

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE
CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA
CIUDAD DE LLACANORA – CAJAMARCA**

Tesis para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por el bachiller:

WALDIR FRANKLING CARO LINARES

Asesor:

Dr. Ing. Wilfredo Renán Fernández Muñoz

CAJAMARCA – PERÚ

2018

DEDICATORIA

A mis padres Jorge y Consuelo
quienes inculcaron en mi las ganas de
salir adelante y superar las
adversidades, bregando.

A mi hermana Yadhira, que demuestra
empeño en su carrera profesional
reflejando consejos de nuestros padres.

A mi querida familia, por creer en mi
esfuerzo para lograr mis metas.

Waldir Frankling, Caro Linares.

AGRADECIMIENTO

A Dios por ser mi guía en mi camino profesional y espiritual haciendo de mí una mejor persona.

A la Universidad Nacional de Cajamarca por formarme profesionalmente y por darme los conocimientos necesarios para el desarrollo de la presente tesis.

A mi asesor por ser el orientador y coautor de la presente tesis.

Waldir Frankling, Caro Linares.

CONTENIDO

	Página
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
1. CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	xiv
1.1 Planteamiento del Problema.....	1
1.1.1 Contextualización.....	1
1.1.2 Descripción del problema.....	1
1.1.3 Formulación del problema.....	2
1.1.4 Formulación de la hipótesis	2
1.2 Justificación de la investigación.....	2
1.2.1 Justificación Científica.....	2
1.2.2 Justificación Técnica-práctica	2
1.2.3 Justificación Institucional y personal	3
1.3 Alcance de la Investigación	3
1.4 Objetivos	3
1.5 Organización del proyecto de tesis	4
2. CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes Teóricos de la Investigación:	6
2.1.1 Antecedentes Internacionales:	6
2.1.2 Antecedentes Nacionales.....	7
2.1.3 Antecedentes Locales	9
2.2 Bases Teóricas.....	10
2.2.1 Mecánica de Suelos.....	10
2.2.2 Capacidad Portante	19
2.2.3 Ensayo de Corte Directo.....	22
2.2.4 Ensayo de Penetración (D.P.L.)	27
2.2.5 Estudio de diversos autores sobre métodos de penetración dinámica. 39	

2.3	Definición de términos básicos-----	45
3.	CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS-----	47
3.1.	Ubicación geográfica-----	48
3.2.	Tiempo o época de investigación-----	49
3.3.	Procedimiento -----	49
3.3.1.	Metodología para la determinación de la profundidad de calicata. -----	50
3.3.2.	Metodología del procedimiento del cálculo de la capacidad portante mediante el ensayo corte directo. -----	52
3.3.3.	Metodología del procedimiento del cálculo de la capacidad portante mediante el ensayo DPL. -----	55
3.4.	Tipo de investigación -----	58
3.5.	Población, muestra y unidad de análisis-----	58
3.6.	Técnicas e instrumentos de recopilación de la información -----	59
3.7.	Técnicas para procesamiento y análisis de información-----	59
3.8.	Equipos, materiales, insumos -----	59
3.9.	Matriz de consistencia metodológica -----	59
3.	CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS -----	61
4.1.	Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados -----	62
4.1.1.	Calicatas -----	62
4.1.2.	Ensayo de Penetración Dinámica Ligera DPL -----	62
4.1.3.	Ensayos de Laboratorio-----	63
4.1.4.	Clasificación de Suelos-----	64
4.2.	Análisis, interpretación, y discusión de resultados-----	68
4.2.1.	Calicatas-----	68
4.2.2.	Zonificación por capacidad portante. -----	70
4.2.3.	Contrastación de la hipótesis-----	71
5.	CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES -----	72
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS -----	75
	ANEXOS-----	78
	Panel Fotográfico -----	79
	ANEXO A Laboratorio de mecánica de suelos. -----	98
4.	ANEXO A-----	98
	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-----	98
	ANEXO A.1 Granulometría y Límites de Consistencia. -----	100

-----	101
ANEXO A.2 Perfiles Estratigráficos. -----	119
ANEXO A.3 Ensayo de Corte Directo. -----	128
Ensayo de Peso Unitario del agregado. -----	153
ANEXO A.4 Ensayo de Penetración Dinámica Ligera. -----	154
ANEXO B Planos. -----	163
1. ANEXO B -----	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Tamaños de mallas Standart.....	11
Tabla 2.2 Límites de tamaño de suelos separados.	12
Tabla 2.3 Clasificación AASHTO.....	17
Tabla 2.4 Identificación de los suelos en el sistema SUCS	18
Tabla 2.5 Datos técnicos del equipo DPL.....	31
Tabla 2.6 Diámetro mínimo de las puntas de las sondas empleadas d_{min}	34
Tabla 2.7 Energía de compactación relativa a la sección transversal.....	37
Tabla 2.8 Compacidad relativa de la arena	39
Tabla 2.9 Resistencia de los suelos cohesivos	39
Tabla 2.10 Resumen de los factores de correlación publicados	42
Tabla 2.11 Relación entre el número de golpes y arcillas.....	44
Tabla 2.12 Valores para cálculo de capacidad portante para arcillas	45
Tabla 2.13 Valores para cálculo de capacidad portante para arenas	45
Tabla 3.1 Precipitación total anual, según departamento, 2007-2016 en (mm) .	50
Tabla 3.2 Metrado de cargas de una edificación típica de Llacanora	50
Tabla 3.3 Distribución de presiones	51
Tabla 3.4 Comparación de presiones y sobrecarga.	52
Tabla 3.5 Anexo B de la NTP 339.159	57
Tabla 3.6 Profundidad vs. Número de golpes N_{10}	58
Tabla 3.7 Matriz de consistencia metodológica.	60
Tabla 4.1 Ubicación de calicatas en Coordenadas UTM	62
Tabla 4.2 Ubicación de DPL en Coordenadas UTM	63
Tabla 4.3 Clasificación de suelos C-1 a C-4.....	64
Tabla 4.4 Clasificación de suelos de C-5 a C-8.....	65
Tabla 4.5 Capacidad portante mediante el ensayo de Corte Directo.....	65
Tabla 4.6 Capacidad portante mediante el ensayo de DPL.....	66
Tabla 4.7 Comparación de la Capacidad Portante mediante el ensayo de Corte Directo y ensayo DPL	66
Tabla 4.8 Porcentaje de Variación de los ensayos	67
Tabla 4.9 Contenido de humedad en las calicatas	67
Tabla 5.1 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 01, Estrato 1....	101
Tabla 5.2 Límites de consistencia – Calicata N° 01, Estrato 1.....	102

Tabla 5.3	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 01, Estrato 2....	103
Tabla 5.4	Límites de Consistencia – Calicata N° 01, Estrato 2.	104
Tabla 5.5	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 02.....	105
Tabla 5.6	Límites de consistencia – Calicata N° 02.....	106
Tabla 5.7	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 03.....	107
Tabla 5.8	Límites de Consistencia – Calicata N° 03.	108
Tabla 5.9	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 04.....	109
Tabla 5.10	Límites de Consistencia – Calicata N° 04.	110
Tabla 5.11	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 5.....	111
Tabla 5.12	Límites de Consistencia – Calicata N° 05.	112
Tabla 5.13	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 06.....	113
Tabla 5.14	Límites de Consistencia – Calicata N° 06.	114
Tabla 5.15	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 07.....	115
Tabla 5.16	Límites de Consistencia – Calicata N° 07.	116
Tabla 5.17	Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 08.....	117
Tabla 5.18	Límites de Consistencia – Calicata N° 08.	118
Tabla 5.19	Perfil estratigráfico – Calicata N° 01	120
Tabla 5.20	Perfil estratigráfico – Calicata N° 02	121
Tabla 5.21	Perfil estratigráfico – Calicata N° 03	122
Tabla 5.22	Perfil estratigráfico – Calicata N° 04	123
Tabla 5.23	Perfil estratigráfico – Calicata N° 05	124
Tabla 5.24	Perfil estratigráfico – Calicata N° 06	125
Tabla 5.25	Perfil estratigráfico – Calicata N° 07	126
Tabla 5.26	Perfil estratigráfico – Calicata N° 08	127
Tabla 5.27	Ensayo de Corte Directo Calicata N° 01	129
Tabla 5.28	Cálculo de capacidad portante Calicata N° 01	131
Tabla 5.29	Ensayo de Corte Directo Calicata N° 02	132
Tabla 5.30	Cálculo de capacidad portante Calicata N° 02.....	134
Tabla 5.31	Ensayo de Corte Directo Calicata N° 03	135
Tabla 5.32	Cálculo de capacidad portante Calicata N° 03.....	137
Tabla 5.33	Ensayo de Corte Directo Calicata N° 04	138
Tabla 5.34	Cálculo de capacidad portante Calicata N° 04	140
Tabla 5.35	Ensayo de Corte Directo Calicata N° 05	141
Tabla 5.36	Cálculo de capacidad portante Calicata N° 05.....	143

Tabla 5.37 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 06	144
Tabla 5.38 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 06	146
Tabla 5.39 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 07	147
Tabla 5.40 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 07	149
Tabla 5.41 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 08	150
Tabla 5.42 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 08	152
Tabla 5.43 Auscultación DPL – 1.	155
Tabla 5.44 Auscultación DPL – 2.	156
Tabla 5.45 Auscultación DPL – 3.	157
Tabla 5.46 Auscultación DPL – 4.	158
Tabla 5.47 Auscultación DPL – 5.	159
Tabla 5.48 Auscultación DPL – 6.	160
Tabla 5.49 Auscultación DPL – 7.	161
Tabla 5.50 Auscultación DPL – 8.	162

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Tamaño del grano, D (mm)	11
Figura 2.2 Límites de consistencia	13
Figura 2.3 Dimensiones de la ranura en la copa de Casagrande	14
Figura 2.4 Carta de Plasticidad.	19
Figura 2.5 Gráfico de Caja de Ensayo de corte directo.	23
Figura 2.6 Aparato de cizalladura	25
Figura 2.7 Caja de cizalladura	26
Figura 2.8 Bloques permeables (Piedras Porosas)	27
Figura 2.9 Esquema de conos y barras (para las dimensiones;	33
Figura 2.10 Comparación entre factores de corrección propuesta por diferentes autores	42
Figura 3.1 Ubicación de la provincia de Cajamarca	48
Figura 3.2 Ubicación del Distrito de Llacanora.	49
Figura 3.3 Esquema de DPL	56
Figura 4.1 Procedimiento de Zonificación por capacidad portante.	70
Figura 5.1 Curva Granulométrica. Calicata N° 01, Estrato 1	101
Figura 5.2 Gráfica límite líquido. C-1, M-1	102
Figura 5.3 Curva Granulométrica. Calicata N° 01, Estrato 2.	103
Figura 5.4 Gráfica límite líquido. C-1, M-2	104
Figura 5.5 Curva Granulométrica. Calicata N° 02.	105
Figura 5.6 Gráfica límite líquido. C-2, M-1	106
Figura 5.7 Curva Granulométrica. Calicata N° 03.	107
Figura 5.8 Gráfica límite líquido. C-3, M-1	108
Figura 5.9 Curva Granulométrica. Calicata N° 04.	109
Figura 5.10 Gráfica límite líquido. C-4, M-1	110
Figura 5.11 Curva Granulométrica. Calicata N° 05.	111
Figura 5.12 Gráfica límite líquido. C-5, M-1	112
Figura 5.13 Curva Granulométrica. Calicata N° 06.	113
Figura 5.14 Gráfica límite líquido. C-6, M-1	114
Figura 5.15 Curva Granulométrica. Calicata N° 07.	115
Figura 5.16 Gráfica límite líquido. C-7, M-1	116
Figura 5.17 Curva Granulométrica. Calicata N° 08.	117

Figura 5.18	Gráfica límite líquido. C-8, M-1.....	118
Figura 5.19	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-1.	130
Figura 5.20	Envolvente de Resistencia CD-1.....	130
Figura 5.21	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-2.	133
Figura 5.22	Envolvente de Resistencia CD-2.....	133
Figura 5.23	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-3.	136
Figura 5.24	Envolvente de Resistencia CD-3.....	136
Figura 5.25	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-4.	139
Figura 5.26	Envolvente de Resistencia CD-4.....	139
Figura 5.27	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-5.	142
Figura 5.28	Envolvente de Resistencia CD-5.....	142
Figura 5.29	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-6.	145
Figura 5.30	Envolvente de Resistencia CD-6.....	145
Figura 5.31	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-7.	148
Figura 5.32	Envolvente de Resistencia CD-7.....	148
Figura 5.33	Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-8.	151
Figura 5.34	Envolvente de Resistencia CD-8.....	151

RESUMEN

La presente tesis de investigación analizó el comportamiento de los suelos de la zona de expansión urbana de la ciudad de Llacanora - Cajamarca aplicando ensayos de Corte Directo y de Penetración Dinámica Ligera (DPL) para la determinación de la capacidad portante con fines de cimentación. El objetivo general es determinar la capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de Corte Directo y DPL; clasificando el suelo con el Sistema (SUCS), determinando límites de consistencia, contenido de humedad, peso específico, determinando la capacidad portante con metodología especificada en la norma ASTM 3080 y NTP 339.159 respectivamente. Contrastándose que los valores del ensayo de penetración dinámica es un 15,21% mayor que los valores del ensayo de corte directo. Se determinó que mientras más alto es el valor de la capacidad portante obtenido mediante corte directo menor es la varianza porcentual respecto al ensayo de penetración dinámica. Se concluyó con una zonificación por capacidad portante la cual muestra valores para zonas específicas dentro de la zona de expansión; zona Z1 con una capacidad portante de 2,09 Kg/cm²; zona Z2 con una capacidad portante de 2,75 Kg/cm² y la zona Z3 con una capacidad portante de 2,71 Kg/cm² en la zona de expansión urbana de la ciudad de Llacanora – Cajamarca.

Palabras clave: Capacidad portante, Corte directo, Penetración Dinámica.

ABSTRACT

This research thesis analyzed the behavior of the soils of the urban expansion area of the city of Llacanora - Cajamarca applying Direct Cut and Light Dynamic Penetration (DPL) tests for the determination of bearing capacity for foundation purposes. The general objective is to determine the bearing capacity of foundation soils for foundation purposes through Direct Cut and DPL tests; classifying the soil with the System (SUCS), determining limits of consistency, moisture content, specific gravity, determining the bearing capacity with methodology specified in ASTM 3080 and NTP 339.159 respectively. Testing that the values of the dynamic penetration test is 15.21% higher than the values of the direct cut test. It was determined that the higher the value of the bearing capacity obtained by direct cutting, the lower the percentage variance with respect to the dynamic penetration test. It was concluded with a zoning by carrying capacity which shows values for specific zones within the expansion zone; zone Z1 with a carrying capacity of 2.09 Kg/cm²; zone Z2 with a carrying capacity of 2.75 Kg/cm² and zone Z3 with a carrying capacity of 2.71Kg/cm² in the urban expansion area of the city of Llacanora - Cajamarca.

Key words: Carrying capacity, Direct cutting, Dynamic Penetration.

**CAPÍTULO I.
INTRODUCCIÓN**

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

1.1.1 Contextualización

La investigación de la capacidad portante de los suelos, tuvo sus inicios con Prandtl (1920) quien resolvió un problema para una cimentación de longitud infinita de ancho B , sobre un terreno arcilloso con ángulo de rozamiento nulo y peso despreciable, mientras que Terzaghi en (1943), propuso una fórmula sencilla para la carga máxima que tuvo como base teórica la solución de Prandtl.

Veinte años después en 1961, el ingeniero Hansen (1970) logró obtener una fórmula que incluye como casos particulares la fórmula de Terzaghi y la fórmula de Skempton que incluye efectos de forma, profundidad e inclinación usando una fórmula de mayor rango de aplicabilidad. Vesic (1963) realizó varias pruebas de capacidad de carga sobre placas circulares y rectangulares soportadas por arena a varias densidades relativas de compactación.

Investigaciones recientes proporcionan algunos resultados de pruebas para la capacidad de carga. Estas pruebas se realizaron utilizando placas cuadradas y circulares con B variando entre 6 a 12 pulg. Ante la amenaza eventual de los valores de la capacidad de carga tomados empíricamente, pueden producir colapsos de las estructuras así como también asentamientos diferenciales por el desconocimiento del tipo de suelo. (Braja, 1983).

Actualmente en la ciudad de Llacanora no se conoce con precisión el grado de vulnerabilidad y riesgos, lo que impide formular políticas de control o disminución del grado de peligro en la zona en investigación al no contar con valores reales del ángulo de fricción interna y cohesión dada por los ensayos de corte directo.

1.1.2 Descripción del problema

La problemática existente se basa en la falta de conocimiento de los parámetros de resistencia del suelo con los cuales se puede lograr realizar mejores diseños de las estructuras a construir y hacer una cimentación óptima, de manera que las edificaciones presenten mayores márgenes de seguridad y ser más resistentes y durables.

El no contar con una zonificación por capacidad portante de los terrenos de fundación en la ciudad de Llacanora, ha hecho que las edificaciones construidas estén en peligro al momento que puedan estar sometidas a fuerzas externas con las de un sismo, dado a que no se ha considerado los mejoramientos adecuados del suelo y que la profundidad de cimentación de estas sea muy superficial.

La falta de información en la comunidad, ha hecho que no se tenga en cuenta este factor fundamental que es la capacidad portante del suelo al momento de construir una edificación, provocando que las estructuras estén expuestas a sufrir daños, poniendo en peligro a los habitantes de la zona.

1.1.3 Formulación del problema

¿Cuál es la capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de corte directo y DPL en la ciudad de Llacanora – Cajamarca?

1.1.4 Formulación de la hipótesis

La capacidad portante determinada en el ensayo DPL es mayor que la capacidad portante determinada por el ensayo de Corte Directo, para los suelos de fundación de la ciudad de Llacanora – Cajamarca.

1.2 Justificación de la investigación

1.2.1 Justificación Científica

La presente tesis de investigación se justifica porque permitirá determinar una correlación de valores de la capacidad portante obtenidos con los ensayos de corte directo y ensayo de penetración dinámica ligera para elaborar una zonificación por capacidad portante, determinando ésta en los suelos de fundación de la zona de expansión urbana de la ciudad de Llacanora.

1.2.2 Justificación Técnica-práctica

La importancia del presente trabajo de investigación, radica que en los últimos años se evidencia que para las diferentes estructuras como puentes, edificios, alcantarillas, reservorios, y otros que se han ejecutado no se ha tomado en cuenta los valores reales de la capacidad portante de los suelos con fines de cimentación superficial, tomándose valores empíricos que maximizan o minimizan los costos y

presupuesto. La determinación de la capacidad portante se podrá usar para futuras edificaciones para beneficio de la futura población de Llacanora y con la finalidad de prever los posibles fallos que pueda sufrir la estructura.

1.2.3 Justificación Institucional y personal

Los aportes de la presente investigación servirán de guía para otros investigadores en el tema, así como institutos y universidades que desarrollen diplomados, asignaturas referidas a Mecánica de Suelos y Geotecnia, además para Instituciones como Municipalidad, INDECI, Gobierno Regional de Cajamarca y otros.

1.3 Alcance de la Investigación

La presente tesis de investigación abarca la zona de expansión urbana del Distrito de Llacanora conocida con el nombre de Siguispampa ubicado a 450 m de la ciudad limitando con la planta de cemento Dino; para la ejecución de ésta se realizó la excavación de 8 pozos de exploración a cielo abierto o calicatas distribuidas adecuadamente, con lo que se determinó la capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de corte directo y DPL en la ciudad de Llacanora – Cajamarca, y se realizó los siguientes ensayos de laboratorio:

- Ensayos de análisis granulométrico en suelos (ASTM D-422)
- Ensayos de límites de consistencia de Suelos. (ASTM D-4318)
- Ensayos de contenido de humedad (ASTM D- 2216)
- Ensayos de corte directo en suelos (ASTM D-3080)

De manera adyacente a los pozos de exploración o calicatas, se realizara ensayos de auscultación con Penetrómetro Dinámico Ligero de punta cónica (DPL), según la Norma Técnica NTP 339.159.

1.4 Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Determinar la capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de Corte Directo y DPL en la ciudad de Llacanora – Cajamarca.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar las características físicas de los suelos de fundación de la investigación.
- Comparar la capacidad portante de los suelos de fundación mediante los ensayos DPL y corte directo.
- Zonificar por capacidad portante los suelos de fundación de la ciudad de la zona de expansión urbana de Llacanora.

1.5 Organización del proyecto de tesis

En el Capítulo I se describe el contexto y el problema, la justificación de la investigación, los objetivos y la descripción de los contenidos de los capítulos.

En el Capítulo II se describe los antecedentes teóricos que existen sobre el problema y los resultados o conclusiones más importantes a las que han llegado. Luego en acápite separados o sub capítulos se desarrolla los fundamentos teóricos que sirven de fundamento para la investigación. Finalmente apoyado en la literatura se describe cada término utilizado en el documento.

En el Capítulo III se muestra la ubicación geográfica donde se realiza la investigación, para continuar con el procedimiento y describir de manera concisa los métodos y técnicas que se utilizan, siguiendo un orden cronológico y citando la fuente; de esta manera se continúa con el tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados.

En el Capítulo IV se inicia con la descripción, explicación y discusión de los resultados siguiendo la secuencia de los objetivos planteados para terminar con la discusión de los resultados encontrados.

En el Capítulo V se establece las conclusiones más pertinentes para los objetivos, derivadas de los resultados así como las recomendaciones referidas a los aspectos que se consideren necesarios realizar para seguir ampliando los conocimientos sobre el problema de investigación.

CAPÍTULO II.
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes Teóricos de la Investigación:

2.1.1 Antecedentes Internacionales:

Anaya Martínez, Alarcón Guzmán, & Rubiano (2014), con el Proyecto: “Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga – Colombia”. Concluyeron que con el fin de mejorar la caracterización dinámica del subsuelo es necesaria la realización de algunos sondeos geotectónicos y ensayos in situ en algunas zonas de la ciudad.

Arias, Echeverri, & Patiño (2011), en el Proyecto “Exploración Geotécnica – Relaciones Geoeléctricas”. Colombia, determinaron que en la práctica geotectónica corriente presenta un retraso notable respecto al uso de técnicas geofísicas en la generación de información relevante para los proyectos

Mendivil Padilla & Saavedra Jiménez (2016). En su estudio “Correlación entre los métodos de compresión confinada y Corte Directo en suelos cohesivos, del sector el Rodeo en Cartagena”, concluyen que los resultados obtenidos de los esfuerzos de cortante y compresión simple, las primeras y segundas muestras las cuales fueron tomadas con el equipo de extracción estándar, dieron resultados alejados a la teoría sobre la resistencia de suelos arcillosos. Los resultados fueron mucho mayores, con datos de 4 Kg/cm², siendo este 4 veces mayor a lo establecido en la teoría.

Ponce, Vera, & Reyes (1990), con el Proyecto: “Zonificación Geotécnica para el Área Urbana del Valle de Puebla - México” concluyeron en su investigación que el presente trabajo de actualización es un segundo paso a parte de la primera propuesta del Dr. Auvinet, que podrán enriquecer las empresas consultoras en geotecnia para contar cada vez con mayor información del área urbana, del Valle de Puebla – México. Un tercer paso, que bien podría orientarse a las universidades, sería complementar el trabajo con investigación enfocada a la caracterización de los suelos, es decir, una mejor definición de sus propiedades Índice y mecánicas.”

Albarracín, Gómez, Alarcón, & Sandoval (2009), mencionan en el proyecto Zonificación Geotécnica de la zona Centro del Área Urbana del Municipio de

Sangamoso por Medio de un Sig. – Bogotá – Colombia, que “Las exploraciones que conforman la base de datos geotécnica no superan los 10 m de profundidad promedio, y no lograron cubrir un gran porcentaje del área de la ciudad, constituyéndose en uno de los principales insumos con que se definió la zonificación geotécnica a nivel superficial. Por tal motivo se realizó únicamente el modelo de zonificación en el área centro del municipio.”

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Salas (2003), menciona en su investigación “Zonificación Geotécnica Sísmica de La Ciudad de Moquegua”, que “El programa de exploración geotécnica ha consistido en la ejecución de calicatas, ensayos estándar y especiales de laboratorio, ensayos de cara directa in situ, así como de ensayos geofísicos de refracción sísmica y medición de micro trepidaciones. La evaluación de toda esta información ha permitido definir cuatro zonas geotécnicas en la ciudad de Moquegua, de acuerdo a las características físico mecánico y dinámico de los suelos de fundación”.

Tavera, et al (2010) en su investigación de campo, Instituto Geofísico del Perú - Proyecto Sirad, con El Proyecto: “Zonificación Sísmico – Geotécnica para Siete Distritos de Lima Metropolitana (Comportamiento Dinámico del Suelo)”; concluyeron que la realización del estudio de Zonificación sísmico-geotécnica a partir del comportamiento dinámico del suelo para siete (7) distritos de lima metropolitana (Pucusana ,Santa Aria ,San Bartolo ,Punta Negra ,Punta Hermosa, Santa Rosa y El Agustino), ha permitido llegar a los Aspectos geológicos, geomorfológicos, sísmicos, geotécnicos, sismo-geotécnica ;los resultados de estos estudios de la evaluación del comportamiento dinámico del suelo a la escala metropolitana permiten distinguir 5 zonas correspondientes a los suelos con distintas propiedades (Zona I “Roca ,peligro sísmico bajo”; Zona II “Suelos granulares finos y arcillosos sobre grava aluvial o coluvial, peligro sísmico relativamente bajo”; Zona III “Arena eólica sin agua, peligro sísmico alto” ; Zona IV “Arena eólica con agua, peligro sísmico muy alto”; Zona V “rellenos, Peligro Sísmico Muy Alto”); considerando la calidad del suelo ,se espera en caso de sismo de gran magnitud ,los daños a las viviendas o infraestructura sean mayores cuando el suelo

presenta peores condiciones dinámicas .De esta manera, se han determinado 4 niveles de peligro sísmico”.

Según Atala (2011), en su investigación “Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración”, concluyó que con los resultados obtenidos de las pruebas se obtuvo parámetros de suelos, empleando relaciones propuestas por diferentes autores, obteniéndose los siguientes resultados:

$\phi = 32,14^\circ$ – en función del valor NSPT.

$\phi = 27,99^\circ - 32,82^\circ$ en función del valor q_c del CPT (años 1950 – 1975).

$\phi = 31,50^\circ - 40,86^\circ$ en función del valor q_c del CPT (años 1990 – 1996).

$\phi = 31,80^\circ - 34,00^\circ$.

Existiendo por lo tanto buena correlación entre los ensayos de Laboratorio de Corte Directo ($31,4^\circ - 32,7^\circ$) y los obtenidos con el NSPT y q_c del CPT (años 1950 – 1975).

Estudios realizados por Olivares & Ramírez, 2012, en su tesis “Ajuste de la correlación de los resultados de las auscultaciones por cono de Peck con los resultados del ensayo de penetración estándar, llegaron a la conclusión que debido a la similitud entre ambas técnicas de auscultación, se puede presumir que la serie generada a partir de los datos recopilados son realizaciones de la misma variable estocástica que obedecen a una misma distribución probabilística. En consecuencia, es razonable entrever que existe una correlación entre ambas variables y que la misma puede explicarse de manera académica con herramientas estadísticas”.

En 1974, la DGAS efectuó el “Diagnóstico con fines de Rehabilitación de los suelos de cultivo de los Sectores de Quebrada Seca y Bajo Zarumilla”- 55 DPL a 10m de profundidad y 30 Corte Directo a 3,00 m. que ayudaron a determinar los perfiles estratigráficos que sirvió para la determinación del acuífero libre y la capacidad portante de los suelos de $1,18 \text{ Kg/cm}^2$ para reservorios, llegando a la conclusión para suelos arcillo arenosos.

En 2003, el Instituto Nacional de Defensa Civil proyecto INDECI–PNUD realizó estudio de suelos y napa freática 10 DPL’s a 15m que ayudaron a determinar los

tipos de suelos y perfiles estratigráficos de la Ciudad de Catacaos, para la determinación del acuífero libre para suelos con una capacidad portante de 1,15 Kg/cm².

Según Fernández M 2009, se realizó el estudio de Análisis de la Sostenibilidad de los reservorios y sistemas de agua y alcantarillado del distrito de Aguas Verdes usando los Ensayos de Corte Directo, Ensayo Triaxial para la determinación de la Capacidad Portante, su estudio se realizó con la finalidad de contribuir al conocimiento de la sostenibilidad de los servicios de provisión de agua en el área de estudio, estudiando el estado de la prestación del servicio e identificando los factores que afectan a la calidad de la misma.

2.1.3 Antecedentes Locales

En 2006, Fernández M, realizó estudios Geotécnicos de cimentaciones superficiales en suelos arcillosos a 3,00 m. de profundidad en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca con ensayos especiales de Corte Directo y Ensayo Triaxial No Drenado No Consolidado UU, llegando a la conclusión de una capacidad portante de 0,76 Kg/cm².

Flores (2012), con el Proyecto: “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación del Proyecto, Mejoramiento del Servicio de Transitabilidad de La Av. Pakamuros entre El Puente Rio Amojú y El Jr. Rio Cunia de La Ciudad De Jaén – Provincia de Jaén – Cajamarca concluyó que el suelo que conforma la zona de estudio presenta un estrato formado por gravas limosas, mezclas de grava, arenas y limos, clasificación en sistema SUCS (sistema unificación clasificado de suelos) como suelos GW Y GM”.

Toro (2014), concluye en el Proyecto: “Evaluación de La Inestabilidad de Taludes en la carretera, Las Pirias –Cruce Lambayeque, San Ignacio.” Concluyó principalmente: Los factores que afectan la inestabilidad de taludes en promedio los más incidentes: Angulo de fricción. (ϕ) = 12,71°, Cohesión (c) = 27,46 KPa, peso específico γ = 27,34 KN/m³ y los parámetros hidrogeológicos. A si como la pendiente del talud (grado de inclinación), altura y longitud en promedio: Altura = 22,21 m, Pendiente = 62,98° y Longitud = 18,75 m. de los cuales en función del tipo de suelo (CL en la mayoría), dicha geometría de los taludes inestables no son la

correcta. Como también no se cuenta con medidas de protección en los 8 taludes inestables y drenaje adecuado de los ocho taludes inestables.”

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Mecánica de Suelos

Según Terzaghi (1943), menciona que la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre.

