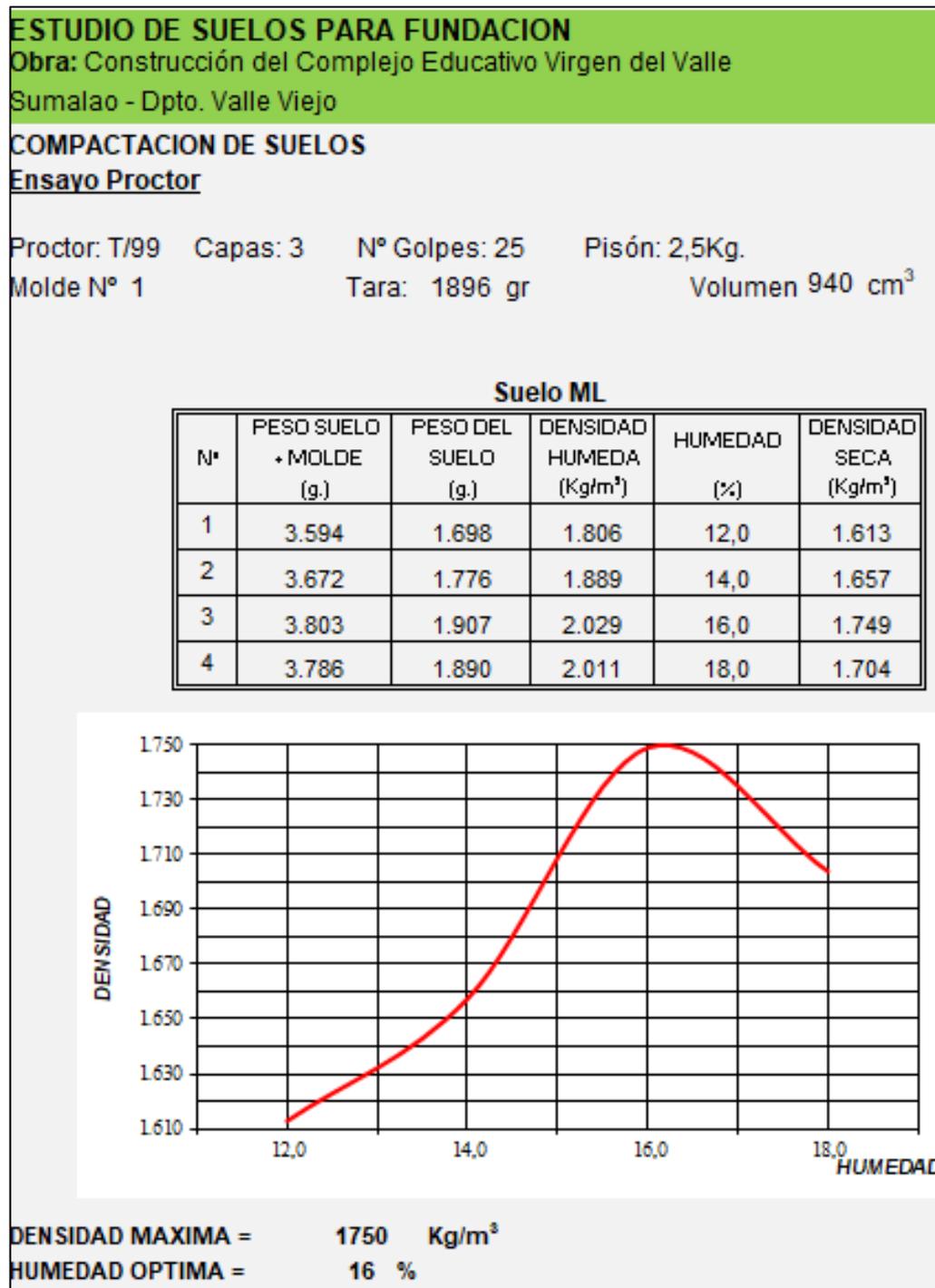


Figura 40: Planilla del ensayo Proctor, se observa en la tabla los valores del ensayo para un suelo ML y la gráfica de la Curva Proctor en color rojo.