La UNE – EN ISO 14689-1, 2003 denomina suelo a todo agregado natural no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el agua y aire que ocupan los espacios vacíos entre partículas sólidas, conjunto de partículas minerales o de materia orgánica en forma de depósito, generalmente minerales, pero a veces de origen orgánico, que pueden separarse por medio de una acción mecánica sencilla y que incluyen cantidades variables de agua y aire.

A. Análisis granulométrico por tamizado

Braja M (1983), menciona que en cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas.

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo por una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el por ciento acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado.

Este porcentaje es denominado el “porcentaje que pasa”, contiene una lista de los números de mallas más usados y el tamaño de sus aberturas. Estas mallas se usan comúnmente para el análisis de suelos con fines de clasificación.

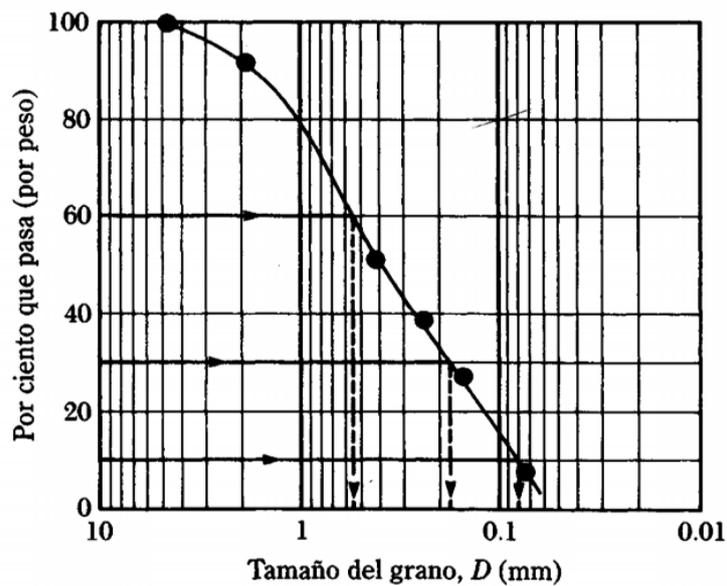
El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre una escala semilogarítmica.

Tabla 2.1 Tamaños de mallas Standart.

CRIBA N°	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Das Braja M. (1983)

Figura 2.1 Tamaño del grano, D (mm)



Fuente: Das Braja M. (1983)

Braja M, (1983) menciona que varias organizaciones han intentado desarrollar los límites de tamaño para gravas, arenas, limos y arcillas en base a los tamaños de las partículas de los suelos presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and transportation Officials (AASHTO) y en el sistema Unified Soil Classification (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation). Muestra que las partículas de suelo más pequeñas que 0,002mm son clasificadas como arcilla. Sin embargo, las arcillas por naturaleza son cohesivas y pueden convertirse en filamento cuando están húmedas. Esta propiedad es causada por la presencia de minerales de arcilla tales como la caolinita, la ilita y la montmorillonita. En contraste, algunos minerales como el cuarzo y el feldespato pueden estar presentes en un suelo en partículas de tamaño pequeño como los minerales de arcilla. Pero éstas no tienen la propiedad de cohesión de los minerales arcillosos. Por tanto, se denominan partículas de tamaño arcilla y no partículas arcillosas

Tabla 2.2 Límites de tamaño de suelos separados.

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
SUCS	Grava: 75 mm a 4,75 mm
	Arena: 4,75 mm a 0,075 mm
	Limo y arcilla (finos): < 0,075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 4,75 mm
	Arena: 2,0 mm a 0,05 mm
	Limo: 0,05 mm a 0,002 mm
	Arcilla: < 0,002 mm

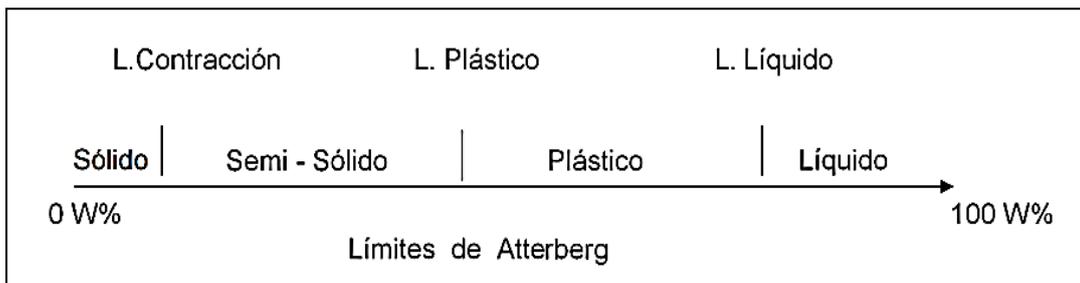
Fuente: Das Braja M. (1983)

B. Plasticidad

Para Crespo Villalaz, (2012), la plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg o límites de consistencia, quien por medio de ellos separó

los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes (Figura 2.2). Los mencionados límites son: Límite Líquido (L.L.), Límite Plástico (L.P.) y Límite de Contracción (L.C.), y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia se determinan empleando el suelo que pase por la malla N° 40. La diferencia entre los valores del límite líquido (L.L.) y del límite plástico (L.P.) da el llamado Índice Plástico (I.P.) del suelo. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla. Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo se dice que es no plástico (N.P.), y en ese caso el índice plástico se dice que es igual a cero. El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico.

Figura 2.2 Límites de consistencia



Fuente: Adaptado de Crespo Villalaz. (2012)

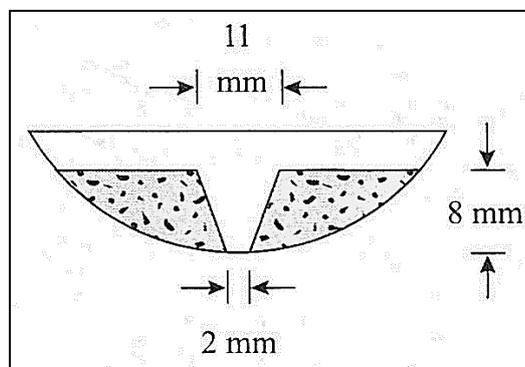
B.1 Límites de plasticidad

Según Juárez & Rico, (2004), manifiestan para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales el debido a Atterberg, se mencionará. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente del contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido en que la arcilla se comporta plásticamente. Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia.

B.2 Límite Líquido:

Según López, (2014), la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido WLL. Ninguna de las pruebas para determinar los límites de Atterberg es difícil de ejecutar, requiere de cierta experiencia para desarrollar la técnica necesaria para obtener resultados reproducibles. La determinación del límite líquido se hace comúnmente utilizando un aparato mecánico, diseñado por Casagrande; se coloca una muestra del suelo remoldeado en la copa, y se hace una ranura de 2 mm de ancho en su base y de 8mm de altura, en el centro de la pasta del suelo. Luego, el operador da vuelta a la manivela que levanta la copa a cierta altura de manera que el punto de contacto entre la copa y la base quede a 1cm sobre la base. Desde esta posición, la copa cae libremente. El suelo está en el límite líquido, si se requieren 25 golpes para hacer que los extremos inferiores de la ranura queden en contacto entre sí, en una longitud de 13 mm (0,5”). La humedad que tenga la muestra cuando se le da este número de golpes es el límite líquido.

Figura 2.3 Dimensiones de la ranura en la copa de Casagrande



Fuente: Juárez & Rico, (2004)

Para Juárez & Rico, (2004) a partir de investigaciones de los resultados obtenidos por Atterberg con su método original y usando determinaciones efectuadas por diferentes operadores en varios laboratorios, se estableció que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponde al de Atterberg, se define como el contenido de agua del suelo para que la ranura se cierre a lo largo de 1,27cm (1/2”), con 25 golpes en la copa. Esta correlación permitió incorporar a la experiencia actual toda la adquirida previamente al uso de la copa. De hecho, el límite líquido se determina conociendo 3 o 4 contenidos de agua diferente en su

vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva. Contenido de agua – Número de golpes. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido.

B.3 Límite plástico:

Para La frontera convencional entre el estado plástico y semisólido, fue llamado por Atterberg límite plástico WPP, definido también en términos de una manipulación de laboratorio. La determinación del límite plástico se ejecuta, formando cilindros delgados con una muestra de suelo plástico con un diámetro de 3mm. Si el suelo no se desmorona, se recoge el cilindro, se vuelve a amasar y se rola de nuevo. Se repite este proceso, hasta que el cilindro se comienza a desmoronar, precisamente cuando adquiere el diámetro de 3 mm. A la humedad a la que se desmorone y agriete el cilindro se la define como límite plástico

B.4 Índice de plasticidad:

La amplitud de variación de la humedad, en la cual el sistema se comporta como material plástico, se llama frecuentemente intervalo plástico, y la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se le llama índice de plasticidad I.P. El límite líquido y el índice de plasticidad constituyen unidos una medida de la plasticidad de un suelo. Los suelos que poseen WLL (límite líquido) e I.P. de grandes valores se dicen que son muy plásticos. A los que tienen bajos valores se les llama ligeramente plásticos. La interpretación de las pruebas de los límites líquido y plástico se facilita usando la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande.

C. Clasificación del suelo

Según Braja M, (1983), los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril.

Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales del suelo, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados. Éstos son el sistema de clasificación

de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras y Transportes (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

C.1 Sistema de clasificación AASHTO:

Según la Prueba D-3282 de la ASTM; método AASHTO M145, fue desarrollado en 1929 como el sistema de clasificación de la oficina de caminos públicos. Ha sufrido varias revisiones, con la versión actual propuesta por el comité para la clasificación de materiales para subrasantes y caminos tipo granulares del concejo de investigaciones carreteras en 1945.

El sistema de clasificación AASHTO actualmente en uso, se muestra en la Tabla 2.3. De acuerdo con este, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla N° 200.

Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla N° 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios de acuerdo al tamaño del grano.

- Grava: fracción que pasa por la malla de 75 mm. (3") y es retenida en la malla N° 10 (2 mm.).
- Arena: fracción que pasa por la malla N° 10 (2 mm.) y es retenida en la malla N° 200 (0,074 mm).
- Limo y arcilla: fracción que pasa por la malla N° 200.

Tabla 2.3 Clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)						Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)				
	A-1		A-3				A-4	A-5	A-6	A-7	
Grupo:	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6				A-2-7	A-7-5
Porcentaje que pasa: N° 10 (2mm) N° 40 (0,425mm) N° 200 (0,075mm)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- - 35 máx			- - 36 min				
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40 Límite líquido Índice de plasticidad	- 6 máx		- NP (1)	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín (2) 11 mín
Constituyentes principales	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa			Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Características como subgrado	Excelente a bueno						Pobre a malo				

Fuente: Braja M, (1983)

C.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS):

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos fue originalmente propuesto por Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y el Cuerpo de ingenieros. Este sistema se usa en prácticamente todo trabajo de geotecnia. En el Sistema Unificado, los siguientes símbolos se usan como identificación.

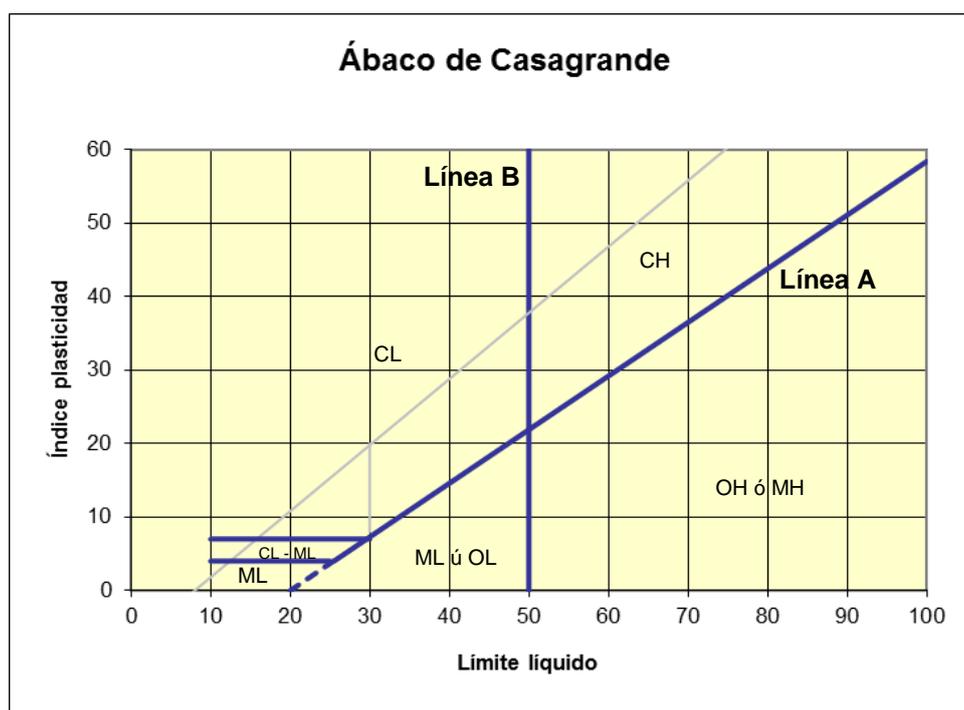
Tabla 2.4 Identificación de los suelos en el sistema SUCS

Símbolo	Descripción
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Limos orgánico y arcilla
Pt	Turba y suelos altamente orgánicos
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad
W	Bien graduados
P	Mal graduados

Fuente: Braja M, (1983)

El procedimiento para determinar los símbolos de grupo para varios tipos de suelos. Al clasificar un suelo se debe proporcionar el nombre del grupo que describe generalmente al suelo, junto con el símbolo respectivo.

Figura 2.4 Carta de Plasticidad.



Fuente: Braja M, (1983)

2.2.2 Capacidad Portante

Según Tavera H. (2008) mencionan que las cimentaciones de estructuras o equipos que soportan usualmente se diseñan para satisfacer ciertos requerimientos de servicio y resistencia. Las condiciones de servicio establecen que la cimentación debe comportarse satisfactoriamente, bajo las condiciones normales de cargas de operación que imponen la estructura o equipo que soportan, de tal forma que se satisfagan los propósitos de su diseño. Las limitaciones de servicio se describen típicamente por el asentamiento u otras limitaciones de movimiento.

El criterio de resistencia tiene el propósito de asegurar que la cimentación tenga la suficiente resistencia para soportar grandes cargas que ocasionalmente puedan producirse debido a fuerzas ambientales extremas o de otras fuentes. En la mayoría, pero no en todos los casos, el criterio de servicio o asentamiento y el criterio de resistencia, pueden tratarse independientemente. El criterio de servicio es típicamente de consideración a largo plazo para la cimentación y que depende de las características de consolidación con el tiempo del depósito de suelo. La resistencia de la cimentación, o la capacidad de carga, puede ser un problema a corto plazo tal como en el caso de la construcción de un terraplén o una presa

desplazada sobre un depósito de arcilla no drenada, o un problema a largo plazo en que la máxima carga sobre la cimentación puede presentarse en un tiempo desconocido.

Según, Prandtl, (1920), es un problema para una cimentación de longitud infinita y ancho b sobre un terreno arcilloso con ángulo de rozamiento nulo y peso despreciable, obteniendo:

$$(N_c, N_q, N_\gamma) = (2 + \pi, 1, 1) \rightarrow \frac{p_u}{b} = (2 + \pi) \cdot c + q \quad (2.1)$$

Terzaghi, (1943), manifiesta la fórmula sencilla para la carga máxima que tuvo como base teórica la solución de Prandtl (1920) soportar una cimentación continua con carga vertical centrada, apoyada sobre la superficie de un suelo dada por:

$$\frac{p_u}{b} = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{\gamma \cdot b}{2} \cdot N_\gamma \quad (2.2)$$

Dónde:

p_u : carga vertical máxima por unidad de longitud.

q : sobrecarga sobre el terreno adyacente a la cimentación.

c : cohesión del terreno.

b : ancho transversal de la cimentación

γ : peso específico efectivo del terreno.

N_q, N_c, N_γ , coeficientes dependientes de ángulo de rozamiento interno, para las que Terzaghi sugirió algunas aproximaciones particulares, como por ejemplo $N_c = 50$.

Veinte años después 1961 el ingeniero danés J. Brinch Hansen logró obtener una fórmula que es una generalización que incluye como casos particulares la fórmula de Terzaghi y la fórmula de Skempton. Esa fórmula incluye además de los efectos de forma y profundidad considerados elementalmente por Skempton los factores de inclinación de la carga, usando una fórmula de mayor rango de aplicabilidad. La expresión Brinch-Hansen (1961) es:

$$\frac{p_u}{b} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \frac{\gamma \cdot b}{2} N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (2.3)$$

Donde: N_q, N_c, N_γ ; b, c, γ tienen los mismos significados que en fórmula de Terzaghi y el resto de parámetros son funciones del ángulo de rozamiento interno:

S_q, S_c, S_r : son los factores de forma.

d_q, d_c, d_r : son los factores de profundidad.

i_q, i_c, i_r : son los factores de inclinación de la carga.

Para los parámetros $NJ = NJ(\Phi)$ Brinch Hansen propuso las siguientes expresiones en términos de ángulo de rozamiento interno:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right); \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}; \quad N_\gamma = \frac{2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi}{1 + 0.4 \cdot \sin 4\varphi} \quad (2.4)$$

El resto de factores adicionales en la fórmula (2.4) se explican a continuación:

- Factores de forma y profundidad

Para los factores de forma para una cimentación rectangular $b \cdot L$ se tiene:

$$s_q = 1 + \frac{b}{L} \cdot \tan \varphi; \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot b}{N_c \cdot L}; \quad s_\gamma \approx 1 - \frac{1}{2} \cdot (0.2 + \tan^6 \varphi) \cdot \frac{b}{L} \approx 1 - 0.4 \cdot \frac{b}{L} \quad (2.5)$$

Los factores de profundidad cuando entre la base de cimentación y la superficie del terreno existe una distancia vertical D , vienen dados por las expresiones:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{b}; \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi}; \quad d_\gamma = 1 \quad (2.6)$$

- Factores de inclinación de la carga

Para estos factores Binch Hansen proporciona ecuaciones exactas que requería resolver la ecuación trigonométrica compleja para α :

$$\tan \left(\alpha - \frac{\varphi}{2} \right) = - \frac{\tan \delta - \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \delta}{\tan^2 \varphi}}}{1 + \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}} \quad (2.7)$$

Y donde δ se deduce del diagrama de rotura pertinente, es el ángulo entre la carga inclinada y la vertical. La expresión del primer factor de inclinación viene dado por:

$$i_q = \frac{1 + \sin \varphi \cdot \sin(2\alpha - \varphi)}{1 + \sin \varphi} e^{-\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - 2\alpha\right) \cdot \tan \delta} \approx \left(1 - \frac{H}{V + c \cdot L \cdot b \cdot \cot \varphi} \right)^2 \quad (2.8)$$

Donde:

H, V : Son las componentes horizontal y vertical de la carga.

c, φ° : La cohesión del terreno y su ángulo de rozamiento interno.

L, b : Son las dimensiones rectangulares de la cimentación.

Los otros dos factores de inclinación de la carga son simplemente:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\phi}; \quad i_v = i_q^2 \quad (2.9)$$

2.2.3 Ensayo de Corte Directo

Crespo Villalaz, (2012), describe y regula el método de ensayo para la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo mientras se permite un drenaje completo de ella. El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a velocidad controlada, cerca de un plano de cizalladura determinado por la configuración del aparato de cizalladura. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.

Los esfuerzos de cizalladura y los desplazamientos no se distribuyen uniformemente dentro de la muestra y no se puede definir una altura apropiada para el cálculo de las deformaciones por cizalladura. En consecuencia, a partir de este ensayo no pueden determinarse las relaciones esfuerzo-deformación o cualquier otro valor asociado, como el módulo de cizalladura.

La determinación de las envolventes de resistencia y el desarrollo de criterios para interpretar y evaluar los resultados del ensayo se dejan a criterios del ingeniero o de la oficina que solicita el ensayo.

Los resultados del ensayo pueden ser afectados por la presencia de partículas de suelo o fragmentos de roca, o ambos.

Las condiciones del ensayo, incluyendo los esfuerzos normales y la humedad, son seleccionadas para representar las condiciones de campo que se investigan. La velocidad de deformación debe ser lo suficientemente lenta para asegurar las condiciones de drenaje equivalentes a una presión intersticial nula.

En el artículo IGG24, las definiciones de este método corresponden a los datos en el Norma D653.

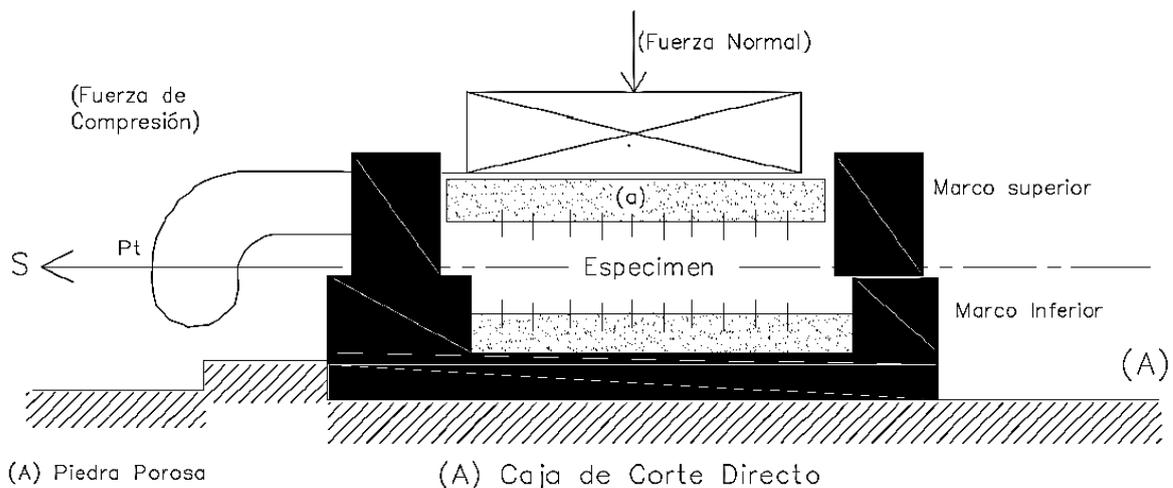
A.1. Descripción de términos propios de esta norma.

- Desplazamiento lateral relativo: desplazamiento horizontal de la mitad superior de la caja de cizalladura respecto a la mitad inferior.
- Estado de esfuerzos en condiciones de falla para un espécimen. Normalmente se acepta que la falla corresponde al máximo esfuerzo de cizalladura alcanzado, o al esfuerzo de cizalladura cuando ha tenido lugar del 15% del desplazamiento lateral relativo.

A.2. Resumen del Método de Ensayo

Este ensayo consiste en colocar el espécimen del ensayo en una caja de cizalladura directa, aplicar un esfuerzo normal determinado, humedecer o drenar el espécimen de ensayo, o ambas cosas, consolidar el espécimen bajo el esfuerzo normal, soltar los marcos que contienen la muestra y desplazar un marco horizontalmente respecto al otro a una velocidad constante de deformación y medir la fuerza de cizalladura y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es cizallada.

Figura 2.5 Gráfico de Caja de Ensayo de corte directo.



Fuente: Artículo Geotecnia GG-24, (2011)

A.3. Significado y uso

Según el artículo GG24, el ensayo de cizalladura directa es adecuado para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia de materiales drenados y consolidados. Debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso de presión en los poros sea disipado más rápidamente que con otros ensayos drenados. El ensayo puede ser hecho en

todo tipo de suelos inalterados, remoldeados o compactados. Hay sin embargo una limitación en el tamaño máximo de las partículas presentes en las muestras.

Los resultados del ensayo son aplicables para estimar la resistencia al corte en una situación de campo donde ha tenido lugar una completa consolidación bajo los esfuerzos normales actuales. La ruptura ocurre lentamente bajo condiciones drenadas, de tal manera que los excesos de presión en los poros quedan disipados. Los resultados de varios ensayos pueden ser utilizados para expresar la relación entre los esfuerzos de consolidación y la resistencia a la cizalladura en condiciones drenadas.

Durante el ensayo de cizalladura hay rotación de los esfuerzos principales, lo que puede o no corresponder a las condiciones de campo. Aún más, la ruptura puede no ocurrir en un plano de debilidad, puesto que ella tiene que ocurrir cerca de un plano horizontal en la parte media del espécimen. La localización fija del plano de ruptura en el ensayo puede ser una ventaja en la determinación de la resistencia al corte a lo largo de planos reconocidamente débiles dentro del material del suelo y para analizar las interfaces entre materiales diferentes.

Los esfuerzos de cizalladura y los desplazamientos no están distribuidos uniformemente dentro de la muestra y no puede definirse una altura apropiada para calcular las deformaciones de cizalladura o cualquier otra cantidad asociada de interés en geotecnia. La baja velocidad de desplazamiento asegura la disipación de los excesos de presión de los poros, pero también permite el flujo plástico de suelos cohesivos blandos. Debe tenerse cuidado de asegurar que las condiciones del ensayo representen las condiciones que se están investigando.

El intervalo de los esfuerzos normales, la velocidad de deformación y las condiciones generales del ensayo deben ser seleccionados para reflejar las condiciones específicas de los suelos que se está investigando.

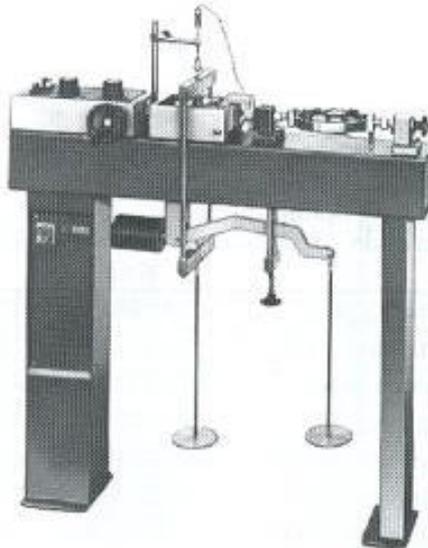
A.4. Equipo

Aparato de cizalladura: instrumento diseñado y construido para contener de manera segura la muestra entre dos bloques porosos de tal modo que no se aplique un torque a la muestra. El aparato de cizalladura debe estar en condiciones de aplicar un esfuerzo normal a las caras del espécimen, medir el cambio de espesor del espécimen, permitir el drenaje del agua a través de los bloques porosos en las

fronteras superior e inferior de la muestra y de sumergir la muestra en agua. El aparato debe ser capaz de aplicar una fuerza de cizalladura al espécimen a lo largo de un plano de cizalladura predeterminado (cizalladura simple) paralelo a las caras de la muestra.

Los marcos que contienen el espécimen deben ser lo suficientemente rígidos para prevenir su distorsión durante el ensayo. Las diferentes partes del aparato de cizalladura, deben ser construidas de un material que no esté sujeto a la corrosión por humedad o por sustancias que se encuentren en el suelo, por ejemplo acero inoxidable, bronce, aluminio, etc. No se permite la combinación de metales que puedan dar lugar a un efecto galvánico.

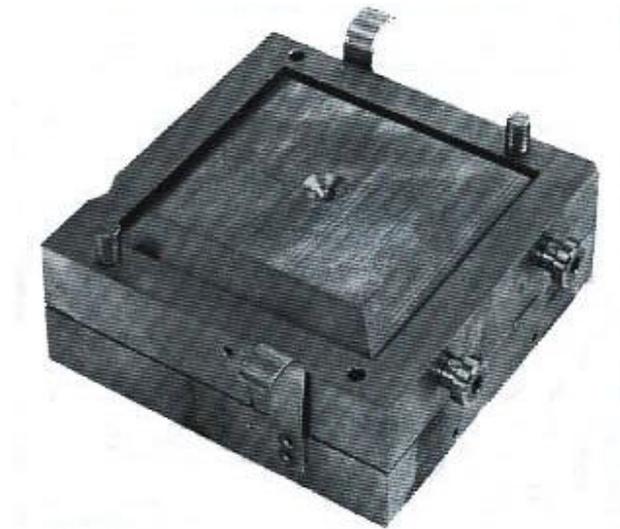
Figura 2.6 Aparato de cizalladura



Fuente: Artículo Geotecnia GG 24, (2011)

Daniel, (2001) manifiesta que la Caja de cizalladura, circular o cuadrada, hecha de acero inoxidable, bronce o aluminio, con dispositivos para el drenaje a través de su parte superior e inferior. Esta caja debe estar dividida verticalmente por un plano horizontal en dos mitades de espesor igual que se ajustan con tornillos de alineación. La caja de cizalladura está provista con tornillos de separación, que controlan el espacio entre sus mitades superior e inferior.

Figura 2.7 Caja de cizalladura



Fuente: Daniel, 2001

Bloques permeables (piedras porosas): Según Daniel (2001), los bloques permeables permiten el drenaje de la muestra de suelo a lo largo de los extremos superior e inferior de la muestra. Los bloques permeables tienen también como función transferir los esfuerzos de cizalladura horizontal del bloque a los bordes superior e inferior del espécimen. Los bloques permeables deben consistir de carburo de silicio, óxido de aluminio o un metal que no esté sujeto a la corrosión por sustancias del suelo. El grado adecuado del bloque depende del suelo que se vaya a analizar. La permeabilidad del bloque debe ser substancialmente mayor que la del suelo, pero debe tener una textura lo suficientemente fina para prevenir una intrusión excesiva en los poros del bloque. El diámetro o anchura del bloque poroso o de la platina superior debe ser de 0,2 mm a 0,5 mm menos que la medida interior de la caja. Si el bloque tiene como función transferir los esfuerzos horizontales del suelo, debe ser lo suficientemente rugoso para desarrollar una adherencia por fricción. Este efecto se puede conseguir con chorro de arena o maquinado del bloque, pero su superficie no debe ser tan irregular que cause grandes concentraciones de esfuerzos en el suelo.

Figura 2.8 Bloques permeables (Piedras Porosas)



Fuente: Daniel, 2001

No se han establecido criterios exactos para definir la textura y la permeabilidad de los bloques. Para un ensayo de suelo, se consideran apropiados los bloques de grado medio con una permeabilidad de aproximadamente 5×10^{-4} a 1×10^{-3} cm/s, para analizar limos y arcillas, y bloques de grado grueso con una permeabilidad de 5×10^{-2} a 1×10^{-1} cm/s para arenas. Es importante que la permeabilidad del bloque poroso no se vea reducida por la acumulación de partículas de suelo en los poros del bloque. En consecuencia, es necesario un frecuente examen y limpieza (por lavado y ebullición o por limpieza ultrasónica) para asegurar la permeabilidad necesaria.

2.2.4 Ensayo de Penetración (D.P.L.)

La Norma Técnica Peruana NTP 339.159 (2001), describe el procedimiento generalmente conocido como ensayo de penetración ligera, consiste en introducir al suelo una varilla de acero, en una punta se encuentra un cono metálico de penetración con 90° de punta, mediante la aplicación de golpes de un martillo de 10 Kg que se deja caer desde una altura de 0,50m. Como medida de la resistencia a la penetración se registra el número N, ha sido correlacionado con algunas propiedades relativas al suelo, particularmente con sus parámetros de resistencia al corte, capacidad portante, densidad relativa, etc.

A.1. Definición:

El ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL) es un ensayo de campo estandarizado que sirve para la determinación de la resistencia a la penetración del suelo y que se realiza dentro de una perforación desde la superficie del terreno y con una profundidad de penetración definida.

A.2. Equipos y Materiales:

- Equipo de DPL DIN 4094.
- Cono metálico de penetración (90°).
- Yunque o cabezote.
- Varillas o tubos de perforación.
- Martillo o pesa (10 Kg.).
- Barra guía.
- Otros equipos.- Guantes y alicates de manipuleo (Norma Técnica Peruana, 2001)

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar. No se recomienda ejecutarse ensayos DPL en fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. (El Peruano, 2012).

Prueba Dinámica Ligera (DPL) representando el más bajo rango de masa de penetrómetro dinámico usado mundialmente; la profundidad de investigación, para obtener resultados confiables es de 8 m aproximadamente. Emplea un martillo de 10 Kg. NTP 339.159 (2001).

A.3. Alcance

Atala Abad, (2011), señala lo siguiente:

La expresión sondeando se usa para indicar un registro continuo en contraste con la Prueba de Penetración Estándar (SPT). El objetivo de la prueba dinámica es medir el esfuerzo exigido al manejar un cono a través del suelo para obtener la resistencia que corresponde a las propiedades mecánicas del suelo. Se recomienda cuatro procedimientos:

Prueba Dinámica Ligera (DPL) representando el más bajo rango de masa de penetrómetro dinámico usado mundialmente; la profundidad de investigación, para obtener resultados confiables es de 8 m aproximadamente. Emplea un martillo de 10 Kg. NTP 339.159 (2001).

Prueba Dinámica Media (DPM) representando el rango medio de masa; con profundidades de investigación generalmente no mayores de 20 a 25 m aproximadamente. Emplea un martillo de 30 Kg.

Prueba Dinámica Pesada (DPH) representando el rango medio de masa pesada y masa muy pesada; la profundidad de investigación generalmente no mayor que 25 m aproximadamente. Emplea un martillo de 50 Kg.

Prueba Dinámica Superpesada (DPSH) representando el más alto rango de masa de penetrómetro dinámico y simulando las dimensiones del SPT; la profundidad de investigación puede ser mayor de 25 m. emplea un martillo de 63,5 kg.

A.4. Definiciones

A.4.1. Principios generales y Nomenclatura

En general se emplea un martillo de masa M dejado caer desde una altura de caída H , para introducir una sonda puntiaguda cónica. El martillo golpea una base conectada rígidamente a la barra. La resistencia de penetración se define como el número de golpes necesarios para que el penetrómetro ingrese una distancia definida. La energía de un golpe es la masa del martillo considerando la aceleración de la gravedad y la altura de caída ($M \cdot g \cdot H$). Los resultados de diferentes tipos de pruebas dinámicas pueden ser representados (y/o comparados) como valores de la resistencia q_d o r_d . Las ecuaciones para r_d y q_d , según formulas holandesas son:

$$r_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \quad (2.10)$$

$$q_d = \frac{M}{M + M'} \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \quad (2.11)$$

Donde:

r_d y q_d : son valores de resistencia en Pa, KPa o MPa.

M : Masa del martillo

M' : Masa total de las barras, la base y el tubo guía

H: Altura de caída

e: Penetración promedio por golpe

A: Área de la base del cono

g: Aceleración de gravedad

El sondeo dinámico es principalmente usado en suelos poco cohesivos.

Interpretando los resultados de la prueba obtenidos en suelos cohesivos y en suelos a grandes profundidades, se deben tomar precauciones cuando la fricción a lo largo de las barras es importante. Los sondeos dinámicos pueden usarse para detectar las capas suaves y localizar las capas duras como, por ejemplo, en suelos poco cohesivos para la resistencia en la punta de los pilotes (DPH, DPSH). En relación con la perforación, la presencia de suelos con gravas puede ser evaluada en condiciones favorables. También pueden usarse los resultados del DPL para evaluar trabajabilidad y laborabilidad de los suelos.

Después de la calibración apropiada, pueden usarse los resultados del sondeo dinámico, para conseguir una indicación de las propiedades de la ingeniería de los suelos, como por ejemplo:

- Densidad relativa
- Compresibilidad
- Resistencia al esfuerzo cortante
- Consistencia

Por el momento, la interpretación cuantitativa de los resultados incluyendo predicciones de capacidad portante restringidas, permanecen solamente para suelos poco cohesivos; tiene que tener en cuenta que el tipo de suelo de poca cohesión (distribución de tamaño de grano, etc.) puede influir en los resultados del ensayo.

A.4.2. Clasificación

Los diferentes equipos de penetración DPL, DPM, DPH y DPSH, se deben utilizar en forma apropiada dependiendo de las diferentes topografías, condiciones geológicas y propósitos de la investigación. A continuación se describe los procedimientos de prueba, medidas y registros. Los datos técnicos de los equipos se resumen en la Tabla 2.5. Pueden requerirse otros tipos de equipo con propósitos especiales o con dimensiones del cono diferentes.

Tabla 2.5 Datos técnicos del equipo DPL

Características del Equipo		Procedimiento de Ensayo			
		DPL	DPM	DPH	DPSH
Características del Martillo	Peso del martillo, Kg.	10±0,1	30±0,3	50±0,5	63,5±0,5
	Altura de caída, m	0,5±0,01	0,5±0,01	0,5±0,01	0,75±0,02
	Masa de guía y yunque (máx), Kg	6	18	18	30
	Rebote (máx.), %	50	50	50	50
	Relación Largo a Diámetro (D) del martillo	1 ≤ ≤ 2	1 ≤ ≤ 2	1 ≤ ≤ 2	1 ≤ ≤ 2
Características de la varilla	Longitud de la varilla, m	100<d<0.5D	100<d<0.5D	100<d<0.5D	100<d<0.5D
	Masa máx. de la varilla, Kg/m	3	6	6	8
	Desviación máx. de la varilla en los primeros 5 m, %	0,1	0,1	0,1	0,1
	Desviación máx. de la varilla debajo de los 5m, %	0,2	0,2	0,2	0,2
	Excentricidad de la varilla (máx.), mm	0,2	0,2	0,2	0,2
	Diámetro exterior de la varilla, mm	22±0,2	32±0,3	32±0,3	32±0,3
	Diámetro interior de la varilla, mm	6±0,2	9±0,2	9±0,2	-
Características del cono	Angulo del cono, grados	90	90	90	90
	Área nominal del cono, cm ²	10	10	15	20
	Diámetro del cono nuevo, mm	35,7±0,3	35,7±0,3	43,7±0,3	51±0,5
	Diámetro del cono gastado, mm	34	34	42	49
	Longitud tramo recto del cono, mm	35,7±0,1	35,7±0,1	43,7±0,1	51±2
	Angulo de la parte inclinada del cono, grados	11	11	11	11
	Longitud de la punta del cono, mm	17,9±0,1	17,9±0,1	21,9±0,1	25,3±0,4
	Desgaste máx. de la longitud de la punta del cono, mm	3	3	4	5
Penetración	Número de golpes por cm. de penetración	10 cm; N10	10 cm; N10	10 cm; N10	20 cm; N10
	Rango estándar del N° de golpes	3 – 50	3 - 50	3 - 50	3 - 50
Energía por golpe	Trabajo específico por golpe, MgH/AkJ/m ²	50	150	167	238

Fuente: Braja M, (1983)

Atala Abad, (2011) señala lo siguiente:

A.4.3. Equipo

- Dispositivo de golpeteo

El dispositivo de golpeteo consiste en el martillo, la base y el tubo guía. Las dimensiones y masas se presentan en la Tabla 2.5.

El martillo tendrá un agujero axial con un diámetro 3-4 mm aproximadamente más grande que el diámetro del tubo guía. La relación entre la longitud y el diámetro del martillo cilíndrico estará entre 1 y 2. El martillo caerá libremente y no estará conectado a cualquier objeto que puede influir en la aceleración o desaceleración del martillo. La velocidad inicial puede ser despreciable cuando el martillo se suelta en su posición superior.

La base debe estar conectada rígidamente a las barras. El diámetro de la base no será menor de 100 mm y no más de la mitad del diámetro del martillo. El eje de la base, el tubo guía y las barras, serán rectas con una desviación máxima de 5 mm por metro.

- Barras de extensión

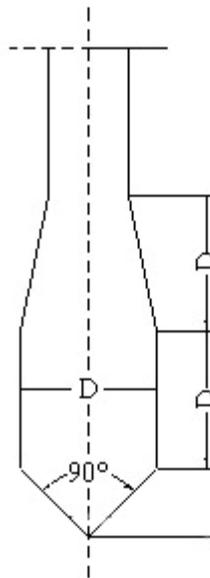
Las dimensiones y masas de las barras de extensión se dan en la Tabla 2.6.

El material de las barras será de acero de alta resistencia con una alta resistencia al uso, alta dureza a bajas temperaturas y una resistencia alta a la fatiga. Las deformaciones permanentes deben ser capaces de ser corregidas. Las barras serán rectas. Pueden usarse las barras sólidas; deben preferirse las barras huecas para reducir el peso.

- Conos

Las dimensiones de los conos se dan en la Tabla 2.6. El cono consiste en una parte cónica (la punta), una extensión cilíndrica y una transición cónica con una longitud igual al diámetro del cono entre la extensión cilíndrica y la barra. Los conos cuando están nuevos tendrán una punta con un ángulo del ápice de 90°.

Figura 2.9 Esquema de conos y barras (para las dimensiones;



D = diámetro del cono

Fuente: Atala Abad, (2011)

El máximo desgaste permisible del cono está dado en la Tabla 2.6. El cono se conectará a la barra de manera que no se suelte durante el golpeo. Pueden usarse conos fijos o descartables (perdidos).

A.4.4. Terminología

- Auscultación de suelos: La auscultación de suelo con sonda es un proceso indirecto de prospección de suelos de cimentación, que consiste en introducir una sonda generalmente de manera perpendicular, midiendo los parámetros de resistencia a la penetración.
- Determinación de la resistencia a la penetración: La determinación de la resistencia a la penetración, consiste en introducir una sonda en el suelo empleando un martinete con una altura de caída invariable, registrando el número de golpes para conseguir una profundidad de penetración definida.
- Ensayo normalizado de penetración o SPT (Standard Penetration Test): El SPT es un ensayo de campo estandarizado que sirve para la determinación de la resistencia a la penetración del suelo y que se realiza dentro de una perforación, desde la superficie del terreno y con una profundidad de penetración definida.
- Sonda: La sonda es una serie de varillas (varillaje) con una punta a 90°.

- Equipo: El equipo para realizar la auscultación de suelo está compuesto por una sonda, un equipo de medición y un dispositivo de introducción.
- Profundidad Límite: La profundidad límite es la profundidad desde la cual la resistencia a la penetración permanece casi constante cuando las condiciones son las mismas. La resistencia a la penetración aumenta notoriamente con la profundidad, desde el punto en que se inicia la determinación del suelo hasta la profundidad límite.
- Nomenclatura: Para la nomenclatura se emplearán las abreviaturas DPL (Dynamic Probing Light – Prueba Dinámica Ligera), seguido de un número que identifica a la auscultación; así por ejemplo, para la auscultación número 5 de un suelo con un penetrómetro ligero (DPL) tendríamos:

Tabla 2.6 Diámetro mínimo de las puntas de las sondas empleadas d_{min}

N°	Tipo de Sonda	d_{min} / mm
1	DPL – 5	24.0
2	DPL, DPM - A, DPM	34.0
3	DPH	42.0
4	SPT	49.0
5	CPT	34.8

Fuente: Tomado de NTP 339.159 (2001).

A.4.5. Procedimiento de Ensayo

- Generalidades

Se especificará el criterio para el propósito de una prueba. La profundidad requerida dependerá de las condiciones locales y el propósito de la prueba particular.

- Equipo de sondeo

Los sondeos se efectuarán verticalmente a menos que se indique de otra forma.

Los equipos de sondeo se apoyarán firmemente. Las tuberías y el cono deben ser niveladas inicialmente para que las barras ingresen verticalmente. Puede requerirse una perforación previa de poca profundidad.

El diámetro del agujero del taladro será ligeramente más grande que la del cono.

El equipo de la prueba se posicionará de tal manera que las barras no puedan doblarse sobre la superficie del suelo.

- **Hincado**

El penetrómetro será continuamente hincado dentro del subsuelo. La velocidad de hincado debe estar entre 15 y 30 golpes por minuto excepto cuando el suelo ya es conocido por perforación o ha sido identificado por sonido que están siendo penetrados en arena o gravas; en este caso la velocidad puede incrementarse a 60 golpes por minuto. La experiencia nos muestra que la velocidad de hincado tiene poca influencia en los resultados.

Todas las interrupciones serán registradas en el sitio. Todos los factores que pueden influir en la resistencia a la penetración (por ejemplo la estrechez de los acoplamientos de la barra, la verticalidad de las barras) deben verificarse regularmente. Se registrará cualquier desviación de los procedimientos de la prueba recomendados. Las barras se rotarán un giro y medio cada metro para mantener el agujero recto y vertical y para reducir la fricción superficial. Cuando la profundidad excede 10 m, las barras se girarán más a menudo, por ejemplo cada 0,2 m. Se recomienda usar un dispositivo de rotación mecanizado para grandes profundidades.

- **Medidas**

El número de golpes se debe registrar cada 0.1 m para el DPL, DPM y DPH (N10) y cada 0,2 m para DPSH (N20). Los golpes pueden fácilmente ser medidos marcando la profundidad de penetración definida (0,1 o 0,2 m) en la tubería. El rango normal de golpes, sobre todo en vista de cualquier interpretación cuantitativa de la prueba, resulta estar entre $N_{10}=3$ y 50 para DPL, DPM y DPH y entre $N_{20} = 5$ y 100 para DPSH. El rebote por golpe debe ser menor de 50% de la penetración por golpe. En casos excepcionales (fuera de estos rangos), cuando la resistencia a la penetración es baja, por ejemplo en las arcillas suaves, la profundidad de penetración por golpe puede marcarse. En suelos duros donde la resistencia a la penetración es muy alta, puede marcarse la penetración para un cierto número de golpes.

Es recomendable medir el torque requerido para la rotación de las barras y estimar la fricción superficial. La fricción superficial también puede ser medida por medio de una copla deslizante cerca del cono.

La precisión de la medida de la profundidad total de penetración (punta del cono) será + 0,02 m.

- **Precauciones, Controles y Comprobaciones**

El martillo debe levantarse despacio para asegurar que la inercia del martillo no lo lleve sobre la altura definida.

La deflexión (con respecto a la línea recta) en el punto medio de una barra de 1 m no será mayor de 1 mm para las cinco primeras tuberías y 2 mm para las restantes.

La longitud de la punta del cono puede cortarse por desgaste hasta un 10% del diámetro con respecto a la longitud teórica de la punta del cono.

La máxima desviación del equipo de prueba es 2%, es decir 1 (horizontal) a 50 (vertical).

Antes de cada medición se debe revisar que las puntas de la sonda cumplan con el diámetro mínimo especificado en la Tabla 2.6. Las varillas empleadas en la determinación de la resistencia a la penetración de suelos deben ser rectas. La máxima desviación axial por cada metro de varilla no debe exceder a 1 mm. Se debe revisar la precisión de los instrumentos de medición por lo menos cada seis meses, en caso de que los fabricantes no hayan establecido un periodo más corto y se deben cambiar las partes defectuosas. El informe de la revisión debe llenarse paralelamente a la revisión del equipo.

- **Penetrómetros:**

Se deben revisar los dispositivos mecánicos de desconexión para garantizar su correcto funcionamiento. Para revisar los equipos con funcionamiento neumático, se debe medir directamente la energía de compactación relativa a la sección transversal de la punta por cada golpe. Esta energía no debe desviarse del valor teórico en más del 3%. El fabricante de equipos debe adjuntar a cada equipo una certificación de fábrica para la determinación de la compactación con funcionamiento neumático. Se recomienda al usuario realizar la revisión del equipo de determinación de suelos cada seis meses.

Tabla 2.7 Energía de compactación relativa a la sección transversal.

N°	Tipo de Sonda	. KJ/m ²
1	DPL	24.0
2	DPM	34.0
3	DPH	42.0
4	SPT	49.0

Fuente: NTP 339.159 (2001).

En caso de equipos con registro automático se debe revisar el buen funcionamiento del dispositivo de registro. En el lugar donde se va a emplear el equipo se debe revisar la secuencia de golpes, la altura de caída y la caída sin rozamiento del martinete.

- **Características Especiales**

Atala Abad, 2011, menciona que para eliminar la fricción superficial puede inyectarse barro a través de los agujeros de las barras cerca del cono. Los agujeros tienen que ser dirigidos horizontalmente o ligeramente hacia arriba. La presión de inyección debe ser suficiente para que el barro llene el espacio anular entre el suelo y la barra.

Pueden usarse fundas alternativamente.

En lugar de las barras huecas (OD = 22 mm.) del DPL, se pueden usar barras sólidas con un diámetro de 20 mm.

- **Informe de Resultados**

Se reportará la siguiente información:

a. Ubicación de prueba

- Tipo de investigación
- Propósito del sondeo
- Fecha del sondeo
- Número de sondeos

b. Número de pruebas, evaluación y ubicación de la prueba de la perforación (en caso de existir una perforación de referencia). La cota del terreno así como la elevación y profundidad de la napa freática.

c. Equipos usados. Tipo de penetrómetro, cono, tubería, funda, bentonita, etc.

Masa de martillo, altura de caída y número de golpes requerido por la penetración definida

- d. Elevación o profundidad en que las barras fueron rotadas
- e. Desviaciones del procedimiento normal tal como la interrupción o daños a las barras
- f. Observaciones hechas por el operador como el tipo de suelo, sonidos en las barras de extensión, indicación de piedras, perturbaciones, etc.

- **Factores que ejercen influencia en los resultados de la Auscultación de Suelos**

Para el análisis se deben considerar los siguientes factores:

a. Factores geotécnicos.

a.1. Influencia del tipo, grupo y condiciones del suelo:

- Suelos de grano grueso: Además de la identidad, los factores geotécnicos que influyen en la resistencia a la penetración en suelos de grano grueso son la textura granular, la granulometría, la forma y aspereza del grano, el tipo de mineral, la cohesión y el estado del confinamiento en el suelo.
- Suelos de grano fino: Los factores geotécnicos que ejercen influencia en la resistencia a la penetración en suelos de grano fino son la forma, la plasticidad y la estructura.
- Suelos orgánicos: Los factores geotécnicos que ejercen influencia en la resistencia a la penetración en suelos orgánicos son la estructura, sus antecedentes geológicos y las mezclas con otros tipos de suelos.
- Suelos de granos mezclados: Los factores geotécnicos que ejercen influencia en la resistencia a la penetración en suelos de granos mezclados son la porción de los granos gruesos así como la plasticidad y la forma de los granos finos.

a.2. Influencia de la profundidad límite: Se debe tener en cuenta la influencia que ejerce el factor de la profundidad límite en la resistencia a la penetración.

a.3. Influencia del agua subterránea: Cuando se ejecuta la prueba, el agua subterránea ejerce una influencia especialmente visible al existir poca resistencia a la penetración.

b. Factores técnicos del equipo.

Los factores técnicos del equipo que ejercen influencia en la resistencia a la penetración son:

- Diámetro de la punta
- Longitud de varillaje.

2.2.5 Estudio de diversos autores sobre métodos de penetración dinámica.

En el ensayo de penetración dinámica influyen diversas propiedades y características físicas de los suelos como la compacidad relativa, cohesión, resistencia a la compresión simple, etc. Usualmente los diversos autores lo clasifican en arenas y arcillas a continuación se detallan las siguientes tablas:

Tabla 2.8 Compacidad relativa de la arena

COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA	
Nº DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0 – 4	Muy Suelta
5 – 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 – 30	Muy firme
31 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: Tomado de Crespo Villalaz, (2012)

Los autores Rico & Castillo (2005) determinaron mediante múltiples ensayos geotécnicos la resistencia de suelos cohesivos que es la siguiente:

Tabla 2.9 Resistencia de los suelos cohesivos

RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS		
Nº de Golpes	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm²)
< 2	Muy Blanda	< 0,25
2 – 4	Blanda	0,25 – 0,50
4 – 8	Media	0,50 – 1,00
8 – 15	Firme	1,00 – 2,00
15 – 30	Muy Firme	2,00 – 4,00
> 30	Dura	> 4,00

Fuente: Tomado de Rico & Castillo, (2005)

A. Aporte de Terzagui y Peck (1947)

Relacionan los valores de N – DR y N-φ en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo, y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado. Cuando el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática, debe reducirse el número de golpes a través de la siguiente relación.

$$N = \frac{N' + 15}{2} \quad (2.12)$$

Donde:

N' > 15 (valor medido in/situ, debajo del N.F.)

N = valor corregido

B. Aporte de GIBBS Y HOLTS (1949)

Proporciona correlaciones entre N, DR, y la sobrecarga efectiva, tomando en consideración el grado de humedad y el tamaño de granos. Se muestra la correlación “N” y la Densidad Relativa de una arena fina, seca, para diferentes valores de la sobrecarga efectiva muestra la misma correlación para arenas gruesas, secas o húmedas.

Terzagui y Peck, conduce a estimar una mejor densidad relativa, y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo, con excepción del caso de arenas secas o húmedas cuando “N” es aproximadamente mayor que 35 y la sobrecarga efectiva excede 40 P.S.I. (2,8 Kg/cm²)

C. Aporte de Peck y Bazaraa (1951)

Relacionan la densidad relativa de la arena con el índice de penetración standard “N” y la presión de sobrecarga en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de las siguientes relaciones:

$$N = 20 \cdot DR \cdot 2 \cdot (1 + 2 \cdot \sigma) \quad \text{Para } \sigma < 1,5 \text{ Kips/pie}^2 \text{ (0,73 Kg/cm}^2\text{)} \quad (2.13)$$

$$N = 20 \cdot DR^2 \cdot (3,25 + 0,5 \cdot \sigma) \quad \text{Para } \sigma < 1,5 \text{ Kips/pie}^2 \text{ (0,73 Kg/cm}^2\text{)} \quad (2.14)$$

En la que “N” es el valor del DPL para una arena con una densidad relativa DR y bajo una presión de sobrecarga σ.

D. Aporte de Meyerhof (1955)

En las investigaciones realizadas entre 1953 y 1955 Meyerhoff estableció una correlación entre N , DR , y ϕ , la cual es independiente de la presión de la sobrecarga efectiva. Según el autor los valores de los ángulos son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos 5 grados para el caso de arenas arcillosas en ausencia de ensayos de corte; para el caso de una mezcla de arenas con gravas pueden aumentarse hasta 5 grados (Abou y Goble 1997).

Posteriormente en 1975 estableció una correlación en la cual se incluye el efecto de la presión de sobrecarga (σ) en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de la siguiente relación.

$$N = 1,7 \cdot DR^2 \cdot (\sigma + 10) \quad ; \quad \sigma = \text{lb/pulg}^2 \text{ (0,73 Kg/cm}^2\text{)} \quad (2.15)$$

Existen además otras correlaciones, que relacionan los valores de N , DR y ϕ , tales como:

- SCHULTER & MELZER
- ALPAN
- SCHULTER & MELZER BACH
- BURMISTER

E. Factores de corrección por sobrecarga en arenas

El factor de corrección C_N de DPL se define como la relación de resistencia DPL medida por una presión vertical efectiva dada en un nivel S_v y la presión medida a un nivel de presión estándar (S_v), normalmente representada por 1 Kg/cm². En la práctica, la resistencia de DPL, "N" es medido y entonces normalizado o corregido a N_1 usando la ecuación:

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2.16)$$

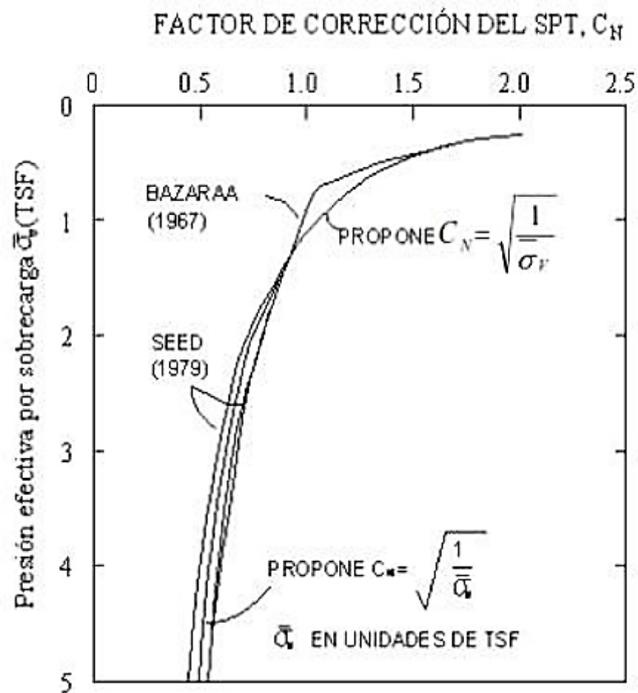
Donde N representa el número de golpes medidos.

Se propone un factor de corrección simple el cual es comparable con cualquier factor propuesto de otros autores como se ve en la Figura 2.10.

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \quad ; \quad \sigma_v \text{ en Tsf o Kg/cm}^2 \quad (2.17)$$

La comparación del factor C_N de diferentes autores se muestra en la Figura 2.10.

Figura 2.10 Comparación entre factores de corrección propuesta por diferentes autores



Fuente: Atala Abad, C (2011). Estudio Experimental sobre Correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, Usando Equipos de Penetración.

Tabla 2.10 Resumen de los factores de correlación publicados

Referencia	Factor de Correlación C_N	Unidad de los esfuerzos por sobrecarga σ_v
Gibbs y Holtz (1959) Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma_v}$	Psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \frac{4}{1 + 2 \cdot \sigma_v} \quad \sigma_v \leq 1.5$ $C_N = \frac{4}{3,25 + 0.5 \cdot \sigma_v} \quad \sigma_v > 1.5$	Ksf
Peck Hansen, y Thouenbum (1974)	$C_N = 0,77 \cdot \log_{10} \frac{20}{\sigma_v}$	Kg/cm ² , Tsf

Continuación de **Tabla 2.10** Resumen de los factores de correlación publicados

Referencia	Factor de Correlación CN	Unidad de los esfuerzos por sobrecarga σ_v
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1,25 \cdot \log_{10} \sigma_v$	Kg/cm ² , Tsf
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \sigma_v}$	Kg/cm ² , Tsf
Liao y Whitman (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}}$	Kg/cm ² , Tsf (Nota $C_N \leq 2$)
	$C_N = \frac{4}{1 + 2 \cdot \sigma_v}$	Arena fina de mediana densidad relativa
Skempton (1986)	$C_N = \frac{3}{2 + \sigma_v}$	Arena normalmente consolidadas gruesas
	$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \sigma_v}$	Arenas finas consolidadas
Youd et. Al (2001)	$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \sigma_v/P_a} ; C_N \leq 1,7$	Kg/cm ²
Boulangier and Idriss (2004)	$C_N = \frac{Pa^{0,784 - 0,0768 \cdot \sqrt{N_{160}}}}{\sigma_v} ; C_N \leq 1,7$	Kg/cm ²

Fuente. Atala Abad, C (2011).

Estudio Experimental sobre Correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, Usando Equipos de Penetración.

Relación entre el número de golpes “N” y la consistencia de las arcillas; durante la ejecución de los sondajes es posible estimar la resistencia por medio del Ensayo de Penetración, sin embargo para un número de golpes dado la dispersión con respecto al término medio puede ser muy grande. Por lo tanto, es recomendable como control realizar ensayos de compresión simple en las muestras obtenidas por la cuchara normal (los valores de laboratorio serán sensiblemente menores debido a la alteración de las muestras:

Se puede estimar en forma aproximada la resistencia de la compresión simple q_u en función de N, para los tipos de suelos que se indica, mediante las relaciones siguientes:

Tabla 2.11 Relación entre el número de golpes y arcillas

Arcilla	$q_u = \frac{N}{8}$	(Kg/cm ²)	Terzaghi
Arcilla limosa	$q_u = \frac{N}{5}$	(Kg/cm ²)	Terzaghi y Peck
Arcilla arenosa limosa	$q_u = \frac{N}{7.5}$	(Kg/cm ²)	Terzaghi y Peck
Loes	$q_u = \frac{N}{8}$	(Kg/cm ²)	TERZAGHI

Fuente: Campanella, 1982

En todo caso sería naturalmente riesgoso e incluso peligroso, pretender deducir directamente q_u de N en una región donde no se hubiera realizado jamás ensayos previos comparativos. GRAUX (1980), se puede ligar a la resistencia a la compresión simple de arcillas con el valor de N por medio de la siguiente relación:

$$q_u = 0,133 N \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (2.18)$$

Tabla 2.12 Valores para cálculo de capacidad portante para arcillas

<i>N</i>	<i>En arcillas</i>		ϕ <i>Ángulo de fricción interna</i>	<i>E Kg/cm²</i>
	<i>q_u (Kg/cm²)</i>	<i>Descripción</i>		
< 2	< 0,25	Muy blanda	0°	3
2 - 4	0,25 – 0,50	Blanda	0 - 2	30
4 - 8	0,50 – 1,00	Media	2 - 4	45 - 90
8 - 15	1,00 – 2,00	Compacta	4 - 6	90 - 200
15 - 30	2,00 – 4,00	Muy compacta	6 - 12	> 200
> 30	> 4,00	Dura	> 14	

Fuente: Crespo Villalaz 2004.

Tabla 2.13 Valores para cálculo de capacidad portante para arenas

<i>N_{corr}</i>	<i>En arenas</i>		ϕ <i>Ángulo de fricción interna</i>	<i>E Kg/cm²</i>
	<i>Descripción</i>	<i>Compacidad relativa</i>		
0-4	Muy floja	0 - 5%	28°	100
5 - 10	Floja	16 - 35%	28 - 30	100 - 250
11 - 30	Media	36 - 65%	30 - 36	250 - 500
31 - 50	Densa	66 - 85%	36 - 41	500 - 1000
> 50	Muy densa	56 - 100%	> 41	> 1000

Fuente: Crespo Villalaz 2004.