2. PROCTOR

Sondeo N° 1- Muestra 3 (SM)

- Profundidad: 1,80m- 3m
- Peso de la muestra inicial: 2,500 grs
- Peso del molde: 1,896 grs

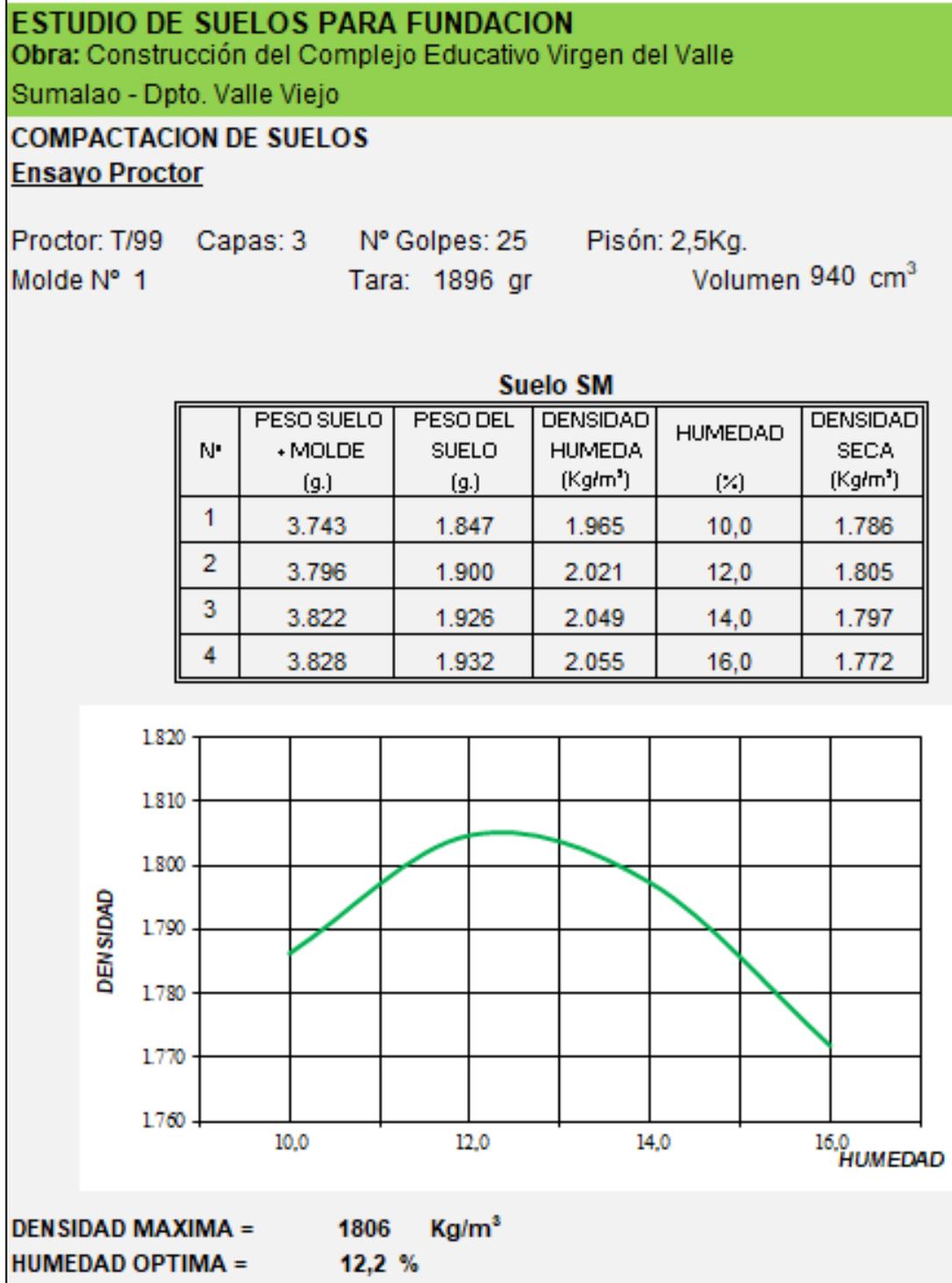


Figura 41: Planilla del ensayo Proctor, se observa en la tabla los valores del ensayo para un suelo SM y la gráfica de la Curva Proctor en color verde.