2.3 Definición de términos básicos

Geotecnia: Para Terzaghi & Peck, (1975), la ingeniería geotécnica es la rama de la ingeniería civil que se encarga de la investigación de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra. Los ingenieros geotécnicos investigan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, etc.

Muestras disturbada: Son aquellas que están constituidas por el material disgregado o fragmentado, en las que no se toman precauciones especiales para conservar las características de estructura y humedad. Las muestras alteradas, de suelos podrán obtenerse de una excavación, de un frente, ya sea de corte o de perforaciones; son representativas de cada capa que se atraviese, hasta llegar a una profundidad que puede corresponder al nivel más bajo de explotación. (Instituto Tecnológico de Tepic, 2011).

Muestras inalteradas: Son aquellas en las que se conserva la estructura y la humedad que tiene el suelo en el lugar en donde se obtenga la muestra. Las muestras inalteradas se obtendrán de suelos finos que puedan labrarse sin que se disgreguen. La obtención puede efectuarse en el piso o en una de las paredes de una excavación, o en la de una terracería. (ITT, 2011).

Capacidad Portante: En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Prueba Dinámica Ligera (DPL): Según la NTP 339.159 (2001), es un ensayo de campo estandarizado que sirve para la determinación de la resistencia a la penetración del suelo y que se realiza dentro de una perforación desde la superficie del terreno y con una profundidad de penetración definida.

Corte Directo: El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento. (UNTEC, 2011).

CAPÍTULO III.
MATERIALES Y MÉTODOS

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación geográfica

Geográficamente ubicada en la zona Sur del departamento y Provincia de Cajamarca y Distrito de Llacanora, ubicado a 13 kilómetros, al sur este de Cajamarca, a orillas de la margen izquierda del río cajamarquino a 2616 metros sobre el nivel del mar.

Figura 3.1 Ubicación de la provincia de Cajamarca



Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática.

Figura 3.2 Ubicación del Distrito de Llacanora.



Fuente: Municipalidad Provincial de Cajamarca. Oficina de Ordenamiento Territorial.

3.2. Tiempo o época de investigación

Este proyecto de tesis tuvo una duración de ocho meses y se elaboró desde el mes de diciembre de 2016 hasta Julio del año 2017.

3.3. Procedimiento

En la presente tesis “CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CUIDAD DE LLACANORA – CAJAMARCA”, se detalla la descripción geotécnica de los suelos de fundación del Distrito de Llacanora, comprende los trabajos ejecutados en campo y en laboratorio, los registros de los suelos referentes a las calicatas investigadas, los perfiles estratigráficos en las exploraciones geotécnicas con su respectiva evaluación que nos permitió determinar los parámetros geotécnicos del terreno de fundación, así como también sus

propiedades de resistencia mecánica de los suelos, deformación, las conclusiones y recomendaciones generales.

Para el logro de estos objetivos se ha recopilado información mediante los resultados obtenidos de las exploraciones geotécnicas obteniendo lo siguiente:

- Ubicación y ejecución de calicatas.
- Ubicación de Ensayos DPL.
- Ejecución de ensayo de laboratorio
- Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio.
- Perfiles estratigráficos.
- Análisis de la Capacidad portante del terreno.
- Conclusiones y recomendaciones

3.3.1. Metodología para la determinación de la profundidad de calicata.

Para la determinación de la profundidad de las calicatas se hizo un análisis previo de la densidad de los suelos de Cajamarca teniendo como base antecedentes locales teniendo un dato promedio de 1.9 kg/cm². Luego se procedió a calcular el esfuerzo producido por la carga en el centro de la zapata y este tendría que ser un 10% de la sobrecarga del suelo. Para estos cálculos se tomó una edificación típica de la ciudad de Llacanora.

Cabe mencionar que según Senamhi la precipitación anual del año 2016 es 522.8 mm lo cual es menor que en los últimos 10 años.

Tabla 3.1 Precipitación total anual, según departamento, 2007-2016 en (mm)

Departamento	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Cajamarca	747.7	720.9	794.8	644.5	1 247.2	823.3	724.1	610.9	772.2	522.8

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

Tabla 3.2 Metrado de cargas de una edificación típica de Llacanora

LOSA	ÁREA DE INF.	6.25 m ²	}	3750 kg
	ESP. LOSA	0.25 m		
	P.E. CONC.	2400 kg/m ³		
VIGA	SECCIÓN	0.0875 m ²	}	840 kg
	LONGITUD	4 m		

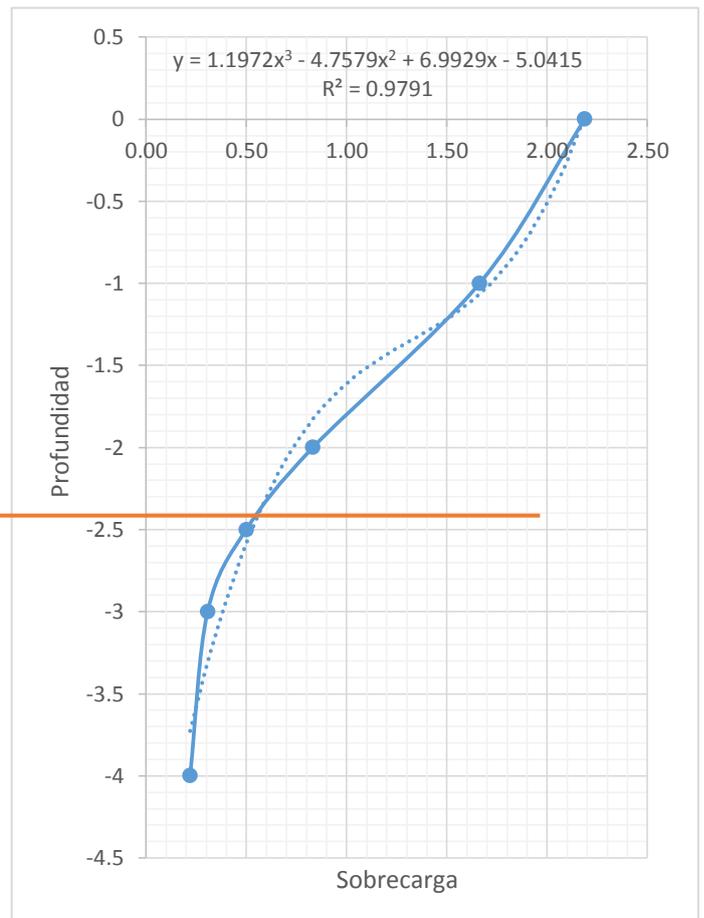
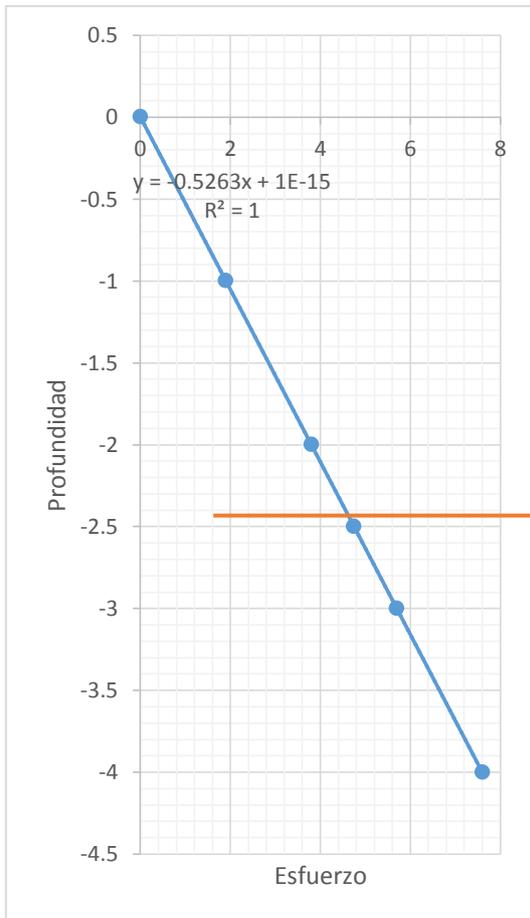
Tabla 3.4 Comparación de presiones y sobrecarga.

Z	σ_z
0	2.19
-1	1.66
-2	0.83
-2.5	0.50
-3	0.31
-4	0.22

Z	σ_t
0	0
-1	1.9
-2	3.8
-2.5	4.75
-3	5.7
-4	7.6

$\gamma = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$

87.5%
21.9%
10.5%
5.4%
2.9%



3.3.2. Metodología del procedimiento del cálculo de la capacidad portante mediante el ensayo corte directo.

A. Equipo necesario.

- Máquina de corte directo, capaz de sujetar la probeta entre dos piedras porosas, medir las cargas normales, medir cambios de espesor, medir desplazamientos y permitir el drenaje a través de las piedras porosas.
- Cajas de corte, son cuadradas de 6 cm. de lado, con sus respectivas piedras porosas.

- Dos balanzas, una de 0,1 gr. de precisión; la otra de 0,01 gr.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- Herramientas y accesorios. Equipo para compactar las probetas remoldeadas, diales de deformación, agua destilada, espátulas, cuchillas enrasador, cronómetro, regla metálica, recipientes para determinar humedad, grasa.

B. Procedimiento.

B.1. Método para suelos no cohesivos. Se pesa una muestra de arena (seca o de humedad conocida) suficiente para hacer tres ensayos a la misma densidad.

- Se ensambla la caja de corte, se obtiene la sección (A) de la muestra y se coloca la arena en la caja junto al pistón de carga y la piedra porosa.
- Se aplica la carga vertical (P_v) y se coloca el dial para determinar el desplazamiento vertical (se debe incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte en el peso P_v). El ensayo inicia cuando el asentamiento se ha detenido.
- Se separa la caja de corte, se fija el bloque de carga y se ajusta el deformímetro para medir el desplazamiento cortante. Luego se comienza a aplicar la carga horizontal midiendo desde los deformímetros de carga, de cambio de volumen y de desplazamiento cortante. El ensayo fue del tipo deformación controlada se toman esas lecturas a desplazamientos horizontales de 05 unidades. La tasa de deformación unitaria debe ser del orden de 0,5 mm/min. Se repite el procedimiento por lo menos en dos muestras utilizando un valor distinto de carga vertical (se sugiere doblar la carga).

B.2. Método para suelos cohesivos. Se moldean 3 probetas de una muestra de suelo inalterada, utilizando un anillo cortante para controlar el tamaño. Se ensambla la caja de corte, se saturan las piedras porosas y se mide la caja para calcular el área (A) de la muestra. Se colocan la muestra en la caja de corte, las piedras porosas y el pistón de carga sobre el suelo, la carga normal P_v y se ajusta el deformímetro vertical

- Luego, se separan las mitades de las cajas de corte dejando una pequeña separación y se empalma la cabeza de carga, asegurando que la carga normal

refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte. Se acopla el deformímetro y se fija en cero tanto el deformímetro horizontal como vertical. Aplicar la carga de corte tomando lecturas del deformímetro de carga, de desplazamientos de corte y verticales (cambios de volumen). En ensayos de deformación controlada, las lecturas se toman a desplazamientos horizontales de 05 unidades.

- La tasa de deformación unitaria debe ser la misma que en el caso anterior (no más de 2 mm/min.) y tal que falle entre 5 a 10 minutos. La velocidad de deformación para este último, debería ser tal que el tiempo para que ocurra la falla (t_f) sea: $t_f = 50 * t_{50}$, donde t_{50} es el tiempo necesario para que ocurra el 50% de la consolidación bajo la carga normal P_v .

- Al finalizar el ensayo, se remueve el suelo y se toman muestras para determinar el contenido de humedad. El procedimiento se repetirá para las muestras adicionales.

- Se grafican en escala natural las curvas de deformación, donde la ordenada será la deformación horizontal y la abscisa el tiempo.

- Se obtiene la máxima deformación horizontal. Con los valores de carga vertical y tangencial se calcula la tensión tangencial y la tensión normal.

- Gráficamente se pueden obtener el esfuerzo cortante (τ) y el esfuerzo normal (σ_n), mediante las siguientes expresiones:

$$\tau = Ph / A \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \text{ y } \sigma_n = P_v / A \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Donde:

P_v = carga vertical aplicada (Kg.)

P_h = carga horizontal aplicada (Kg.)

A = área nominal de la muestra (cm²)

Con los datos de τ y σ_n de cada una de las probetas, se traza la recta intrínseca y de ella se obtiene C y ϕ , donde C es la ordenada de la recta hasta el eje de las abscisas y ϕ el ángulo que forma la horizontal con la recta intrínseca.

Es posible trazar además la curva de deformaciones verticales, donde se llevan en ordenadas las deformaciones (asentamiento hinchamiento) y en abscisas el tiempo.

- Observaciones.

La velocidad del ensayo debe ser la estipulada, ya que si es muy rápida en ensayos drenados, la presión de poros no es capaz de disiparse. Deben hacerse con especial cuidado las lecturas de los diales y de las fuerzas tangenciales aplicadas, al igual que el trazado de las curvas. Las ventajas de este tipo de ensayos son la simplicidad y velocidad de avance para suelos no cohesivos.

Es conveniente recordar que el propósito de efectuar ensayos de corte en el laboratorio es reproducir las situaciones del terreno, pero como las condiciones in situ están en etapa de investigación, el mejor ensayo de laboratorio será aquel en que mejor se entiendan y controlen las condiciones de fatiga y deformación tal como ocurre en un ensayo triaxial.

- El ensayo de corte directo tiene las siguientes limitaciones:

El área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa. Esto no es demasiado significativo, cuando las muestras fallan a deformaciones muy bajas.

La superficie de falla real se asume debe ser plana y que el esfuerzo cortante tendría una distribución uniforme a lo largo de esta, sin embargo no siempre son válidas. (Norma ASTM D-3080).

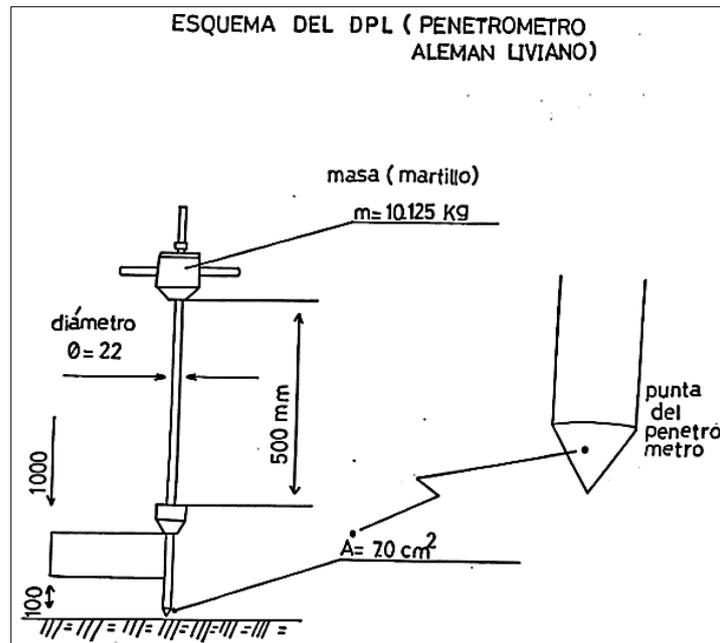
En resumen se obtiene la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ) estos datos ingresan en la ecuación 2.2.

3.3.3. Metodología del procedimiento del cálculo de la capacidad portante mediante el ensayo DPL.

El ensayo de penetración dinámica Ligera, consiste en un sondeo geotécnico mediante un tren de varillas mediante el golpe en la cabeza de ellas con una maza de 10 Kg de masa, cayendo de una altura de 50 cm. El golpeo se contabiliza en tramos de 10 cm de avance cada uno, denominándose N, este ensayo es uno de los más antiguos en geotecnia y su uso universal en todo tipo de terrenos ha permitido establecer numerosas correlaciones con otros parámetros geotécnicos, así como la difusión de fórmulas empíricas para cálculos directos de capacidad

portante. Normalizado por la NTP 339.159 (2001) que está basada en la norma DIN 4094.

Figura 3.3 Esquema de DPL



Fuente: Tomado de NTP 339.159 (2001).

Otro de los parámetros que determina la capacidad portante de los suelos es la compacidad relativa de arena. El autor Crespo Villalaz (2012) en su libro Mecánica de suelos y Cimentaciones.

Se usa los anexos A y B de la NTP 339.159 para tomar nota de los valores de N_{10} , tal como está en la tabla 3.4.

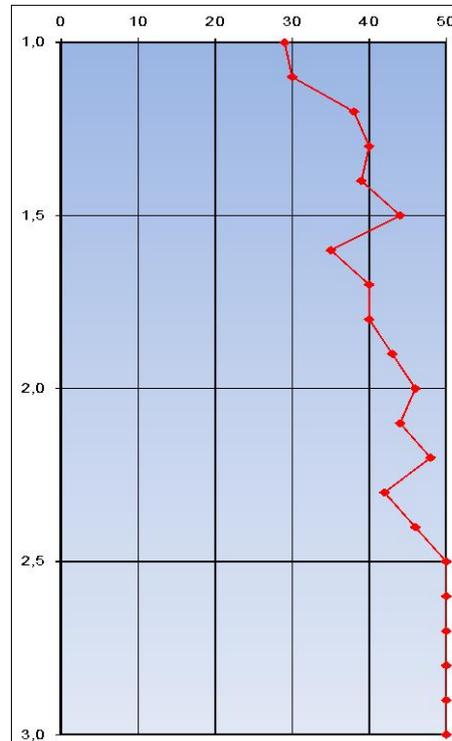
Tabla 3.5 Anexo B de la NTP 339.159

INFORME DE MEDICION DE LAS AUSCULTACIONES NTP 339.159						
ANEXO B						
Tesis :	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LLACANORA - CAJAMARCA					
Tesista :	Caro Linares Waldir Frankling.					
Auscultación	N°	2	Fecha:	nov-16	Tipo de auscultacion:	DPL
COORDENADAS UTM	E :	9203457,17				
	N :	783866,17				

Profundidad (m)	N10 (Nro de golpes)
0.10	11
0.20	20
0.30	19
0.40	17
0.50	16
0.60	22
0.70	25
0.80	25
0.90	28
1.00	29
**	
1.10	30
1.20	38
1.30	40
1.40	39
1.50	44
1.60	35
1.70	40
1.80	40
1.90	43
2.00	46
**	
2.10	44
2.20	48
2.30	42
2.40	46
2.50	50

Con estas datos la norma sugiere que se grafique la profundidad contra N_{10} .

Tabla 3.6 Profundidad vs. Número de golpes N_{10} .



Para la determinación de la capacidad portante mediante el N_{10} se usa la tabla 2.9 haciendo una tendencia de línea recta, usualmente los autores especifican que se debe agrupar cada 4 valores o cada 50 cm para que este sea representativo, se debe tener en cuenta que el espesor de la materia orgánica es despreciada porque en esta no hay cimentación.

3.4. Tipo de investigación

- Finalidad : Aplicada.
- Estrategia o enfoque teórico metodológico : Mixta.
- Objetivos : Descriptiva – correlacional.
- Fuente : Primaria.
- Diseño : No Experimental.
- Contexto : Laboratorio, campo.

3.5. Población, muestra y unidad de análisis

- Universo : Suelos del Distrito de Llacanora.

- Muestra : Suelos de la zona de expansión urbana.
- Unidad de análisis : Suelo de fundación de Siguispampa.

3.6. Técnicas e instrumentos de recopilación de la información

Para el desarrollo de la tesis se realizó:

- Revisión del material Bibliográfico
- Muestreo las exploraciones geotécnicas y calicatas.
- Ensayos de laboratorio: granulometrías, límites de consistencia, ensayos de contenido de humedad, corte directo en suelos.
- Ensayos de auscultación con Penetrómetro Dinámico Ligero de punta cónica (DPL). Ver Anexo A.4

3.7. Técnicas para procesamiento y análisis de información

La recolección de datos se realizó mediante los cuadros de doble entrada, gráficos formatos de ensayos de laboratorio.

Para la zonificación por capacidad portante se realizó un reconocimiento del terreno, donde se procedió mediante la carta geológica respectiva y con los datos obtenidos de manera que sea representativa para la zona de expansión urbana de Llacanora.

3.8. Equipos, materiales, insumos

- Equipo DPL
- Equipo de Corte Directo
- Bandejas
- Parafina
- GPS Smap 60CSx Marca Garmin
- Estufa
- Copa Casa Grande
- Tamices
- Balanzas digitales precisión (0.1 gr.).

3.9. Matriz de consistencia metodológica

Tabla 3.7 Matriz de consistencia metodológica.

TÍTULO: "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA-CAJAMARCA".								
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Fuentes de recolección de datos	Metodología	Población y muestra
¿Cuál es la capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de corte directo y DPL en la ciudad de Llacanora – Cajamarca?	Determinar la capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de Corte Directo y DPL en la ciudad de Llacanora – Cajamarca.	La capacidad portante determinada en el ensayo DPL es mayor que la capacidad portante determinada por el ensayo de Corte Directo, para los suelos de fundación de la ciudad de Llacanora – Cajamarca.	Capacidad portante	Ensayo de Penetración Dinámica ligera (DPL)	Nº de golpes	Equipo de Penetración Dinámica Ligera	Ensayo in situ	Universo: Suelos de la ciudad de Llacanora.
				Corte Directo (CD)	Kg/cm ²	Equipo de Corte Directo	Toma de muestras para ser analizadas en Laboratorio de suelos	Muestra: Suelos de la zona de expansión urbana
			Tipos de suelo	Granulometría	%	Equipo de Mecánica de suelos	Toma de muestras para ser analizadas en Laboratorio de suelos	08 Ensayos DPL in situ
			Limites Atterberg	%	08 Calicatas y toma de muestras para Corte Directo y características físico mecánicas.			
			Contenido de humedad.	%				

CAPÍTULO IV.
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

4.1. Tratamiento y análisis de datos y presentación de resultados

4.1.1. Calicatas

Mediante un programa de exploración de suelos se realizaron un total de 8 calicatas con la ayuda de una retroexcavadora, en pozo a cielo abierto, distribuida convenientemente en el área del estudio, zona de expansión de la Ciudad de Llacanora. Se identificó con la nomenclatura C-1, C-2,... C-8 con una profundidad de 1,60 m en promedio para todas las calicatas debido a la dureza del suelo encontrado.

4.1.2. Ensayo de Penetración Dinámica Ligera DPL

Para este ensayo se ha realizado 08 ensayos Especiales de DPL, encontrándose un suelo sedimentado en el último estrato. También se estandarizó el ensayo a una profundidad de 1,60 debido a la resistencia del suelo.

El procedimiento del Ensayo de Penetración Estándar Ligera está indicado en la norma NTP 339.159. Este método describe el procedimiento generalmente conocido como ensayo de penetración ligera, consiste en introducir al suelo una varilla de acero, en una punta se encuentra un cono metálico de penetración con 90° de punta, mediante la aplicación de golpes de un martillo de 10 Kg que se deja caer desde una altura de 0,50m. Como medida de la resistencia a la penetración se registra el número N, ha sido correlacionado con algunas propiedades relativas al suelo, particularmente con sus parámetros de resistencia al corte, capacidad portante, densidad relativa, etc. Se presenta las siguientes tablas.

Tabla 4.1 Ubicación de calicatas en Coordenadas UTM

CALICATA	PROFUNDIDAD	COORDENADAS UTM	
		ESTE (m)	Norte (m)
C-1	1,60	783915,14	9203505,13
C-2	1,60	783866,17	9203457,17
C-3	1,60	783793,27	9203420,26
C-4	1,60	783688,93	9203372,84
C-5	1,60	783528,22	9203481,44
C-6	1,60	783612,85	9203523,02
C-7	1,60	783705,97	9203558,15
C-8	1,60	783782,02	9203580,72

Tabla 4.2 Ubicación de DPL en Coordenadas UTM

DPL	COORDENADAS UTM	
	ESTE (m)	Norte (m)
DPL-1	783910,27	9203502,69
DPL-2	783869,93	9203451,52
DPL-3	783788,47	9203416,58
DPL-4	783692,56	9203367,88
DPL-5	783534,02	9203483,57
DPL-6	783608,81	9203518,11
DPL-7	783710,77	9203560,74
DPL-8	783787,15	9203582,75

De los valores obtenidos en el laboratorio se determinó la consistencia de los diferentes suelos, para lo cual se usó el sistema recomendado por el Dr. Terzaghi y R. Peck, así como la clasificación del material. (Ver Anexo B)

4.1.3. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio que se efectuaron a las muestras obtenidas durante la ejecución de calicatas y los ensayos de penetración estándar ligera (DPL), consisten en la determinación de granulometría, límites de consistencia, humedad natural. Para la ejecución de los ensayos antes señalados se aplicaron los siguientes procedimientos normalizados por la American Standard of Testing Materials (ASTM), no se encontró nivel freático en ninguna de las excavaciones, dentro de los trabajos de campo.

Ensayos Estándar

- Análisis granulométrico : Norma ASTM-D422
- Límites de consistencia : Norma ASTM-4318
- Humedad Natural : Norma ASTM-D2216
- Clasificación de suelos : Norma ASTM-D2487
- Corte Directo : Norma ASTM D-3080
- Ensayo de DPL : Norma NTP 339.159 / DIN -4920

Los resultados de todos los ensayos de laboratorio son mostrados en el Anexo A.1 de Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos.

4.1.4. Clasificación de Suelos

Las muestras ensayadas en laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se muestran en la siguiente tabla 4.3.

Tabla 4.3 Clasificación de suelos C-1 a C-4.

CALICATA N°	C-1		C-2	C-3	C-4
Muestras	M – 1	M – 2	M – 1	M – 1	M – 1
Profundidad (m)	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
% pasa Tamiz N° 3/8"	98,5	99,4	99,5	98,3	100,0
% pasa Tamiz N° 4	97,3	97,5	97,7	97,5	99,8
% pasa Tamiz N° 10	95,6	94,4	93,6	94,3	98,7
% pasa Tamiz N° 40	81,0	71,1	70,4	79,1	9,12
% pasa Tamiz N° 100	52,0	46,3	48,6	53,2	71,2
% pasa Tamiz N° 200	38,2	33,6	35,4	43,9	61,4
Limite Líquido.	30	28	33	29	33
Limite Plástico.	21	21	22	19	NP
Índice de Plasticidad	9	7	11	10	NP
Clasificación SUCS	SC	SC-SM	SC	SC	ML
Contenido de Humedad (%)	5,79	6,4	6,90	7,20	7.16

La tabla 4.3 detalla la granulometría, límites de consistencia, clasificación de suelos y contenido de humedad.

Tabla 4.4 Clasificación de suelos de C-5 a C-8

CALICATA N°	C-5	C-6	C-7	C-8
Muestras	M – 1	M – 1	M – 1	M – 1
Profundidad (m)	1,60	1,60	1,60	1,60
% pasa Tamiz N° 3/8"	100,0	100,0	48,3	46,3
% pasa Tamiz N° 4	99,7	98,6	38,6	38,8
% pasa Tamiz N° 10	98,7	96,2	38,1	38,3
% pasa Tamiz N° 40	87,4	83,7	34,3	34,0
% pasa Tamiz N° 100	72,5	63,9	25,0	28,1
% pasa Tamiz N° 200	67,8	59,1	23,7	26,5
Limite Líquido.	21	29	29	26
Limite Plástico.	NP	NP	19	17
Índice de Plasticidad	NP	NP	10	9
Clasificación SUCS	ML	ML	GC	GC
Contenido de Humedad (%)	7,08	6,01	7,13	7,47

Se muestran los resultados de los Ensayos en el Laboratorio de Mecánica de Suelos en el Anexo A.1

Tabla 4.5 Capacidad portante mediante el ensayo de Corte Directo

CALICATA	ANGULO FRICCIÓN (ϕ)°	COHESIÓN (Kg/cm²)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm²)
C-1	29,10	0,14	2,71
C-2	28,60	0,17	2,75
C-3	29,50	0,16	2,96
C-4	25,20	0,20	2,09
C-5	29,25	0,21	2,22
C-6	26,30	0,22	2,43
C-7	32,20	0,08	3,36
C-8	32,10	0,06	3,17

En la Tabla 4.5, se observa que la capacidad portante mediante el Ensayo de Corte Directo de los suelos de fundación de la Ciudad de Llacanora varía entre 2,09 y

3,36 Kg/cm² y el ángulo de fricción interna varía entre 25,20° y 32,20°. (Ver Anexo A.3)

Tabla 4.6 Capacidad portante mediante el ensayo de DPL

DPL	Numero de Golpes (N ₁₀)	PROFUNDIDAD (m)	CAPACIDAD PORTANTE σ_{τ} = Kg/cm ²
DPL-1	38	1,60	2,55
DPL-2	35	1,60	2,85
DPL-3	44	1,60	3,00
DPL-4	48	1,60	3,53
DPL-5	47	1,60	3,23
DPL-6	39	1,60	3,15
DPL-7	40	1,60	3,23
DPL-8	46	1,60	3,45

Fuente: Resultados de los análisis de laboratorio. (Ver Anexo A.4)

En la Tabla 4.6, se observa que la capacidad de los suelos de fundación de la Ciudad de Llacanora mediante el Ensayo de DPL varía entre 2,55 Kg/cm² y 3,53 Kg/cm² y el número de golpes varía entre 35 y 48, llegando a 50 golpes a mayor profundidad.

Tabla 4.7 Comparación de la Capacidad Portante mediante el ensayo de Corte Directo y ensayo DPL

CALICATA	CAPACIDAD PORTANTE σ_{τ} =Kg/cm ² CD	CAPACIDAD PORTANTE σ_{τ} =Kg/cm ² DPL	% DE VARIACIÓN
C-1	2,71	2,55	5,90 %
C-2	2,75	2,85	3,51 %
C-3	2,96	3,00	1,33 %
C-4	2,09	3,53	44,79 %
C-5	2,22	3,23	31,26 %
C-6	2,43	3,15	22,85 %
C-7	3,36	3,23	3,86 %
C-8	3,17	3,45	8,16 %

En la Tabla 4.7, se observa que la capacidad portante de los suelos de fundación de la Ciudad de Llacanora mediante el Ensayo de DPL y Corte Directo varía entre 1,33% y 44,79%. Teniendo una variación promedio de 15,21%. Determinándose que el ensayo de corte directo tiene valores menores

pero siendo más eficiente porque éstos presentan menor varianza porcentual, tal como se puede observar en la tabla 3.14.