7.5. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR- S.P.T. (ENSAYO TERZAGHI)

1. ENSAYO TERZAGHI

Sondeo N° 2- Sector Sur del terreno.

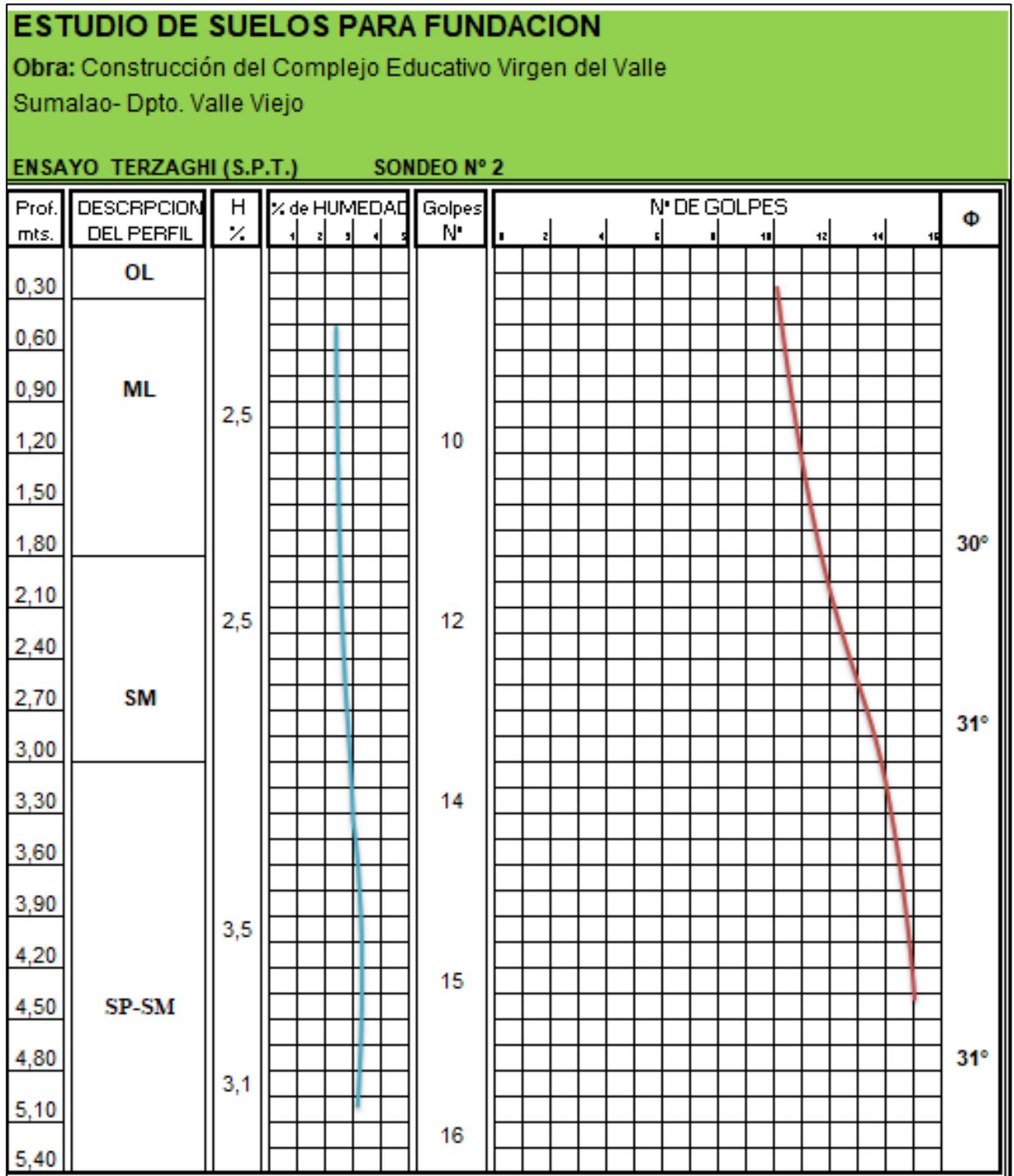


Figura 42: Planilla del ensayo S.P.T. realizado en el Sondeo N° 2- Sector Sur, se observa el perfil estratigráfico con los números de golpes necesarios para introducir los 30cm en el terreno y los valores del ángulo de fricción para los suelos SM y SP-SM.

2. ENSAYO TERZAGHI

Sondeo N° 8- Sector Norte del terreno.

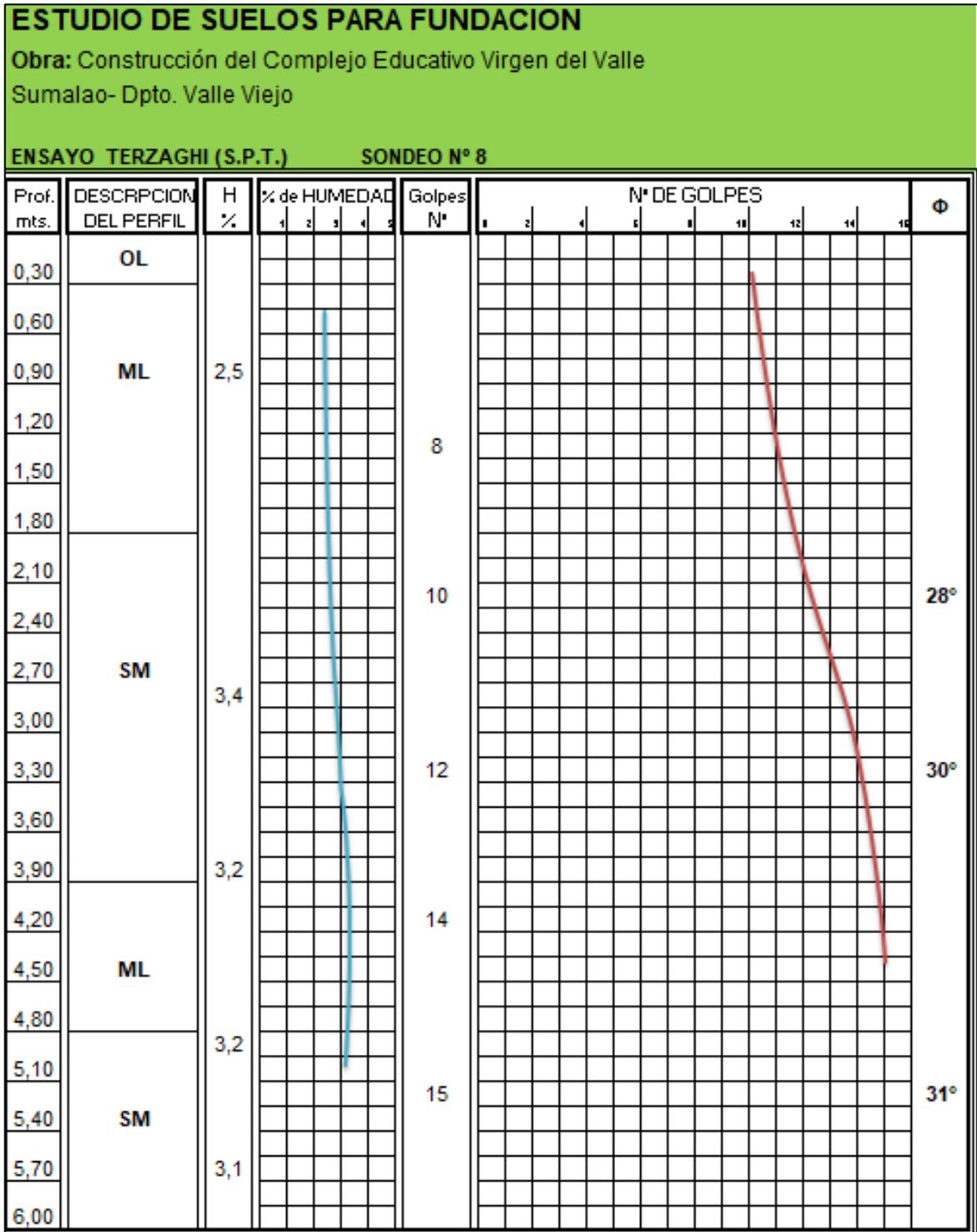


Figura 43: Planilla del ensayo S.P.T. realizado en el Sondeo N° 8- Sector Norte, Ídem al anterior. Los valores del ángulo de fricción se calcularon para los suelos SM (contenido de finos >40%).