Tabla 4.8 Porcentaje de Variación de los ensayos

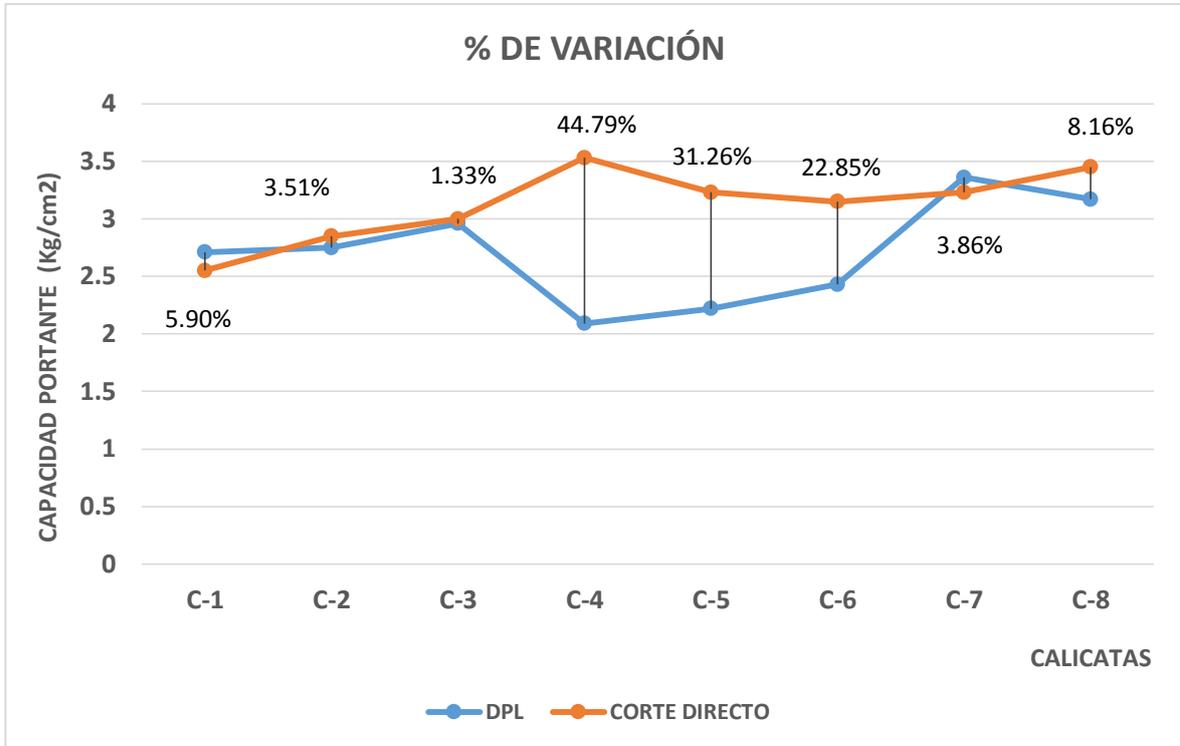
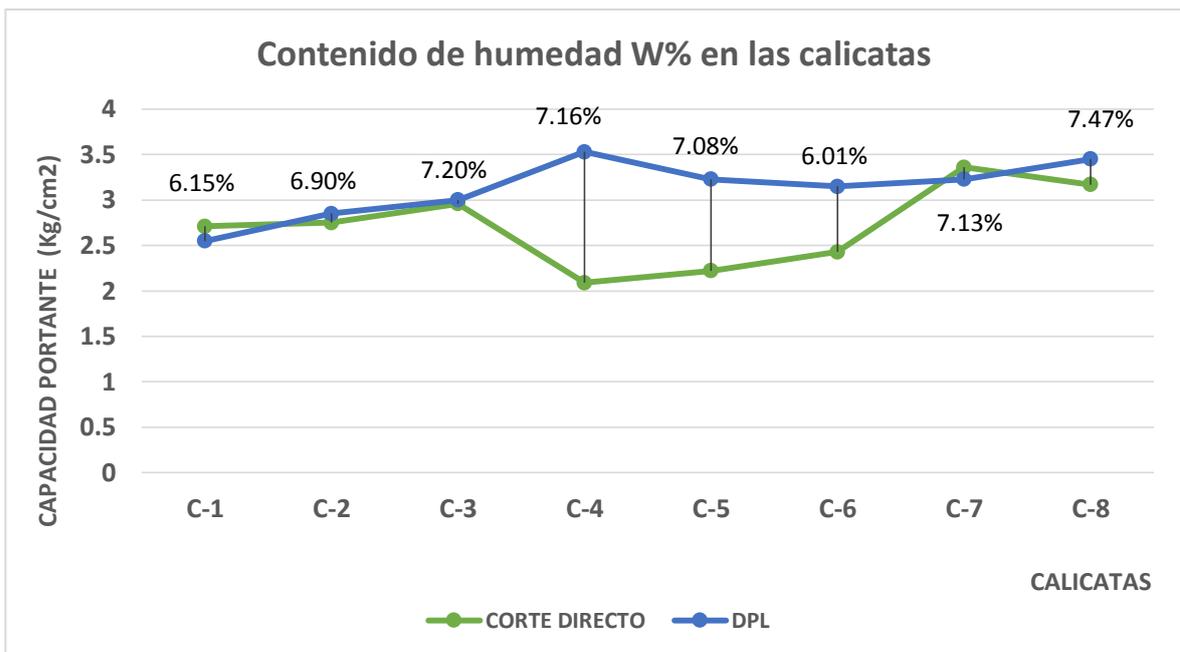


Tabla 4.9 Contenido de humedad en las calicatas



4.2. Análisis, interpretación, y discusión de resultados

4.2.1. Calicatas

Las calicatas C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, C-7 y C-8 presenta arenas mal graduadas, mezclas de arena con limo con algunas gravas de color naranja, de clasificación SUCS (SC, ML y GC) con un equivalente a la clasificación AASHTO A-4(0) de profundidad de 1,60 m, son suelos semipermeables a impermeables, con alta resistencia al corte, con una variación del índice de plasticidad de nulo a 11,79% y un contenido de humedad que varía entre 5,79% hasta 7,47%, tienen una capacidad portante que varían de 2,09 a 3,36 Kg/cm² determinada con el ensayo de corte directo y 2,55 a 3,53 Kg/cm² con el ensayo de DPL que nos da una variación mínima de 1,33 % en la calicata N° 03 y máxima de 44,79% en la calicata N° 04; con estos valores se puede afirmar que mientras el suelo tenga una mayor capacidad portante se mejora la precisión del ensayo de penetración en la zona de expansión de la ciudad de Llacanora. En ninguna calicata se encontró napa freática. (Ver anexo A.2)

Las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación son:

CALICATA N° 01:

Esta calicata presenta materia orgánica los primeros 0,30m luego presenta dos estratos bien definidos, el primer estrato presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón amarillento claro, con algunos fragmentos rocosos con una potencia de 1,65 m desde 0,3 m a 1,95 m de profundidad y clasificación SUCS (SC), el segundo estrato formada por arenas arcillosas con limos, mezclas mal graduadas de arena, limo y arcilla compactadas, de color marrón, amarillento con una potencia de 1,05 m desde 1,95 m a 3,00 m y una clasificación SUCS (SM-SC), es un suelo de bajo índice de plasticidad y un contenido de humedad alrededor de 6%. Tiene una capacidad portante de 2,71 Kg/cm² y 2,55 Kg/cm² para el ensayo de corte directo y DPL respectivamente, que da una variación de 5,90%. Es un suelo apto para la cimentación.

CALICATA Nº 02 y 03:

Desde el nivel 0,00 a 0,30 m presenta materia orgánica, de 0,30 m a 2,50 m presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón, amarillento claro con algunos fragmentos rocosos, teniendo una clasificación SUCS (SC), de bajo índice de plasticidad, más del 35% pasa la malla Nº 200, con un contenido de humedad menor de 7%, este suelo tiene un ángulo de fricción interna de 28° con una cohesión de $0,165 \text{ Kg/cm}^2$ para una capacidad portante de $2,85 \text{ Kg/cm}^2$ obtenido del ensayo de corte directo y $2,93 \text{ Kg/cm}^2$ con ensayo DPL que nos da una variación de 2,5% en promedio.

CALICATA Nº 04, 05 y 06.

Presenta una materia orgánica de un espesor de 0,30 m, seguidamente presenta un único estrato de 2,20 m de potencia llegando a la profundidad de 2,50 m este suelo presenta limos inorgánicos con arenas muy finas compactadas de color marrón claro - anaranjado de baja a nula plasticidad, de clasificación SUCS (ML), cuenta con una humedad de 6,75% en promedio, este suelo tiene un ángulo de fricción interna que varía de $25,20^{\circ}$ a $29,25^{\circ}$, con una cohesión promedio de $0,20 \text{ Kg/cm}^2$ que da una capacidad portante de $2,09$ a $2,43 \text{ Kg/cm}^2$ con el ensayo de corte directo y de $3,15$ a $3,53 \text{ Kg/cm}^2$ en el ensayo DPL dando una variación porcentual de 22,85 a 44,79%. Este es el suelo con la menor capacidad portante y la variación porcentual más amplia pero con propiedades aptas para la cimentación de las estructuras.

CALICATA Nº 07 y 08

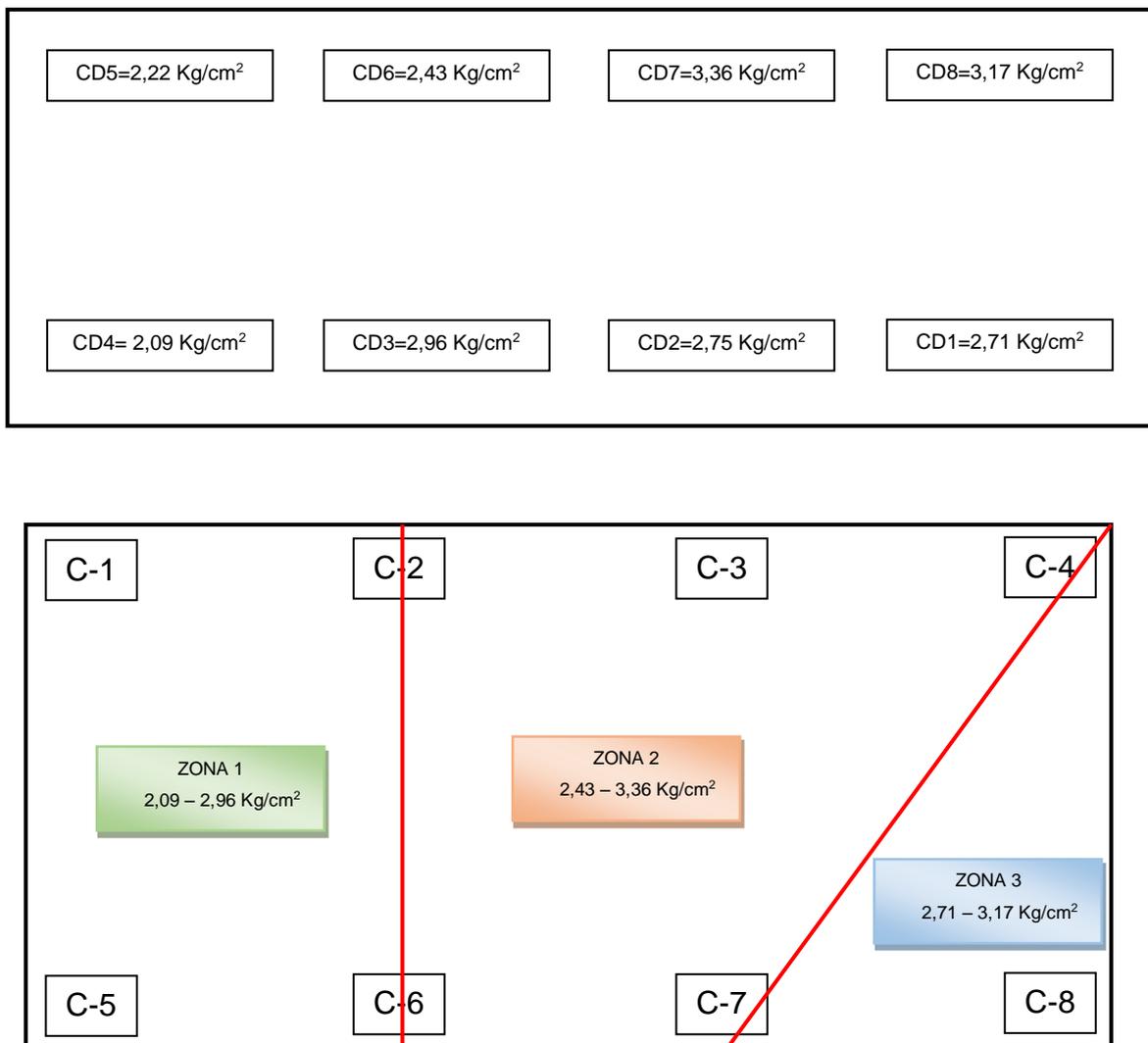
Igualmente que las anteriores tiene una capa de 0,30 m de material orgánico, de 0,30 hasta en fondo de la calicata que es de 2,00 m está conformado por el estrato con la capacidad portante más alta de todos, de clasificación SUCS (GC) que está formada por gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena, arcilla de color naranja oscuro, compactas, son impermeables con resistencia a la tubificación, con resistencia al corte de alta a media. Cuenta con un contenido de humedad de 7,30 %, este suelo tiene un ángulo de fricción interna de $32,15^{\circ}$ en promedio y una cohesión de $0,07 \text{ Kg/cm}^2$ en promedio dando un capacidad portante de $3,26 \text{ Kg/cm}^2$ con el ensayo de corte directo y $3,34 \text{ Kg/cm}^2$ con el ensayo de DPL dando una variación porcentual de 6% en promedio.

4.2.2. Zonificación por capacidad portante.

En la investigación geotécnica realizada se optó hacer la zonificación por capacidad portante con los valores del ensayo de corte directo por ser las más representativa y/o menor de los dos resultados de capacidad portante ya que en este ensayo se usa una muestra en sí y no solo energía en la penetración del suelo que es el caso del ensayo DPL.

En el proceso de zonificación se hace la triangulación mediante puntos investigados, el cual se ha homogenizado de acuerdo a los resultados de capacidad portante teniendo en cuentas los datos críticos es decir los mínimos obtenidos por los ensayos Corte Directo.

Figura 4.1 Procedimiento de Zonificación por capacidad portante.



Con respecto a las 8 calicatas donde se realizó el ensayo de corte directo se obtuvo tres zonas bien tipificadas. (Ver Anexo B).

- En la zona 1 (Z1) correspondientes a las calicatas de los ensayos de corte directo C-3, C-4, C-5 y C-6 se obtuvo una capacidad portante de 2,09 Kg/cm².
- En la zona 2 (Z2) correspondientes a las calicatas C-2, C-3, C-6, C-7 y C-8 se obtuvo una capacidad portante de 2,39 Kg/cm².
- En la zona 3 (Z3) correspondientes a las calicatas C-1, C-2 Y C-8 con una capacidad portante de 2,71 Kg/cm².

La determinación de la capacidad portante se ha obtenido del menor valor de ellas en las zonas respectivas.

4.2.3. Contrastación de la hipótesis

Durante el desarrollo de la tesis: “Capacidad portante de los suelos de fundación con fines de cimentación mediante ensayos de corte directo y DPL en la ciudad de Llacanora - Cajamarca”, se pudo contrastar la hipótesis debido a los resultados de los ensayos para la determinación de la capacidad portante mediante ensayo de penetración dinámica ligera (DPL) son mayores que los resultados de la capacidad portante mediante el ensayo de corte directo en los suelos SC perteneciendo a la calicata N° 02 y N° 03 con una varianza porcentual promedio de 2,42%, ML perteneciendo a las calicatas N° 04 y N° 05 y N° 06 con una varianza porcentual promedio de 32,97% y GC perteneciendo a las calicatas N° 07 y N°08 con una varianza porcentual promedio de 6,01%. Solo en la calicata N° 01 los resultados indican que la mayor capacidad portante es la del ensayo de corte directo teniendo una varianza porcentual de 5,90% teniendo un suelo SC-SM. Estos valores indican que la varianza depende directamente del tipo de suelo demostrando más precisión en los suelos que tienen una capacidad portante mayor en la zona de expansión de la ciudad de Llacanora. En general se tiene una variación a favor del ensayo de DPL de 15,21%, valor que da validez de la hipótesis planteada. (Ver Tabla 3.13).

CAPÍTULO V.
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La capacidad portante de los suelos de fundación de la zona de expansión de la Ciudad Llacanora - Cajamarca mediante el ensayo de Corte Directo varía entre 2,09 a 3,36 Kg/cm² y con el ensayo DPL varía de 2,55 a 3,53 Kg/cm², dando una varianza de 15,21%, teniendo una mayor aproximación para los suelos que tienen mayor capacidad portante. El ensayo de corte directo es más eficiente porque utiliza muestras inalteradas, mientras el ensayo DPL sólo utiliza la resistencia a la penetración del suelo (energía cinética).
- Las características físicas de los suelos de fundación de la zona de expansión de Llacanora son las siguientes: Los suelos son arenas arcillosas SC, limos de baja plasticidad arena y grava ML y grava arcillosa GC (arcilla cementada), cuentan con un índice de plasticidad bajo que varía desde nulo para los suelos ML hasta 11,79% para los suelos SC, con un contenido de humedad promedio de 6,93%. El ángulo de fricción interna presenta valores altos que varían desde 25.20° para los suelos ML a 32,20° para los suelos GC (arcilla cementada) y una cohesión que varía según el tipo de suelo desde 0,06 Kg/cm² en los suelos GC (arcilla cementada) a 0,22 Kg/cm² para los suelos ML, lo cual nos indica que son suelos resistentes al corte.
- Se determinó 03 zonas por capacidad portante en la zona de expansión de la ciudad de Llacanora con su respectiva capacidad portante con fines de cimentación, están conformadas por las siguientes calicatas:
 - En la zona 1 (Z1) correspondientes a las calicatas de los ensayos de corte directo C-3, C-4, C-5 y C-6 se obtuvo una capacidad portante de 2,09 Kg/cm².
 - En la zona 2 (Z2) correspondientes a las calicatas C-2, C-3, C-6, C-7 y C-8 se obtuvo una capacidad portante de 2,39 Kg/cm².
 - En la zona 3 (Z3) correspondientes a las calicatas C-1, C-2 Y C-8 con una capacidad portante de 2,71 Kg/cm².

RECOMENDACIONES Y/O SUGERENCIAS

De acuerdo a las conclusiones anteriores, se exponen temas a ser estudiados en futuros trabajos de investigación, de modo que las recomendaciones son:

- Realizar investigación con estudios de penetración dinámica con SPT, CPT a mayores profundidades para determinar otros tipos de suelos y la verificación de licuefacción de suelos, además porque son más completos ya que tienen sacamuestras.
- Realizar investigación con más ensayos especiales de DPL y de Corte Directo con la finalidad de obtener mejores resultados para los diseños de las cimentaciones superficiales de las edificaciones a construir.
- Realizar investigación con otros tipos de ensayos como Triaxial No Drenado No Consolidado UU y otros para realizar la comparación con los ensayos de penetración dinámica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, Z., Chang, L., Castro, M., Chaiña, W., Salas, L., & Moreno, R. (2002). Zonificación Geotécnica Sísmica de La Ciudad de Moquegua. Moquegua.
- Anaya Martínez, F., Alarcón Guzmán, A., & Rubiano, D. (2014). Zonificación Sismogeotécnica indicativa del área de Bucaramanga: Bucaramanga. Bogotá, Colombia, Ingeominas. 214 p.
- Arias, Echeverri, & Patiño. (2011). Exploración Geotécnica – Relaciones Geoeléctricas: Geología. Tesis Lic. Medellín, Colombia Universidad de Medellin- Facultad e Minas. 14 p.
- Mendivil Padilla & Saavedra Jiménez (2016). Correlación entre los métodos de compresión incofinada y Corte Directo en suelos cohesivos, del sector el Rodeo en Cartagena: Resultados y discusión. Cartagena. Colombia. 121 p.
- Ponce, G., Vera, A., & Reyes, L. (1990). Zonificación Geotécnica para el área Urbana de Valle de Puebla México: Comentarios Finales. Tesis Lic. Puebla, México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 9 p.
- Albarracin, Gomez, Alarcón, & Sandoval. (2009). Zonificación Geotécnica de la Zona Centro Del Área Urbana del Municipio de Sangamoso por Medio de un SIG: Resumen. Tesis Lic. Bogotá, Colombia: Escuela de Ingeniería Geológica- Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. 15 p.
- Salas (2003), Zonificación Geotécnica Sísmica de La Ciudad de Moquegua. Tesis Ing. Lima, Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. 103 p.
- Tavera, Bernal, Herrera, Salas, Ochoa, & Flores. (2010). Proyecto Slrad, Zonificación Sísmico - Geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana: .Aspectos Geológicos. Lima, Perú. Instituto Geofísico del Perú. Cooperazione Internazionale – Coopi. 53 p.

- Atala, C. (2011). Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración: Conclusiones. Tesis Maestría. Lima Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. 284 p.
- Olivares, & Ramirez. (2012). Ajuste de la correlación de los resultados de las auscultaciones por cono de Peck: Conclusiones. Tesis Ing. Lima Perú. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. 189 p.
- Fernández, W. (2009). Análisis de la Sostenibilidad de los reservorios y sistemas de agua y alcantarillado del distrito de Aguas Verdes. Tumbes: ATUSA. 185 p.
- Fernández, W. (2006). Evaluación de la capacidad portante de los suelos de fundación de la ciudad universitaria: Conclusiones. Cajamarca, Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. 195 p.
- Flores. (2012). Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación del Proyecto, mejoramiento del Servicio de Transitabilidad de La Av. Pakamuros entre El Puente Rio Amojú y El Jr. Rio Cunia de La Ciudad De Jaén. Conclusiones. Tesis Ing. Cajamarca, Perú. Universidad Nacional de Cajamarca. 114 p
- Toro. (2014). Evaluación de La Inestabilidad de Taludes en la carretera, Las Pirias Cruce Lambayeque, San Ignacio. Lambayeque, Perú.
- Terzaghi, K. (1943). Soil Mechanics in Engineering Practice. Massachusetts, Estados Unidos. Instituto Tecnológico de Massachusetts.
- Braja M, D. (1983). Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones: Séptima Edición. California, Estados Unidos. Ciengage Larning. 789 p.
- Crespo Villalaz, C. (2012). Mecánica de Suelos y cimentaciones: Quinta Edición. México. Limusa grupo Noriega. 652 p.
- Juárez, B., & Rico, R. (2004). Mecánica de Suelos Tomo I, Fundamento de Mecánica de Suelos, México D.F, México. Limusa.Grupo Noriega.

- Brinch, H. (1970). Revised and extended formula for bearing capacity. Copenhagen: Bulletin no. 28, Danish Geotechnical Institute Copenhagen.
- Daniel. (2001). Ensayo de corte directo. (En línea sitio web) consultado el 19 de Mayo de 2018). <http://www.unalmed.edu.co/>. Disponible en <http://www.unalmed.edu.co/>: <http://www.unalmed.edu.co/>
- Juárez, B., & Rico, R. (2004). Mecánica de Suelos Tomo I . Mexico: D.F Limusa.
- Leonards, G. (1990). Foundation Engineering. Editoriales SA: Mexico.
- NTP 339.159 (Norma técnica Peruana). 2001. Método de Ensayo Normalizado para la Auscultación Penetrómetro Dinámico Ligero de Puntas Cónica. Lima, Perú. Indecopi. 20 p.
- Prandtl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper.” Nachr. Ges. Wiss. Goettingen. Math Phys Kl.
- Norma Técnica Peruana, (2013). NORMA E.050 Suelos y Cimentaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción Y Saneamiento, Norma Técnica Peruana (1st Ed.). Lima: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.

ANEXOS

Panel Fotográfico



Fotografía 01: Reconocimiento de la zona de estudio.



Fotografía 02: Reconocimiento de la zona de expansión urbana de Llacanora.



Fotografía 03: Ubicación de las calicatas de acuerdo al plano planteado. (Ver Anexo B)



Fotografía 04: Ubicación de la primera calicata (C-1) y DPL-1.



Fotografía 05: Ubicación de DPL-1.



Fotografía 06: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 1. DPL-1.



Fotografía 07: Ubicación de Calicata N°02 (C-2).



Fotografía 08: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 2. (DPL-2).



Fotografía 09: Ubicación de Calicata N°03 (C-3).



Fotografía 10: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 3. (DPL-3).



Fotografía 11: Ubicación de Calicata N°04 (C-4).



Fotografía 12: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 4. (DPL-4).



Fotografía 13: Ubicación de Calicata N°05 (C-5).



Fotografía 14: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 5. (DPL-5).



Fotografía 15: Ubicación de Calicata N°06 (C-6).



Fotografía 16: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 6. (DPL-6).



Fotografía 17: Ubicación de Calicata N°07 (C-7).



Fotografía 18: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 7. (DPL-7).



Fotografía 19: Ubicación de Calicata N°08 (C-8).



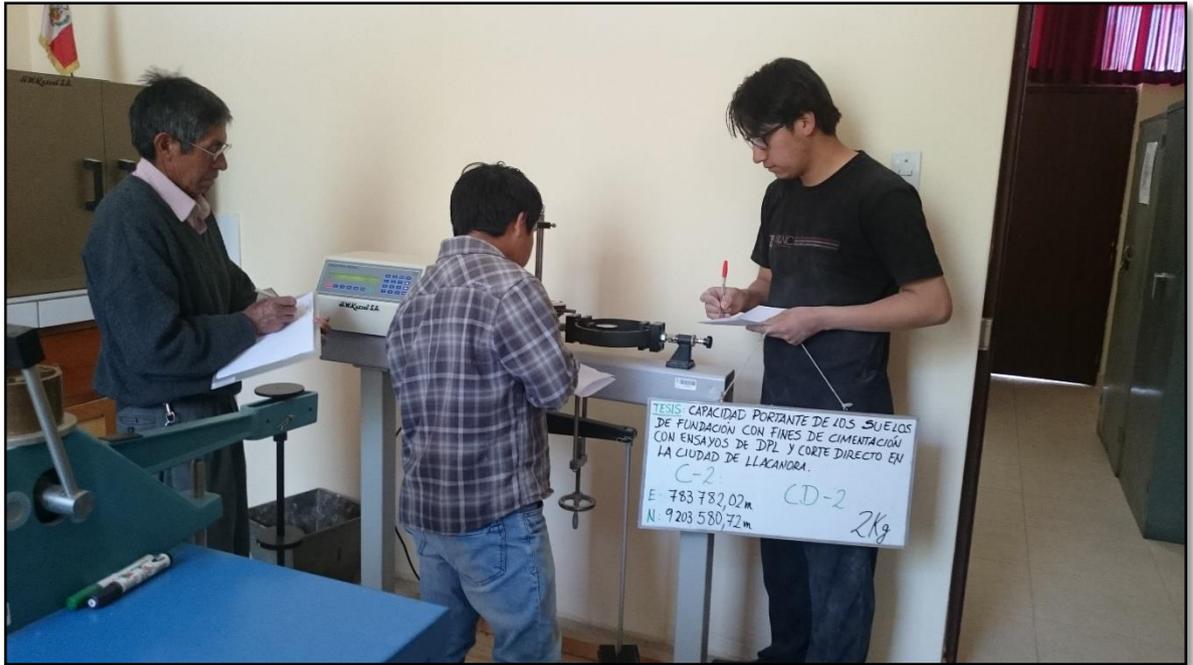
Fotografía 20: Ensayo de Penetración Dinámica Ligera 8. (DPL-8).



Fotografía 21: Parafinando muestras in situ.



Fotografía 22: Muestras de Corte directo N°01 después de ensayo.



Fotografía 23: Ensayo de Corte directo N°02. (CD-2)



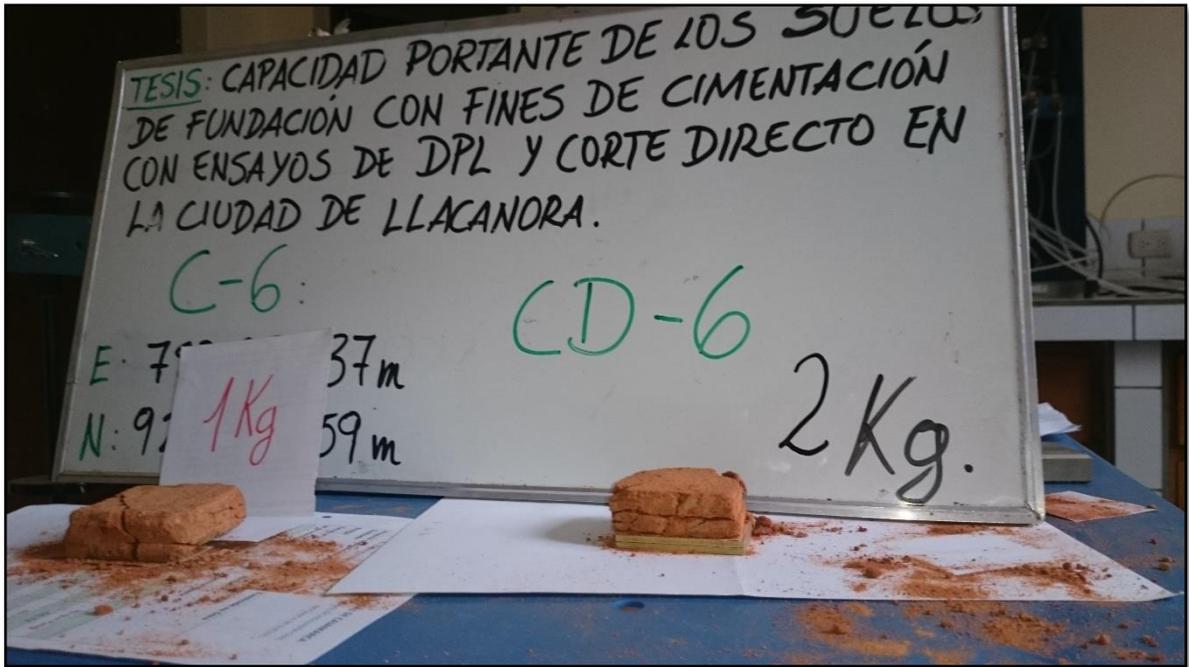
Fotografía 24: Ensayo de Corte directo N°03. (CD-3)



. **Fotografía 25:** Ensayo de Corte directo N°04. (CD-4)



. **Fotografía 26:** Muestras después de Ensayo de Corte directo N°05. (CD-5)



. **Fotografía 27:** Muestras después de Ensayo de Corte directo N°06. (CD-6)



. **Fotografía 28:** Muestras después de Ensayo de Corte directo N°07. (CD-7)



. **Fotografía 29:** Ensayo de Corte directo N°08. (CD-8)



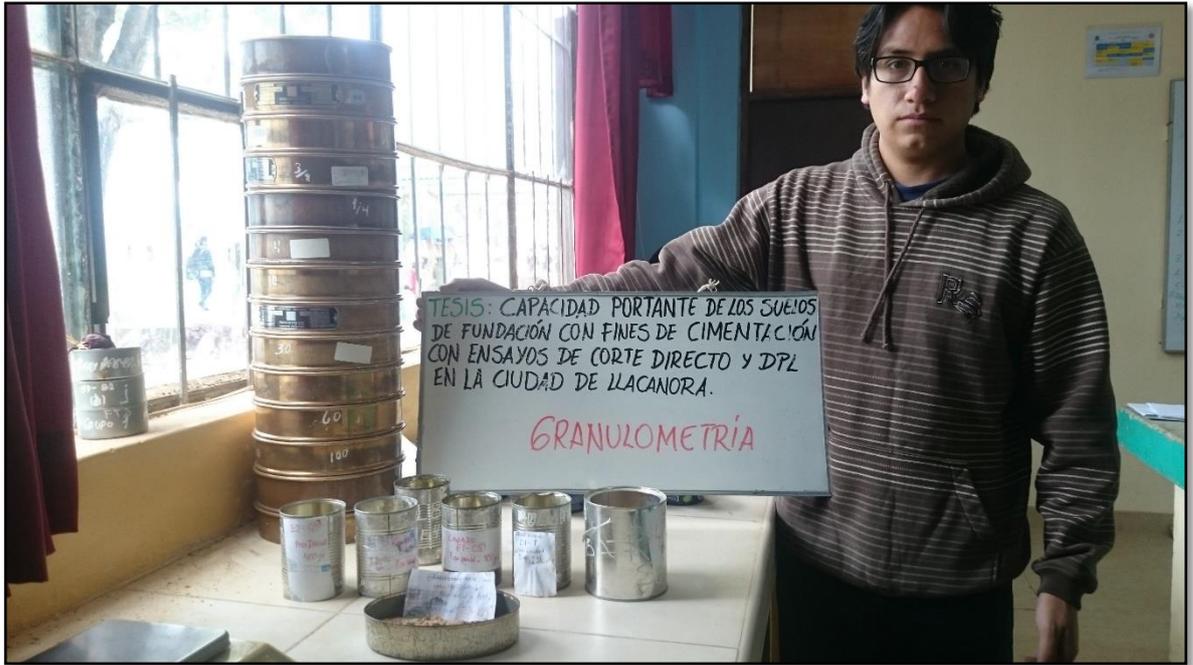
Fotografía 30: Muestras después de Ensayo de Corte directo.



Fotografía 31: Muestra parafinada en laboratorio..



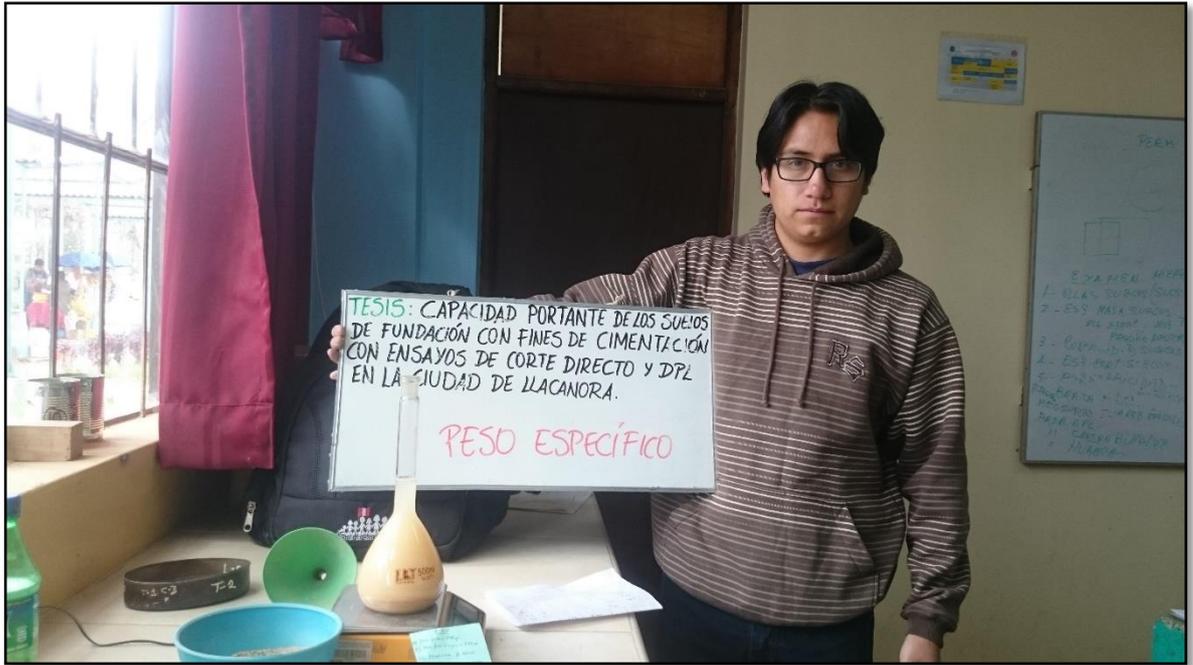
Fotografía 32: Realizando la Granulometría.



. **Fotografía 33:** Granulometría por lavado.



. **Fotografía 34:** Usando bomba de vacíos para determinar peso específico.



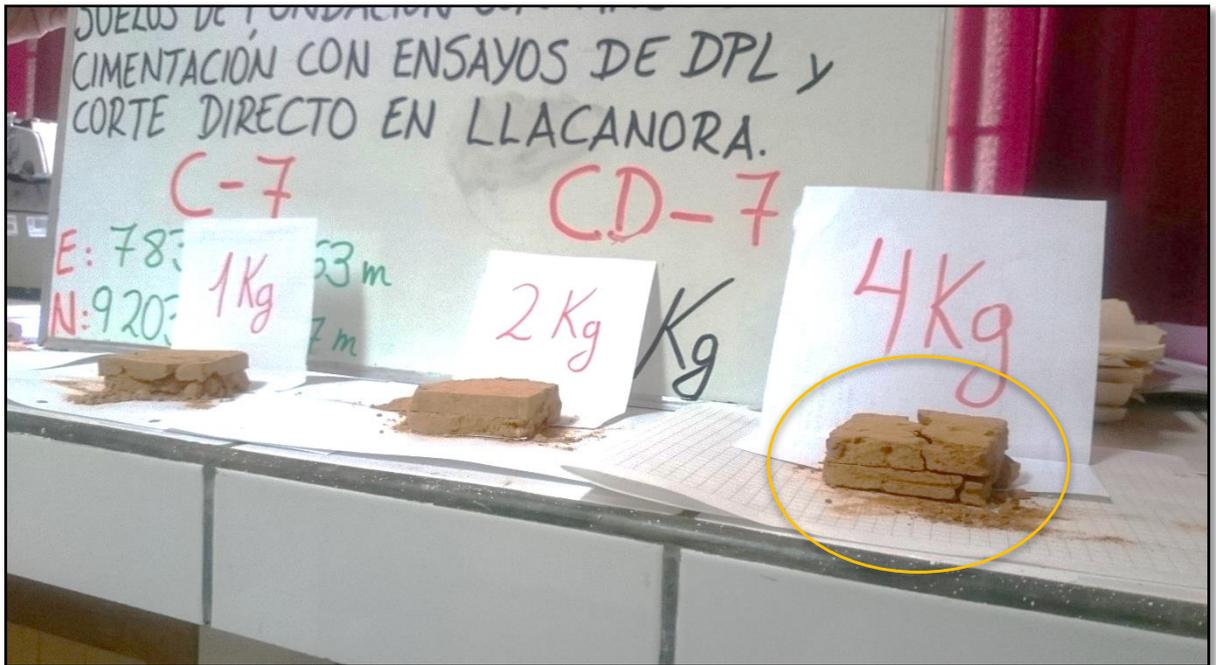
. **Fotografía 35:** Determinando peso específico del suelo.



. **Fotografía 36:** Determinando límites de consistencia.



Fotografía 37: Taras que contienen las muestras usadas en límite líquido y límite plástico.



Fotografía 38: Ensayo de Corte Directo N° 07. La foto muestra el tipo de falla de la arcilla cementada.

ANEXO A

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

LABORATORIO DE MECÁNICA DE
SUELOS UNIVERSIDAD NACIONAL DE
CAJAMARCA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 Norte de la Universidad Peruana
 Fundada por Ley 14015 del 13 de febrero de 1962
FACULTAD DE INGENIERIA
 Telefax N° 0051-76-36-5976 Anexo N° 129-130 / 147
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



Certif. N° 003 – 2018

LA QUE SUSCRIBE JEFA DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

CERTIFICA

Que el Bachiller en Ingeniería Civil WALDIR FRANKLING CARO LINARES, ex alumno de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, según consta en el cuaderno de asistencia del Laboratorio de Mecánica de Suelos, ha registrado su asistencia a dicho Laboratorio para la elaboración de la tesis profesional: "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA-CAJAMARCA", en el siguiente periodo:

Del 23 de enero del 2017 al 13 de febrero del 2017

El Laboratorio no se responsabiliza por la ejecución y los resultados de los ensayos realizados.

Se expide el presente a solicitud verbal del interesado para los fines que estime por conveniente.

Cajamarca, 28 de junio del 2018


 Dra. ROSA HAYDEE LLIQUE MONDRAGÓN
 JEFE (e) LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

ANEXO A.1

GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

Tabla 5.1 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 01, Estrato 1.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (AASHTO T-27 ASTM D 422)							
UBICACIÓN		: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.					
CALICATA		: N° 01 M-1					
PROFUNDIDAD		: 1.60 m					
COORDENADAS UTM		: N 9203505,13 E 783915,14					
FECHA		: FEBRERO DEL 2017					
TAMICES	ANÁLISIS GRANUMELOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D 422					CONTENIDO DE HUMEDAD	
	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	% QUE PASA		
4"	101,6					N° de Tara	S/N
3"	76,2					Peso de la Tara	14,0
2 1/2"	63,5					Tara + Suelo Húmedo	284,3
2"	50,8					Tara + Suelo Seco	269,5
1"	25,4					Peso del Agua	14,8
3/4"	19,05					Peso del suelo Neto	255,5
1/2"	12,7	-	-	-	100,0	% de Humedad	5,79
3/8"	9,525	7,7	1,5	1,5	98,5	RESULTADOS DE ENSAYOS - LÍMITE LÍQUIDO (%) : 30 - LÍMITE PLÁSTICO (%) : 21 - ÍNDICE PLASTICIDAD (%) : 09 - CLASIFICACIÓN SUCS : SC DATOS DE LA MUESTRA - PESO TOTAL (gr) : 500,0 100,0 % - PESO GRAVA (gr) : 13,3 2,7 % - PESO ARENA (gr) : 486,7 97,3 %	
1/4"	6,350	-	-	-	98,5		
N° 4	4,760	5,6	1,1	2,7	97,3		
N° 6	3,360						
N° 8	2,380						
N° 10	2,000	8,9	1,8	4,4	95,6		
N° 16	1,190						
N° 20	0,840	12,3	2,5	5,8	94,2		
N° 30	0,590	20,3	4,1	9,9	90,1		
N° 40	0,426	45,6	9,1	19,0	81,0		
N° 50	0,297						
N° 60	0,250	90,0	18,0	37,0	63,0		
N° 100	0,149	54,9	11,0	48,0	52,0		
N° 200	0,074	69,1	13,8	61,8	38,2		
-200		185,6	37,1				

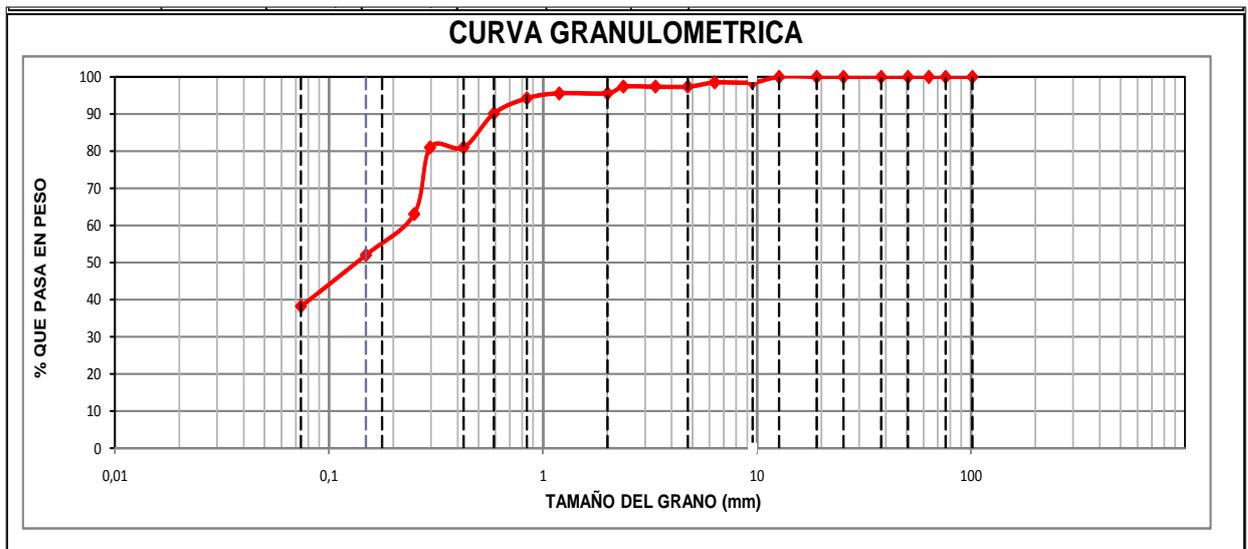


Figura 5.1 Curva Granulométrica. Calicata N° 01, Estrato 1

Tabla 5.2 Límites de consistencia – Calicata N° 01, Estrato 1.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)												
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.										
CALICATA	:	N° 01 M-1										
PROFUNDIDAD	:	1.60 m										
COORDENADAS UTM	:	N 9203505,13 E 783915,14										
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017										
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423												
TARA N°		A1	A2	A3								
N° DE GOLPES		16	23	32								
TARA+SUELO HUMEDO		53,76	47,34	60,42								
TARA+SUELO SECO		43,86	38,64	51,72								
PESO DEL AGUA		9,90	8,70	8,70								
PESO DE LA TARA		13,84	10,48	21,47								
PESO DEL SUELO SECO		30,02	28,16	30,25								
HUMEDAD (%)		32,98	30,89	28,76								
LIMITE PLASTICO ASTM D-424												
TARA N°		1	2									
TARA+SUELO HUMEDO		22,57	25,68									
TARA+SUELO SECO		21,46	24,18									
PESO DEL AGUA		1,11	1,50									
PESO DE LA TARA		16,34	17,24									
PESO DEL SUELO SECO		5,12	6,94									
HUMEDAD (%)		21,68	21,61									
HUMEDAD PROMEDIO (%)		21,65										
		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Límites de Consistencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 30%;">Límite Líquido</td> <td style="text-align: center;">30,34</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico</td> <td style="text-align: center;">21,65</td> </tr> <tr> <td>Índice Plástico</td> <td style="text-align: center;">8,69</td> </tr> </tbody> </table>			Límites de Consistencia		Límite Líquido	30,34	Límite Plástico	21,65	Índice Plástico	8,69
Límites de Consistencia												
Límite Líquido	30,34											
Límite Plástico	21,65											
Índice Plástico	8,69											

Figura 5.2 Gráfica límite líquido. C-1, M-1.

Tabla 5.3 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 01, Estrato 2.

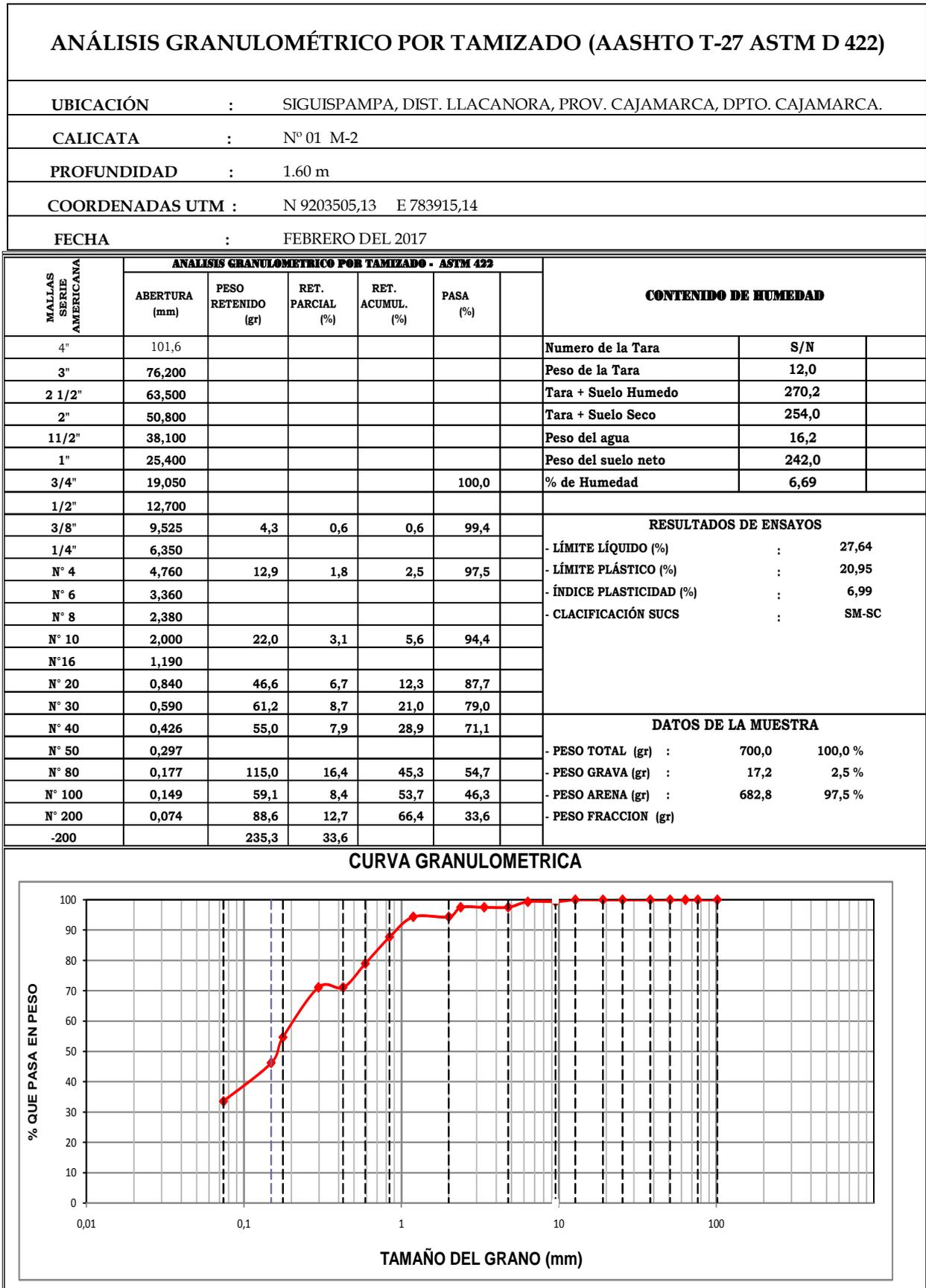


Figura 5.3 Curva Granulométrica. Calicata N° 01, Estrato 2.

Tabla 5.4 Límites de Consistencia – Calicata N° 01, Estrato 2.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 01 M-2		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203505,13 E 783915,14		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423				
TARA N°		B1	B2	B3
N° DE GOLPES		17	27	38
TARA+SUELO HUMEDO		67,16	79,28	60,49
TARA+SUELO SECO		56,33	67,04	52,18
PESO DEL AGUA		10,83	12,24	8,31
PESO DE LA TARA		20,03	22,03	19,14
PESO DEL SUELO SECO		36,30	45,01	33,04
HUMEDAD (%)		29,83	27,19	25,15
LIMITE PLASTICO ASTM D-424				
TARA N°		3	4	
TARA+SUELO HUMEDO		32,76	32,58	
TARA+SUELO SECO		30,12	30,01	
PESO DEL AGUA		2,64	2,57	
PESO DE LA TARA		17,54	17,72	
PESO DEL SUELO SECO		12,58	12,29	
HUMEDAD (%)		20,99	20,91	
HUMEDAD PROMEDIO (%)		20,95		
Limite Liquido				
Limites de Consistencia				
Limite Liquido		27,64		
Limite Plastico		20,95		
Indice Plastico		6,69		
Observaciones				

Figura 5.4 Gráfica límite líquido. C-1, M-2.

Tabla 5.5 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 02.

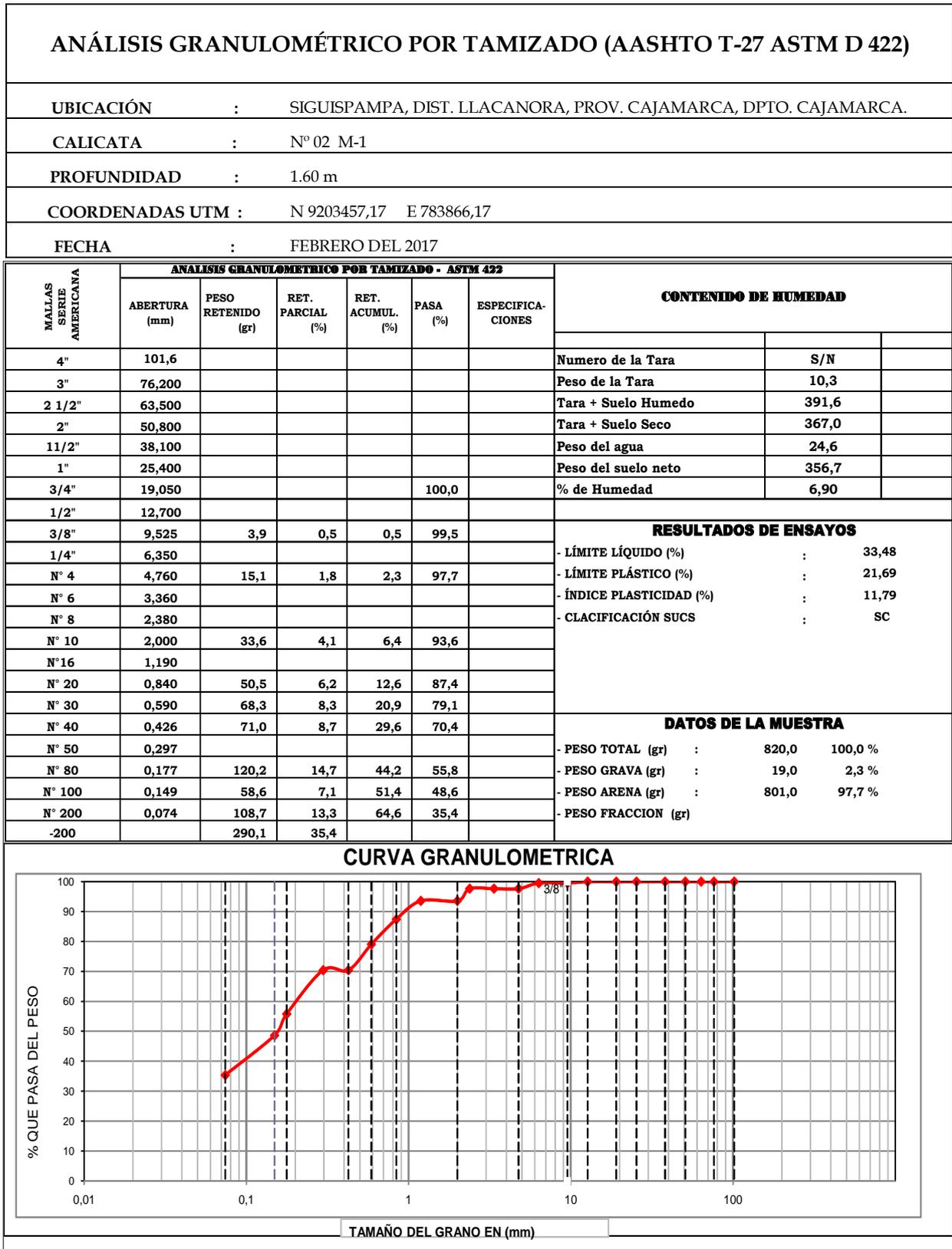


Figura 5.5 Curva Granulométrica. Calicata N° 02.

Tabla 5.6 Límites de consistencia – Calicata N° 02.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 02 M-1		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203457,17 E 783866,17		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423				
TARA N°		C1	C2	C3
N° DE GOLPES		17	24	33
TARA+SUELO HUMEDO		45,96	56,53	51,54
TARA+SUELO SECO		38,64	46,85	42,91
PESO DEL AGUA		7,32	9,68	8,63
PESO DE LA TARA		18,11	18,14	15,88
PESO DEL SUELO SECO		20,53	28,71	27,03
HUMEDAD (%)		35,66	33,72	31,93
LIMITE PLASTICO ASTM D-424				
TARA N°		5	6	
TARA+SUELO HUMEDO		22,30	16,80	
TARA+SUELO SECO		21,30	15,67	
PESO DEL AGUA		1,00	1,13	
PESO DE LA TARA		16,67	10,48	
PESO DEL SUELO SECO		4,63	5,19	
HUMEDAD (%)		21,60	21,77	
HUMEDAD PROMEDIO (%)		21,69		

Límite Líquido

Límites de Consistencia	
Límite Líquido	33,48
Límite Plástico	21,69
Índice Plástico	11,79

Observaciones	

Figura 5.6 Gráfica límite líquido. C-2, M-1.

Tabla 5.7 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 03.

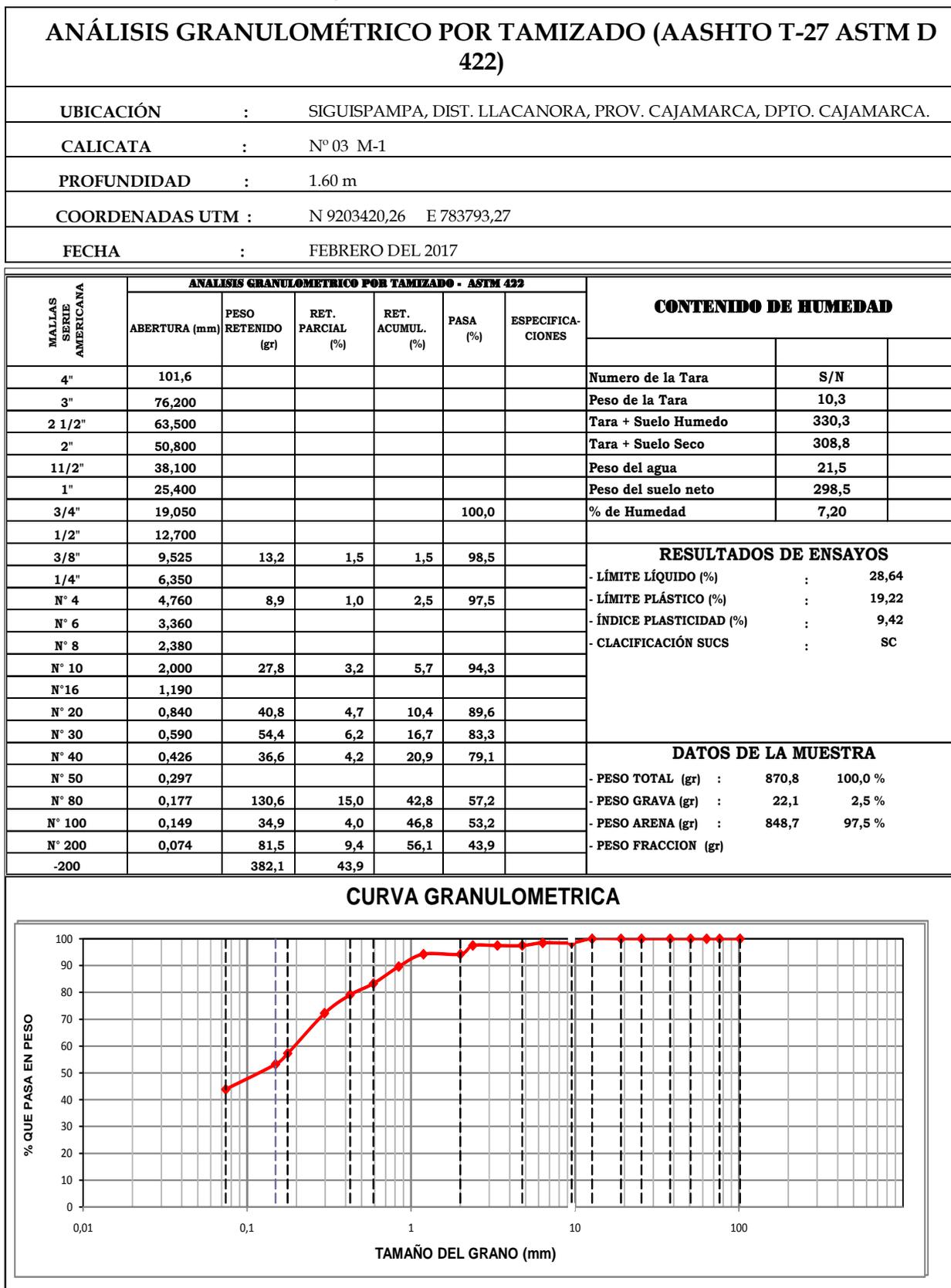


Figura 5.7 Curva Granulométrica. Calicata N° 03.

Tabla 5.8 Límites de Consistencia – Calicata N° 03.