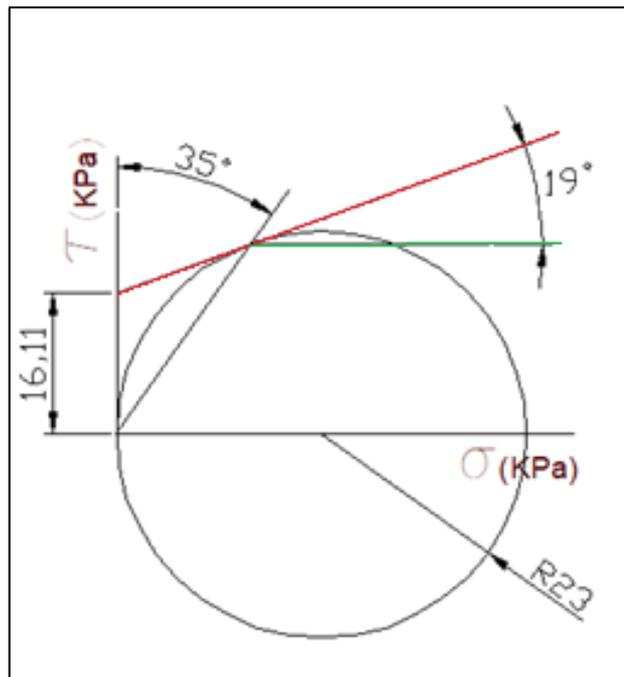


Figura 46: Círculo de Mohr para el sondeo N°2- Muestra 1 ML, se observa el ángulo de fricción interna determinado a partir de medir el ángulo α que forma la horizontal (color verde) con la línea de falla de la probeta (color rojo) para obtener así el valor de la cohesión.

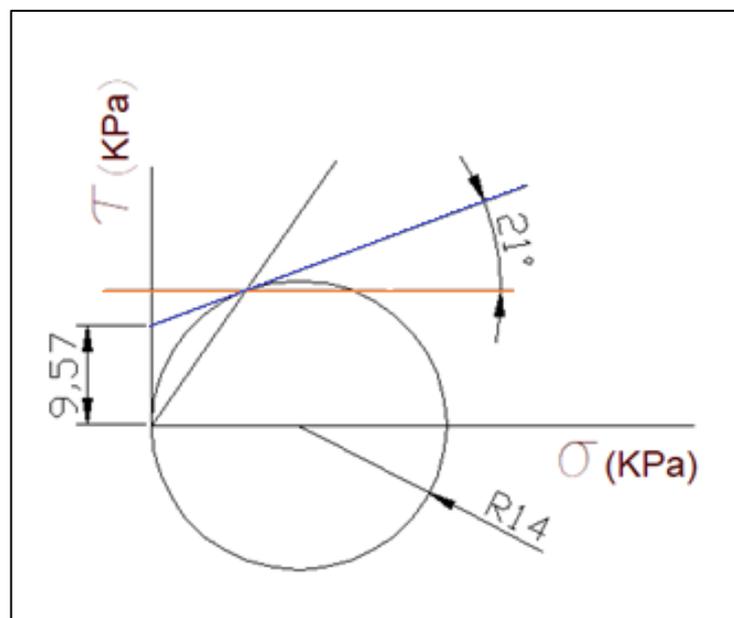


Figura 47: Círculo de Mohr para Calicata- Muestra 2 SM, Ídem al anterior. Ángulo α que forma la horizontal (color anaranjado) con la línea de falla de la probeta (color azul).