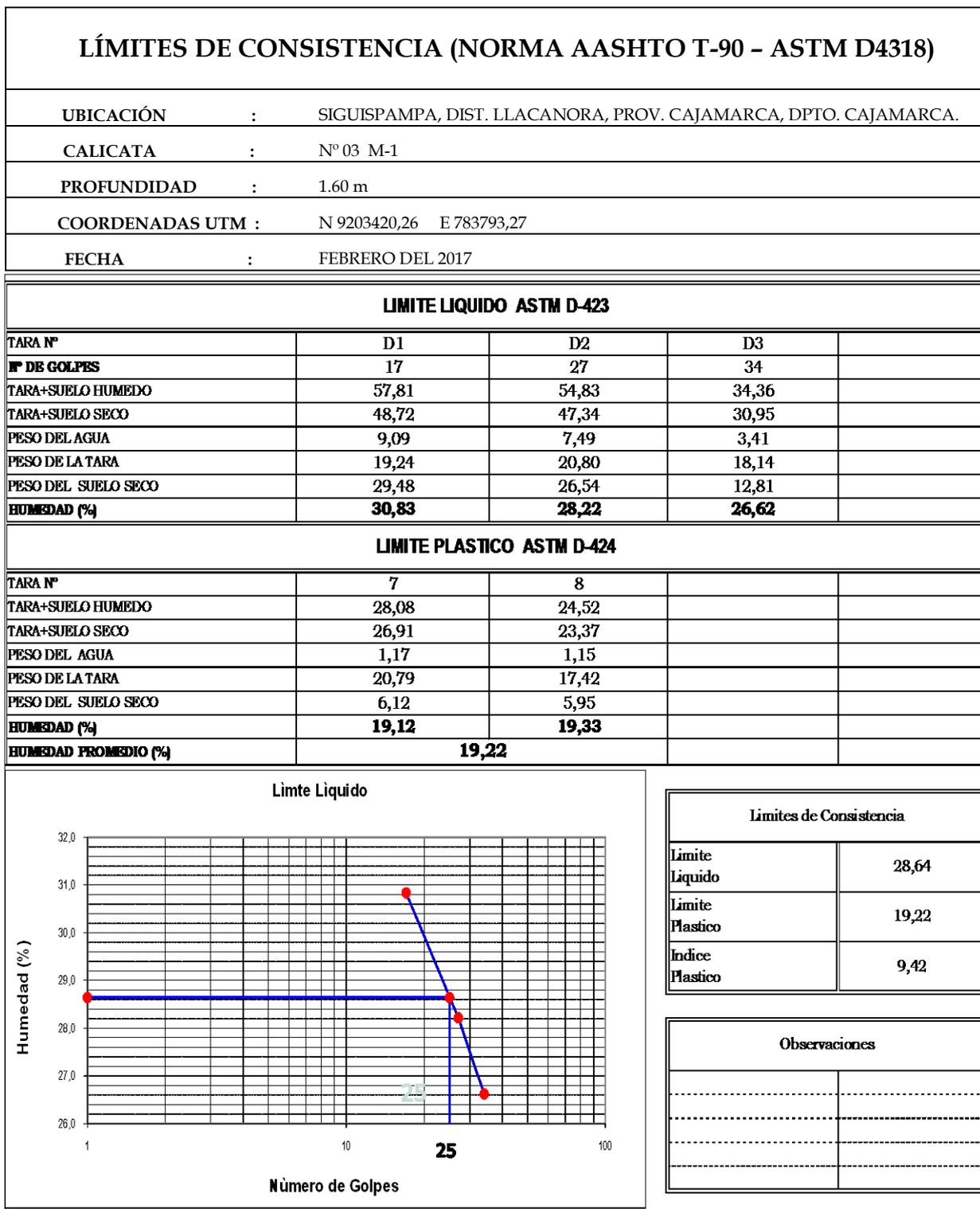


Figura 5.8 Gráfica Límite Líquido. C-3, M-1.

Tabla 5.9 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 04.

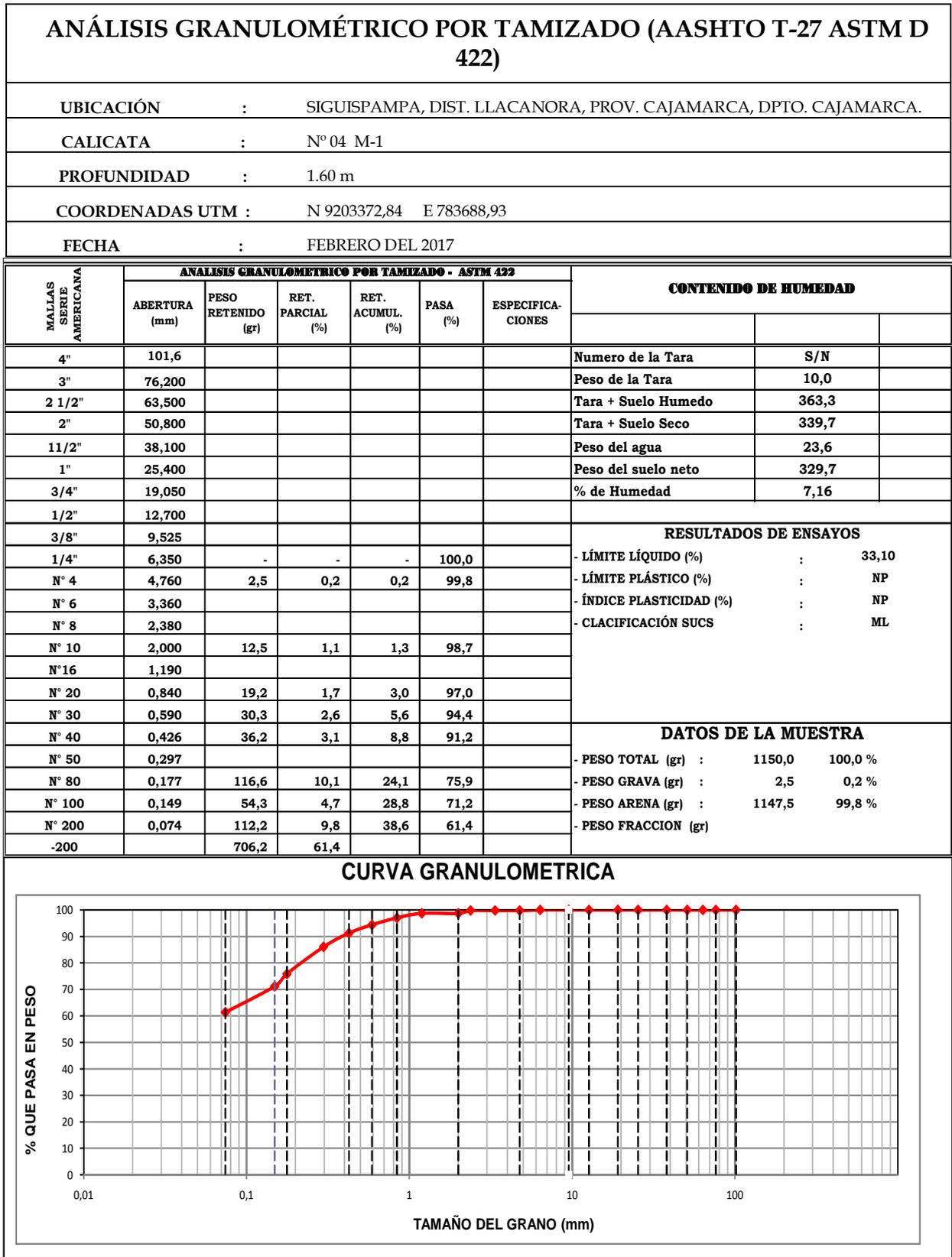


Figura 5.9 Curva Granulométrica. Calicata N° 04.

Tabla 5.10 Límites de Consistencia – Calicata N° 04.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 04 M-1		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203372,84 E 783688,93		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423				
TARA N°		E1	E2	E3
N° DE GOLPES		18	22	31
TARA+SUELO HUMEDO		64,29	63,71	57,48
TARA+SUELO SECO		51,86	53,34	48,13
PESO DEL AGUA		12,43	10,37	9,35
PESO DE LA TARA		16,47	22,75	18,61
PESO DEL SUELO SECO		35,39	30,59	29,52
HUMEDAD (%)		35,12	33,90	31,67
LIMITE PLASTICO ASTM D-424				
TARA N°				
TARA+SUELO HUMEDO				
TARA+SUELO SECO				
PESO DEL AGUA				
PESO DE LA TARA				
PESO DEL SUELO SECO				
HUMEDAD (%)				
HUMEDAD PROMEDIO (%)				

NO PLASTICO	
--------------------	--

Limite Liquido

Límites de Consistencia	
Limite Líquido	33,10
Limite Plástico	NP
Índice Plástico	NP

Observaciones	

Figura 5.10 Gráfica límite líquido. C-4, M-1.

Tabla 5.11 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 5.

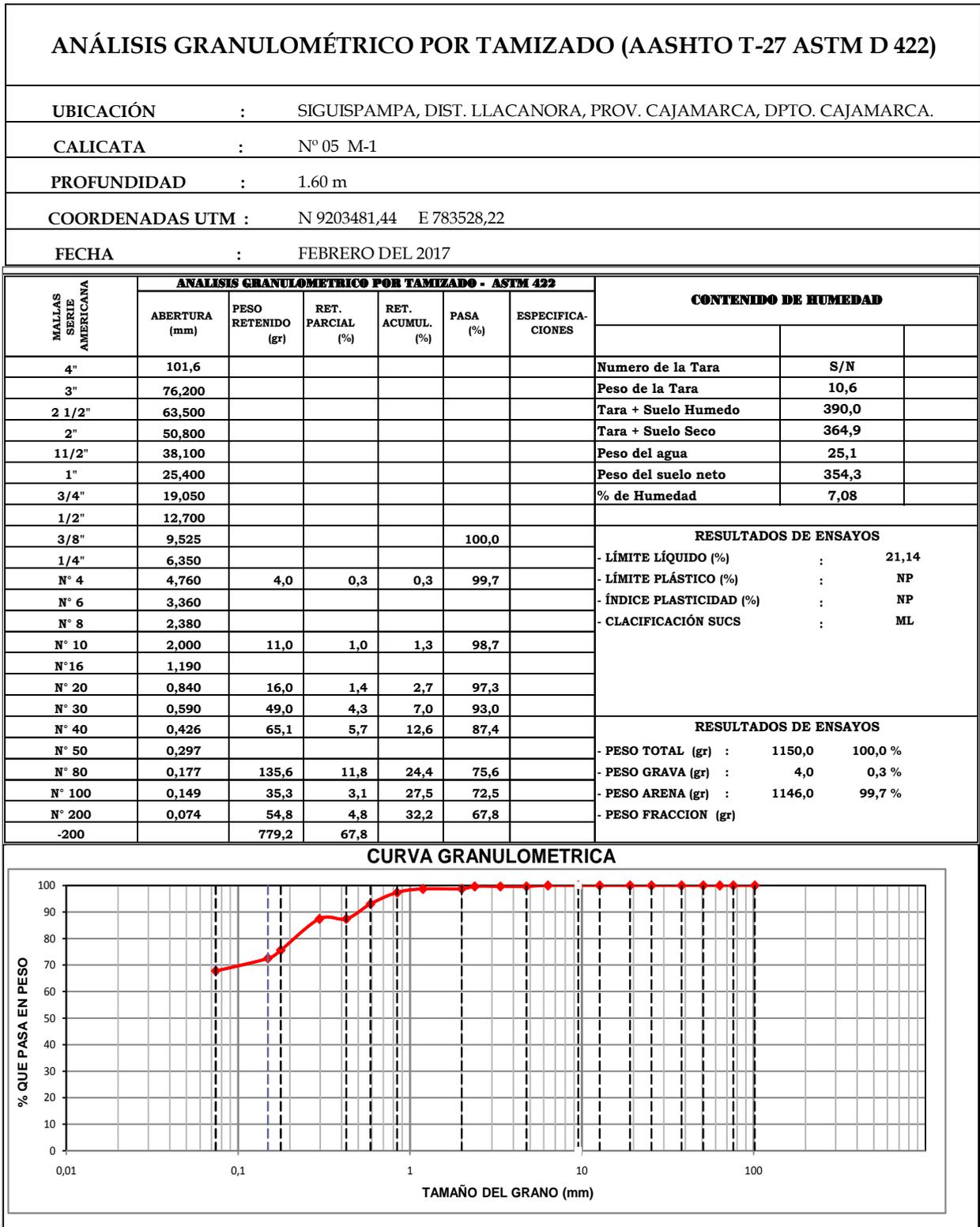


Figura 5.11 Curva Granulométrica. Calicata N° 05.

Tabla 5.12 Límites de Consistencia – Calicata N° 05.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)														
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.												
CALICATA	:	N° 05 M-1												
PROFUNDIDAD	:	1.60 m												
COORDENADAS UTM	:	N 9203481,44 E 783528,22												
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017												
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423														
TARA N°		F1	F2	F3										
N° DE GOLPES		17	24	31										
TARA+SUELO HUMEDO		51,05	54,38	55,72										
TARA+SUELO SECO		44,67	48,21	49,08										
PESO DEL AGUA		6,38	6,17	6,64										
PESO DE LA TARA		17,45	19,37	15,44										
PESO DEL SUELO SECO		27,22	28,84	33,64										
HUMEDAD (%)		23,44	21,39	19,74										
LIMITE PLASTICO ASTM D-424														
TARA N°														
TARA+SUELO HUMEDO														
TARA+SUELO SECO														
PESO DEL AGUA														
PESO DE LA TARA														
PESO DEL SUELO SECO														
HUMEDAD (%)														
HUMEDAD PROMEDIO (%)														
NO PLASTICO														
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Límites de Consistencia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Límite Líquido</td> <td style="text-align: center;">21,14</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico</td> <td style="text-align: center;">NP</td> </tr> <tr> <td>Índice Plástico</td> <td style="text-align: center;">NP</td> </tr> </tbody> </table>					Límites de Consistencia		Límite Líquido	21,14	Límite Plástico	NP	Índice Plástico	NP		
Límites de Consistencia														
Límite Líquido	21,14													
Límite Plástico	NP													
Índice Plástico	NP													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Observaciones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>					Observaciones									
Observaciones														

Figura 5.12 Gráfica límite líquido. C-5, M-1.

Tabla 5.13 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 06.

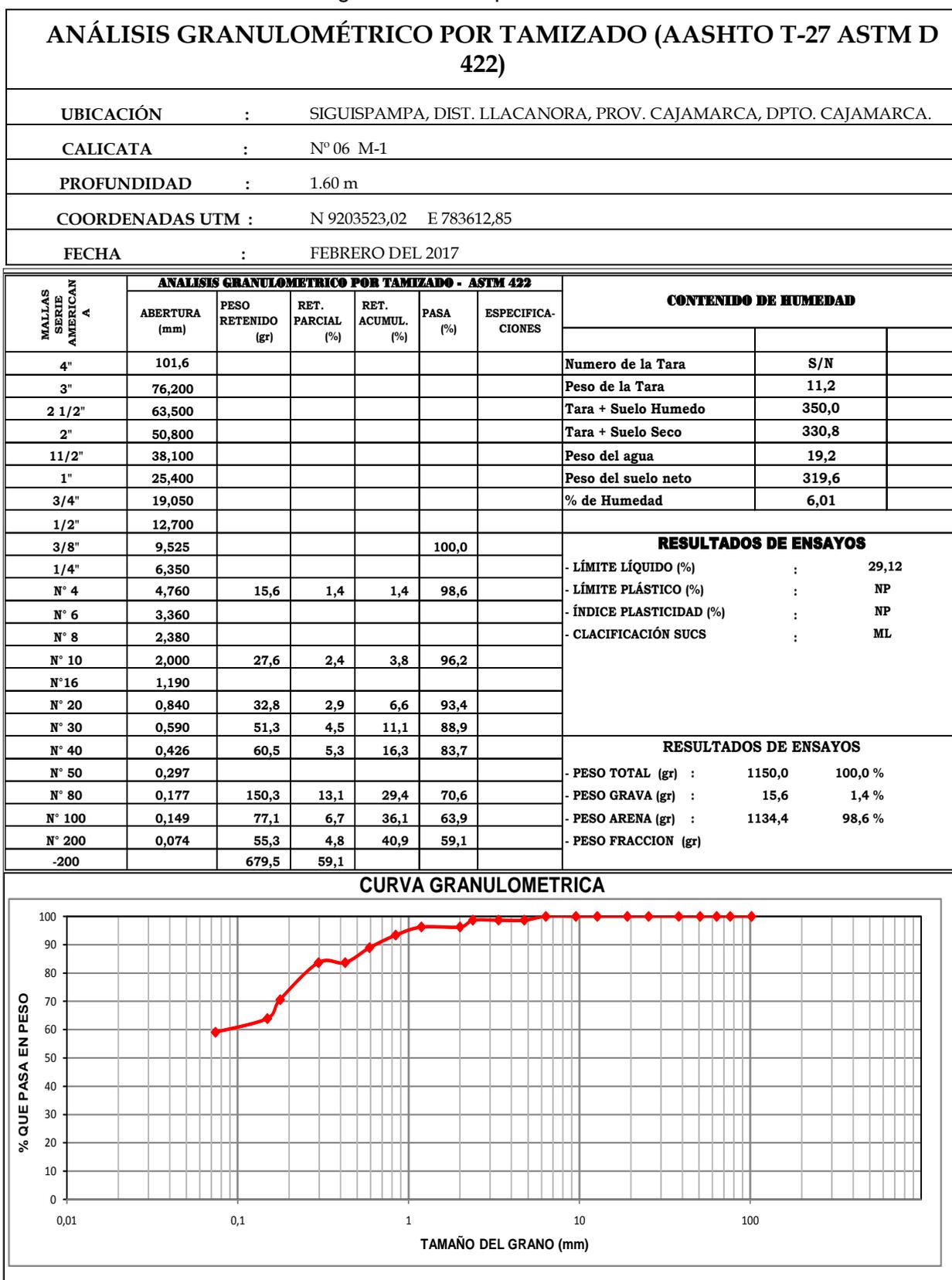


Figura 5.13 Curva Granulométrica. Calicata N° 06.

Tabla 5.14 Límites de Consistencia – Calicata N° 06.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 06 M-1		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203523,02 E 783612,85		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423				
TARA N°		G1	G2	G3
N° DE GOLPES		17	23	31
TARA+SUELO HUMEDO		59,14	57,68	51,72
TARA+SUELO SECO		48,23	48,67	42,83
PESO DEL AGUA		10,91	9,01	8,89
PESO DE LA TARA		13,46	18,27	10,84
PESO DEL SUELO SECO		34,77	30,40	31,99
HUMEDAD (%)		31,38	29,64	27,79
LIMITE PLASTICO ASTM D-424				
TARA N°				
TARA+SUELO HUMEDO				
TARA+SUELO SECO				
PESO DEL AGUA				
PESO DE LA TARA				
PESO DEL SUELO SECO				
HUMEDAD (%)				
HUMEDAD PROMEDIO (%)				

Limite Liquido

Límites de Consistencia	
Limite Líquido	29,12
Limite Plástico	NP
Índice Plástico	NP

Observaciones	

Figura 5.14 Gráfica límite líquido. C-6, M-1.

Tabla 5.15 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 07.

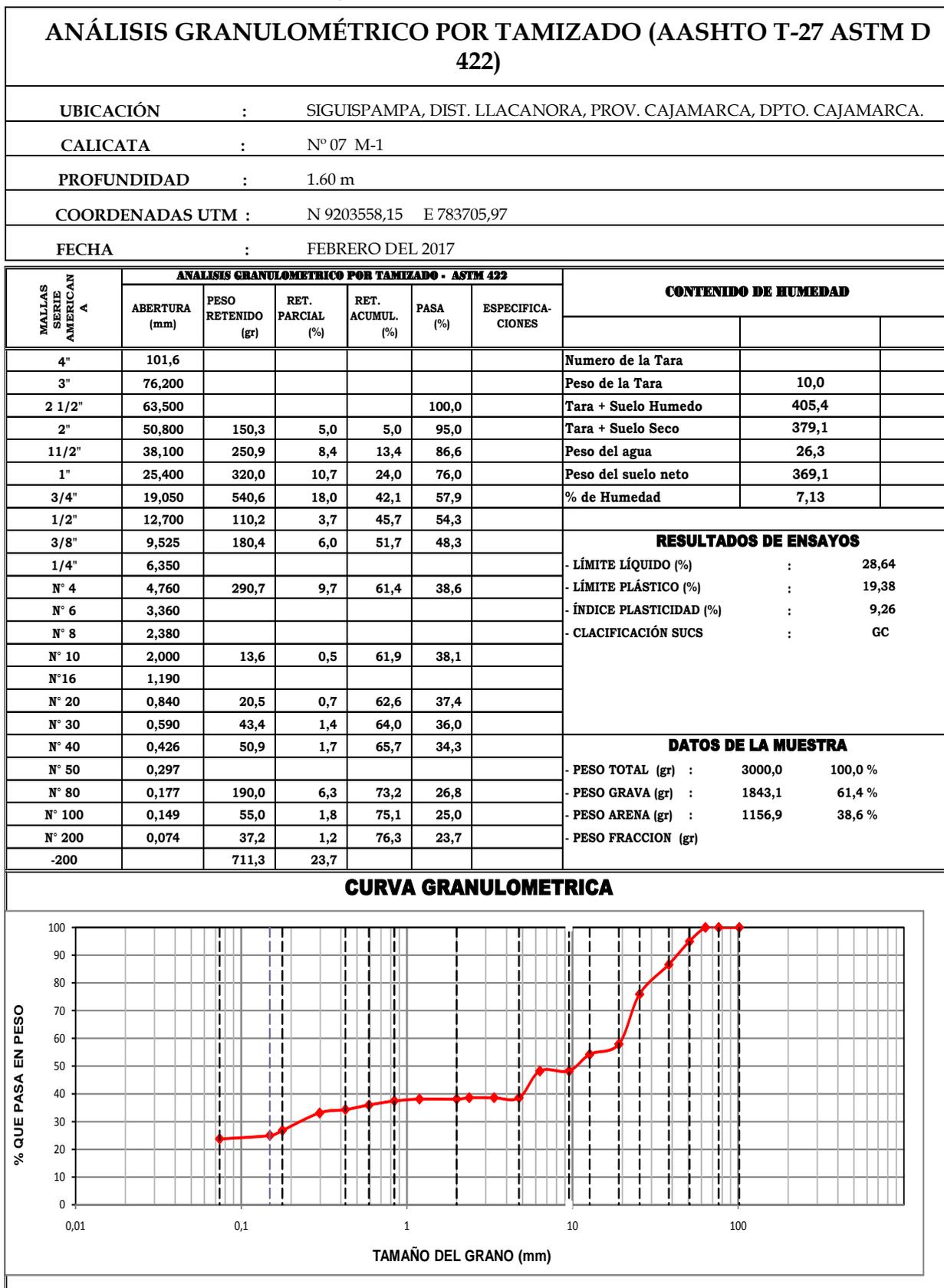


Figura 5.15 Curva Granulométrica. Calicata N° 07.

Tabla 5.16 Límites de Consistencia – Calicata N° 07.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 07 M-1		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203558,15 E 783705,97		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423				
TARA Nº		H1	H2	H3
Nº DE GOLPES		17	27	34
TARA+SUELO HUMEDO		57,81	54,83	34,36
TARA+SUELO SECO		48,72	47,34	30,95
PESO DEL AGUA		9,09	7,49	3,41
PESO DE LA TARA		19,24	20,80	18,14
PESO DEL SUELO SECO		29,48	26,54	12,81
HUMEDAD (%)		30,83	28,22	26,62
LIMITE PLASTICO ASTM D-424				
TARA Nº		9	10	
TARA+SUELO HUMEDO		28,11	24,51	
TARA+SUELO SECO		26,91	23,37	
PESO DEL AGUA		1,20	1,14	
PESO DE LA TARA		20,79	17,42	
PESO DEL SUELO SECO		6,12	5,95	
HUMEDAD (%)		19,61	19,16	
HUMEDAD PROMEDIO (%)		19,38		

Límite Líquido

Límites de Consistencia	
Límite Líquido	28,64
Límite Plástico	19,38
Índice Plástico	9,26

Observaciones	

Figura 5.16 Gráfica límite líquido. C-7, M-1.

Tabla 5.17 Análisis granulométrico por tamizado – Calicata N° 08.

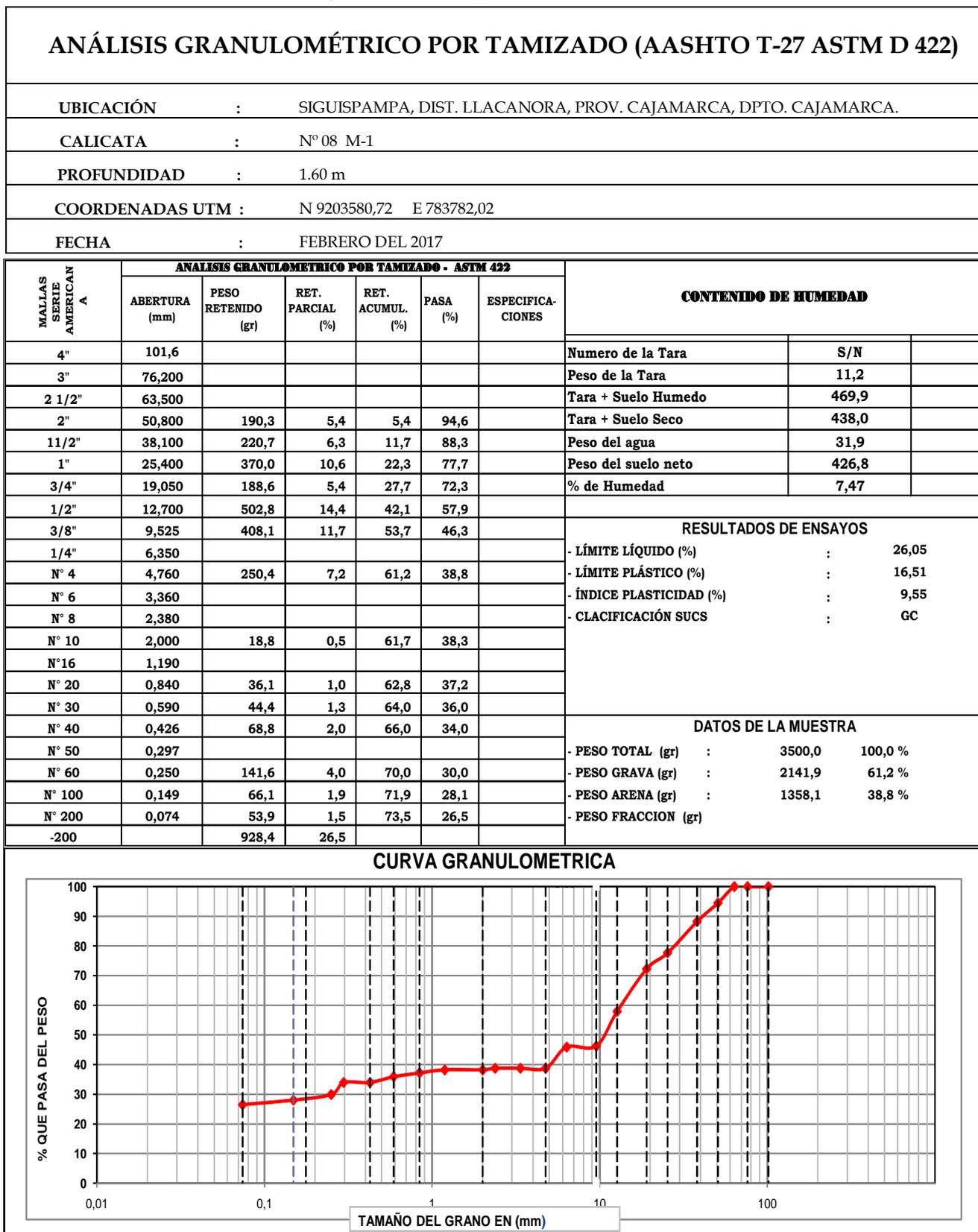


Figura 5.17 Curva Granulométrica. Calicata N° 08.

Tabla 5.18 Límites de Consistencia – Calicata N° 08.

LÍMITES DE CONSISTENCIA (NORMA AASHTO T-90 - ASTM D4318)																		
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.																
CALICATA	:	N° 08 M-1																
PROFUNDIDAD	:	1.60 m																
COORDENADAS UTM	:	N 9203580,72 E 783782,02																
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017																
LIMITE LIQUIDO ASTM D-423																		
TARA Nº		I1	I2	I3														
Nº DE GOLPES		15	24	31														
TARA+SUELO HUMEDO		72,49	70,84	63,31														
TARA+SUELO SECO		60,39	59,96	52,94														
PESO DEL AGUA		12,10	10,88	10,37														
PESO DE LA TARA		18,31	18,56	11,24														
PESO DEL SUELO SECO		42,08	41,40	41,70														
HUMEDAD (%)		28,75	26,28	24,87														
LIMITE PLASTICO ASTM D-424																		
TARA Nº		11	12															
TARA+SUELO HUMEDO		33,52	30,44															
TARA+SUELO SECO		31,21	28,66															
PESO DEL AGUA		2,31	1,78															
PESO DE LA TARA		17,42	17,72															
PESO DEL SUELO SECO		13,79	10,94															
HUMEDAD (%)		16,75	16,27															
HUMEDAD PROMEDIO (%)		16,51																
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 60%;"> <p style="text-align: center;">Límite Líquido</p> <p style="text-align: center;">Humedad (%)</p> <p style="text-align: center;">Número de Golpes</p> </div> <div style="width: 35%; border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p style="text-align: center;">Límites de Consistencia</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Limite Líquido</td> <td style="text-align: center;">26,06</td> </tr> <tr> <td>Limite Plástico</td> <td style="text-align: center;">16,51</td> </tr> <tr> <td>Índice Plástico</td> <td style="text-align: center;">9,55</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">Observaciones</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="height: 15px;"> </td><td> </td></tr> </table> </div> </div>					Limite Líquido	26,06	Limite Plástico	16,51	Índice Plástico	9,55								
Limite Líquido	26,06																	
Limite Plástico	16,51																	
Índice Plástico	9,55																	

Figura 5.18 Gráfica límite líquido. C-8, M-1.

ANEXO A.2

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

Tabla 5.19 Perfil estratigráfico – Calicata N° 01

REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA									
UBICACIÓN :		SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.							
CALICATA :		N° 01							
PROFUNDIDAD :		1.60 m							
COORDENADAS UTM :		N 9203505,13 E 783915,14							
FECHA :		FEBRERO DEL 2017							
PROFUNDIDAD (m)	UBICACIÓN :	CALICATA		SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS			% Pasa Malla N° 200	
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA	DESCRIPCION		SUCS	L.L.	L.P		IP
0,30		M-1	MATERIAL ORGANICO						
0,60					SC	30,24	21,65	8,69	38,2
0,80									
0,90									
1,00									
1,40		Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón, amarillento claro, con algunos fragmentos rocosos.							
1,80		M-2	Formado por arenas arcillosas con limos, mezclas mal graduadas de arena, limo y arcilla compactadas, de color marrón, amarillento. No se encontró la napa freática		SM-SC	27,64	20,95	6,99	33,6
2,10									
2,40									
2,80		MUESTRA EXTRAIDA							
3,00									

Tabla 5.20 Perfil estratigráfico – Calicata N° 02

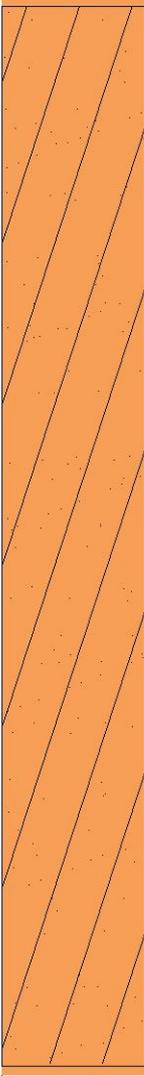
REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA									
UBICACIÓN		SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.							
CALICATA		N° 02							
PROFUNDIDAD		1.60 m							
COORDENADAS UTM		N 9203457,17 E 783866,17							
FECHA		FEBRERO DEL 2017							
UBICACIÓN :	CALICATA			SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA	DESCRIPCION		SUCS	L.L.	L.P	IP	
0,30			MATERIAL ORGANICO						
0,60			 <p>Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón, amarillento claro, con algunos fragmentos rocosos.</p>		SC	33,48	21,69	11,79	35,4
0,80									
1,00									
1,20									
1,40		M-1							
1,60									
1,80									
2,00									
2,30									
2,50									
			MUESTRA EXTRAIDA						

Tabla 5.21 Perfil estratigráfico – Calicata N° 03

REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
CALICATA	: N° 03
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203420,26 E 783793,27
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

UBICACIÓN	CALICATA		SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200	
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA		DESCRIPCION	SUCS	L.L.	L.P		IP
PROFUNDIDAD (m)	0,30	M-1	MATERIAL ORGANICO		SC	28,64	19,22	9,42	43,9
	0,60								
	0,80								
	1,00								
	1,20								
	1,40		Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón, amarillento claro, con algunos fragmentos rocosos.						
	1,60								
	1,80								
	2,00								
	2,30								
	2,50		MUESTRA EXTRAIDA						

Tabla 5.22 Perfil estratigráfico – Calicata N° 04

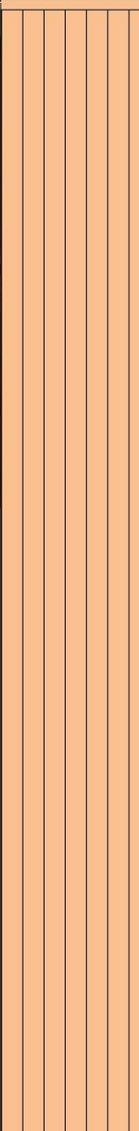
REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA															
UBICACIÓN		SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.													
CALICATA		N° 04													
PROFUNDIDAD		1.60 m													
COORDENADAS UTM		N 9203372,84 E 783688,93													
FECHA		FEBRERO DEL 2017													
PROFUNDIDAD (m)	UBICACIÓN	CALICATA			SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200					
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA	DESCRIPCION	SUCS		L.L.	L.P	IP							
0,30			MATERIAL ORGANICO												
0,60															
0,80															
1,00															
1,20															
1,40															
1,60	M-1									Presentan limos inorgánicos con arenas muy finas compactadas de color marrón claro amarillento anaranjado de baja plasticidad .No se encontró la napa freática	ML	33,10	NP	NP	61,4
1,80															
2,00															
2,30															
2,50										MUESTRA EXTRAIDA					

Tabla 5.23 Perfil estratigráfico – Calicata N° 05

REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
CALICATA	: N° 05
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203481,44 E 783528,22
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

UBICACIÓN :	CALICATA		SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200						
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA		DESCRIPCION	SUCS	L.L.	L.P		IP					
0,30			MATERIAL ORGANICO											
0,60														
0,80														
1,00														
1,20														
1,40														
1,60	M-1								Presentan limos inorgánicos con arenas muy finas compactadas de color marrón claro amarillento anaranjado de baja plasticidad .No se encontró la napa freática	ML	21,14	NP	NP	21,14
1,80														
2,00														
2,30														
2,50									MUESTRA EXTRAIDA					

Tabla 5.24 Perfil estratigráfico – Calicata N° 06

REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA	
UBICACIÓN :	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
CALICATA :	N° 06
PROFUNDIDAD :	1.60 m
COORDENADAS UTM :	N 9203523,02 E 783612,85
FECHA :	FEBRERO DEL 2017

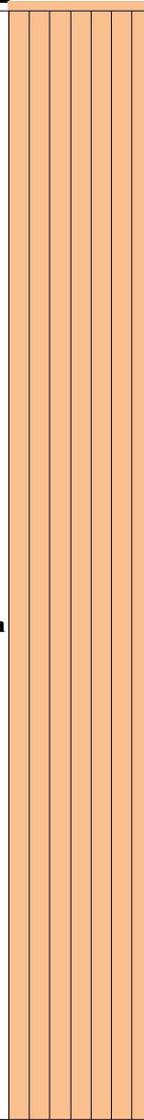
UBICACIÓN :	CALICATA		SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA		DESCRIPCION	SUCS	L.L.	L.P	
0,30			MATERIAL ORGANICO					
0,60				ML	29,12	NP	NP	59,1
0,80								
1,00								
1,20								
1,40								
1,60								
1,80								
2,00								
2,30								
2,50								

Tabla 5.25 Perfil estratigráfico – Calicata N° 07

REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
CALICATA	: N° 07
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203558,15 E 783705,97
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

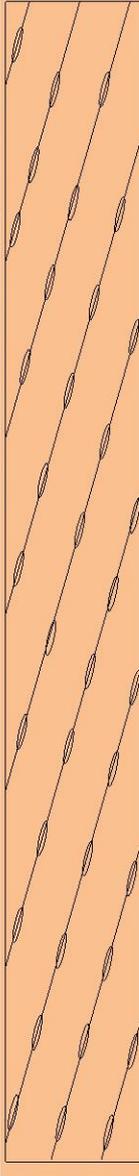
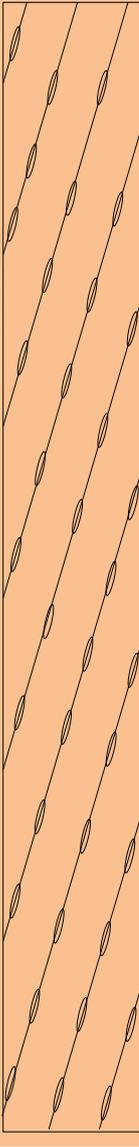
UBICACIÓN :	CALICATA		SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA		DESCRIPCION	SUCS	L.L.	L.P	
0,30								
0,40				GC	28,64	19,38	9,26	23,7
0,60								
0,80								
0,90								
1,00	M-1							
1,20								
1,40								
1,60								
1,80								
2,00								
<p>Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla de color marrón , amarillento estos suelos son impermeables, resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante de alta a media, la compresibilidad es baja manejabilidad buena a correcta.</p>								
<p>MUESTRA EXTRAIDA</p>								

Tabla 5.26 Perfil estratigráfico – Calicata N° 08

REGISTRO DE EXCAVACIÓN: EXPLORACIÓN DIRECTA CON CALICATA	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
CALICATA	: N° 08
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203580,72 E 783782,02
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

UBICACIÓN :	CALICATA		SIMBOLOGIA	CONSTANTES FISICAS				% Pasa Malla N° 200	
	PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA		DESCRIPCION	SUCS	L.L.	L.P		IP
0,30			MATERIAL ORGANICO						
0,40				GC	26,05	16,51	9,55	26,5	
0,60									
0,80									
1,00									
1,20	M-1								Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla de color marrón , amarillento estos suelos son impermeables, resistencia a la tubificación alta, resistencia al cortante de alta a media, la compresibilidad es baja manejabilidad buena a correcta.
1,40									
1,60									
1,80									
2,00									
2,20									MUESTRA EXTRAIDA

ANEXO A.3

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Figura 5.19 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-1.

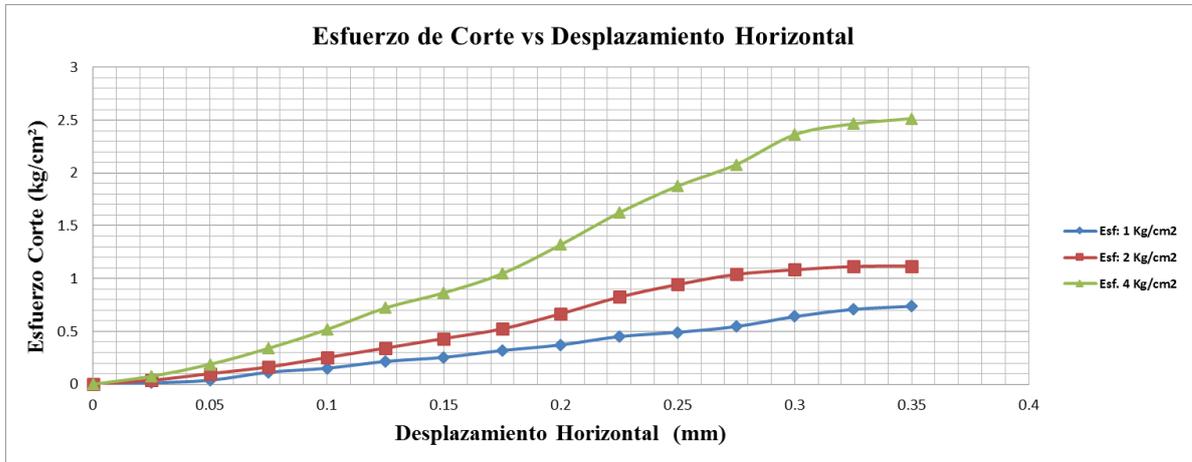
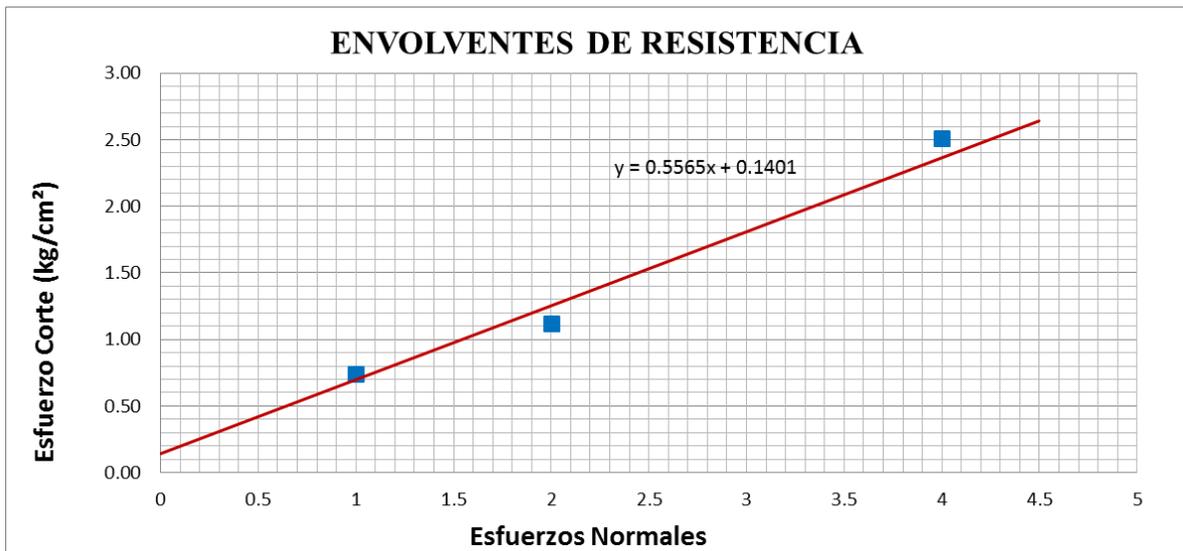


Figura 5.20 Envoltente de Resistencia CD-1.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.737
2	2	1.119
3	4	2.515

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.14 kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	29.10 °

Tabla 5.28 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 01

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE	
UBICACIÓN :	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
CALICATA :	N° 01
PROFUNDIDAD :	1.60 m
COORDENADAS UTM :	N 9203505,13 E 783915.14
FECHA :	FEBRERO DEL 2017

DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	29,10	°	29	°
Peso específico suelo, γ :	1,60	gr/cm ³	0,0016	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,26	kg/cm ²
Cohesión, c:	0,14	kg/cm ²	0,14	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	AM	675,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO		ESQUINA	MEDIO
	153		77	120

Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi \cdot \text{tag}\phi} =$	1,00	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	5,14	
	$N\gamma=2\cdot(Nq-1)\cdot \text{tag}\phi =$	0,00	

Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,51	Radianes
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi \cdot \text{tag}\phi} =$	16,63	11,09
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	28,08	18,72
	$N\gamma=2\cdot(Nq+1)\cdot \text{tag}\phi =$	19,62	13,08

FORMULA GENERAL DE TERZAGHI

CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = (\frac{2}{3} \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$	
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$	

Capacidad Admisible cimentación continua $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	2,71	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación cuadrada $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	2,89	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación circular $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	2,81	kg/cm ²

Tabla 5.29 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 02

Tabla 5.29 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 02 ASTM D 3080												
TESIS:	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE DPL Y CORTE DIRECTO EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA											
UBICACIÓN:	LLACANORA - CAJAMARCA					TESISTA:	Waldir Fraking Caro Linares					
ESTRATO:	3					FECHA:	Febrero de 2017					
CALICATA N°	N° 02 - Profundidad = 1.60 m					SUELO:	SC					
						MUESTRA:	Inalterada					
DATOS MUESTRA DE CORTE						CONTENIDO DE HUMEDAD:						
Lado	6	cm					1	2	3			
Altura	2	cm				Wt+mh	188.8	191.3	187.2	gr		
Área	36	cm ²				Wt+ms	183.5	186	181.8	gr		
Vm	72	cm ³				Wtara	73.6	73.6	73.5	gr		
Vel. De carga	0.5	mm/min				Ww	5.3	5.3	5.4	gr		
						Ws	109.9	112.4	108.3	gr		
						w (%)	4.82	4.72	4.99	%		
Constante Anillo de Carga						DENSIDAD NATURAL						
	0.446379	(kg/N° div.)					1	2	3			
						Ym	2.49	2.53	2.47	gr/cm ³		
			1 kg/cm ²			2 kg/cm ²			4 kg/cm ²			
Tiempo (min)	Desplaz. Hz (mm)	Área Corr. (cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	
0.000	0	36.00	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	
0.500	0.025	35.85	2.0	0.893	0.025	5.0	2.232	0.062	0.0	0.000	0.000	
1.000	0.050	35.70	5.0	2.232	0.063	14.0	6.249	0.175	18.0	8.035	0.225	
1.500	0.075	35.55	10.0	4.464	0.126	21.0	9.374	0.264	25.0	11.159	0.314	
2.000	0.100	35.40	15.0	6.696	0.189	27.0	12.052	0.340	38.0	16.962	0.479	
2.500	0.125	35.25	18.0	8.035	0.228	35.0	15.623	0.443	51.0	22.765	0.646	
3.000	0.150	35.10	21.0	9.374	0.267	42.0	18.748	0.534	67.0	29.907	0.852	
3.500	0.175	34.95	27.0	12.052	0.345	53.0	23.658	0.677	79.0	35.264	1.009	
4.000	0.200	34.80	30.0	13.391	0.385	65.0	29.015	0.834	100.0	44.638	1.283	
4.500	0.225	34.65	34.0	15.177	0.438	75.0	33.478	0.966	118.0	52.673	1.520	
5.000	0.250	34.50	40.0	17.855	0.518	80.0	35.710	1.035	139.0	62.047	1.798	
5.500	0.275	34.35	44.0	19.641	0.572	85.0	37.942	1.105	151.0	67.403	1.962	
6.000	0.300	34.20	51.0	22.765	0.666	87.0	38.835	1.136	165.0	73.653	2.154	
6.500	0.325	34.05	55.0	24.551	0.721	90.0	40.174	1.180	178.0	79.455	2.333	
7.000	0.350	33.90	58.0	25.890	0.764	91.0	40.620	1.198	182.0	81.241	2.396	
7.500	0.375	33.75							186.0	83.026	2.460	

Figura 5.21 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-2.

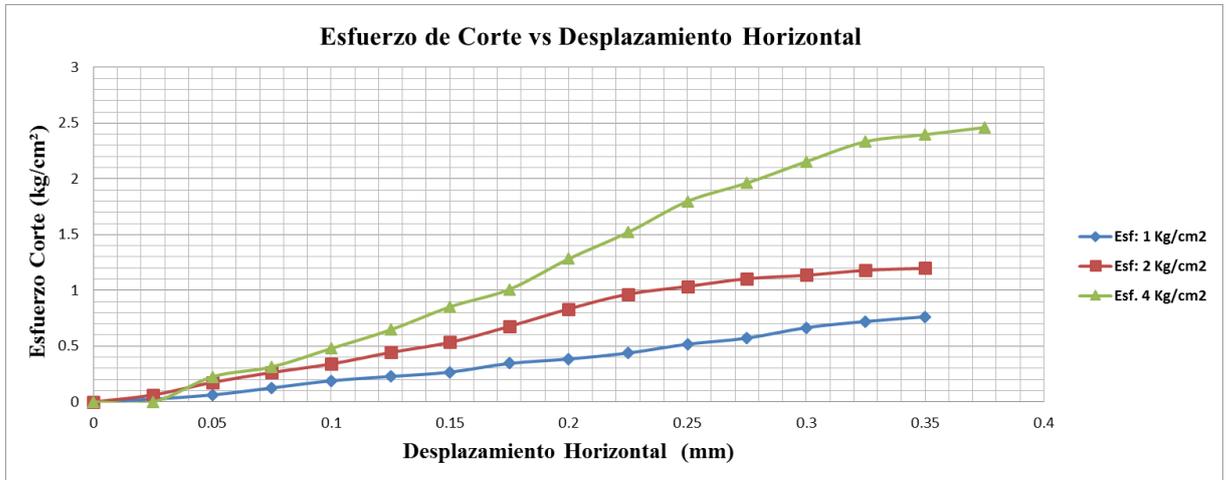
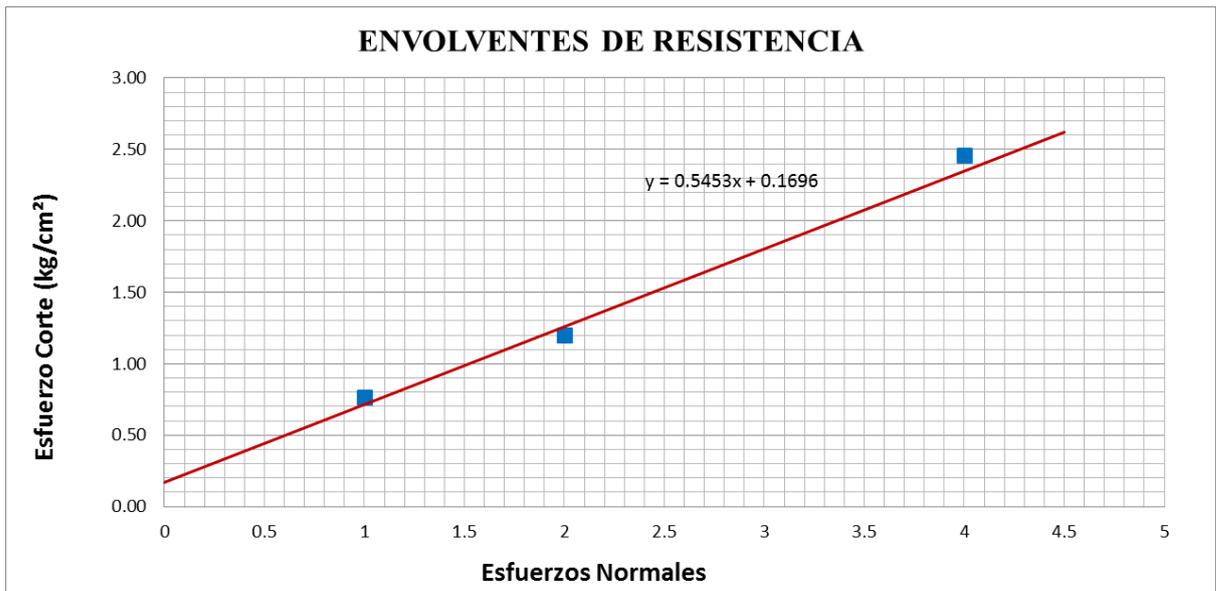


Figura 5.22 Envoltente de Resistencia CD-2.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.764
2	2	1.198
3	4	2.460

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.17 kg/cm ²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	28.60 °

Tabla 5.30 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 02

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 02		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203457,17 E 783866,17		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno Ø:	28,60	°	29	°
Peso específico suelo, γ:	1,60	gr/cm ³	0,0016	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,26	kg/cm ³
Cohesión, c:	0,17	kg/cm ²	0,17	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	AM	675,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	
Para φ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (φ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi\text{tag}\phi}=\text{---}$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi=\text{---}$	5,14		
	$N\gamma=2*(Nq-1)\cdot\text{tag}\phi=\text{---}$	0,00		
Para φ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (φ)=	0,50	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi\text{tag}\phi}=\text{---}$	15,73	10,49	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi=\text{---}$	27,01	18,01	
	$N\gamma=2*(Nq+1)\cdot\text{tag}\phi=\text{---}$	18,24	12,16	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = (\frac{2}{3}c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES		
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,75	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,98	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación circular qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,90	kg/cm ²	

Tabla 5.31 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 03

Tabla 5.31 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 03 ASTM D 3080												
TESIS:	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE DPL Y CORTE DIRECTO EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA											
UBICACIÓN:	LLACANORA - CAJAMARCA					TESISTA:	Waldir Frakling Caro Linares					
ESTRATO:	3					FECHA:	Febrero de 2017					
CALICATA N°	N° 03 - Profundidad = 1.60 m					SUELO:	SC					
						MUESTRA:	Inalterada					
DATOS MUESTRA DE CORTE						CONTENIDO DE HUMEDAD:						
Lado	6	cm					1	2	3			
Altura	2	cm				Wt+mh	186.8	183.6	180.1	gr		
Área	36	cm ²				Wt+ms	180.1	176.2	174.6	gr		
Vm	72	cm ³				Wtara	80.2	80.2	80.3	gr		
Vel. De carga	0.5	mm/min				Ww	6.7	7.4	5.5	gr		
						Ws	99.9	96	94.3	gr		
						w (%)	6.71	7.71	5.83	%		
Constante Anillo de Carga						DENSIDAD NATURAL						
0.446379 (kg/N° div.)							1	2	3			
						Ym	2.49	2.53	2.47	gr/cm ³		
			1 kg/cm ²			2 kg/cm ²			4 kg/cm ²			
Tiempo (min)	Desplaz. Hz (mm)	Área Corr. (cm ²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm ²)	
0.000	0	36.00	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	
0.500	0.025	35.85	1.0	0.446	0.012	4.0	1.786	0.050	9.0	4.017	0.112	
1.000	0.050	35.70	2.0	0.893	0.025	13.0	5.803	0.163	17.0	7.588	0.213	
1.500	0.075	35.55	5.0	2.232	0.063	18.0	8.035	0.226	26.0	11.606	0.326	
2.000	0.100	35.40	8.0	3.571	0.101	24.0	10.713	0.303	39.0	17.409	0.492	
2.500	0.125	35.25	12.0	5.357	0.152	29.0	12.945	0.367	50.0	22.319	0.633	
3.000	0.150	35.10	15.0	6.696	0.191	34.0	15.177	0.432	61.0	27.229	0.776	
3.500	0.175	34.95	19.0	8.481	0.243	40.0	17.855	0.511	73.0	32.586	0.932	
4.000	0.200	34.80	23.0	10.267	0.295	47.0	20.980	0.603	82.0	36.603	1.052	
4.500	0.225	34.65	27.0	12.052	0.348	53.0	23.658	0.683	95.0	42.406	1.224	
5.000	0.250	34.50	30.0	13.391	0.388	59.0	26.336	0.763	112.0	49.994	1.449	
5.500	0.275	34.35	33.0	14.731	0.429	63.0	28.122	0.819	127.0	56.690	1.650	
6.000	0.300	34.20	36.0	16.070	0.470	67.0	29.907	0.874	138.0	61.600	1.801	
6.500	0.325	34.05	42.0	18.748	0.551	72.0	32.139	0.944	148.0	66.064	1.940	
7.000	0.350	33.90	47.0	20.980	0.619	76.0	33.925	1.001	156.0	69.635	2.054	
7.500	0.375	33.75	51.0	22.765	0.675	81.0	36.157	1.071	165.0	73.653	2.182	
8.000	0.400	33.60	54.0	24.104	0.717	85.0	37.942	1.129	172.0	76.777	2.285	
8.500	0.425	33.45	56.0	24.997	0.747	88.0	39.281	1.174	179.0	79.902	2.389	
9.000	0.450	33.30				90.0	40.174	1.206	183.0	81.687	2.453	
9.500	0.475	33.15				91.0	40.620	1.225	185.0	82.580	2.491	

Figura 5.23 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-3.

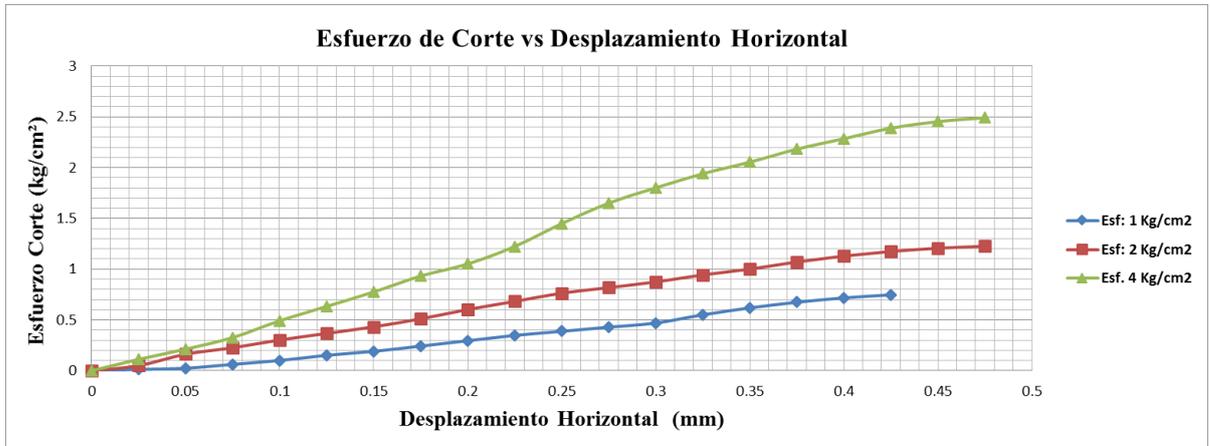
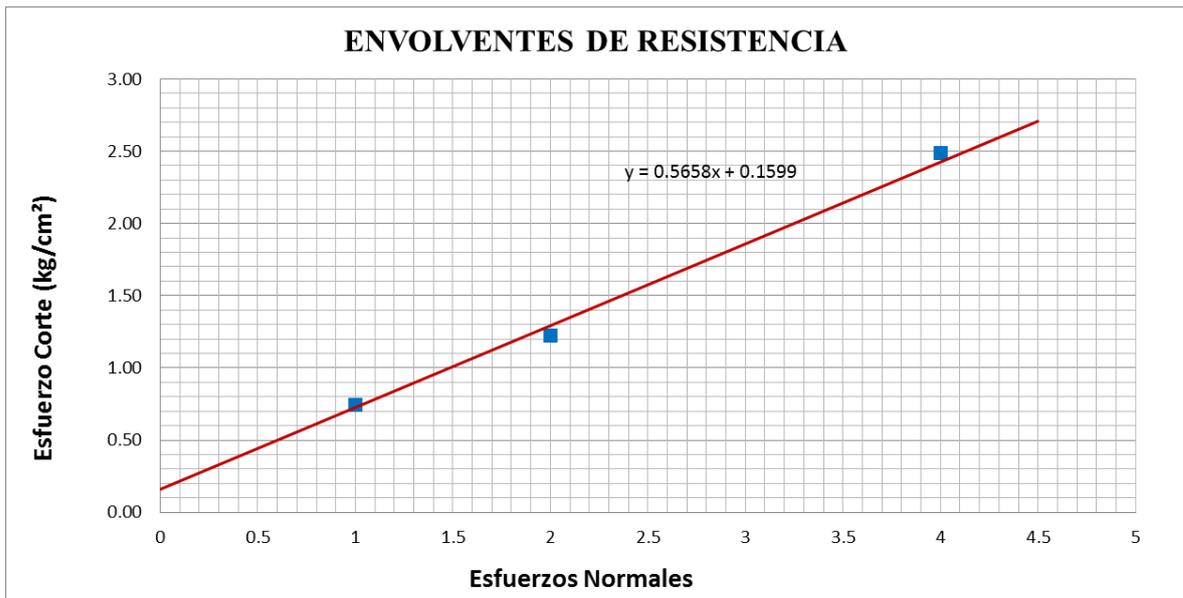


Figura 5.24 Envolvente de Resistencia CD-3.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.747
2	2	1.225
3	4	2.491

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.16 kg/cm ²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	29.25 °

Tabla 5.32 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 03

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 03		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203420,26 E 783793,27		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	29,50	°	30	°
Peso específico suelo, γ :	1,60	gr/cm ³	0,0016	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,26	kg/cm ²
Cohesión, c:	0,16	kg/cm ²	0,16	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	AM	675,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	
Para ϕ igual a 0 =>				
	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi\text{tag}\phi} =$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	5,14		
	$N\gamma=2*(Nq-1)\cdot\text{tag}\phi =$	0,00		
Para ϕ distinto de 0 =>				
	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,51	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi\text{tag}\phi} =$	17,39	11,59	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	28,97	19,31	
	$N\gamma=2*(Nq+1)\cdot\text{tag}\phi =$	20,81	13,87	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = (\frac{2}{3} \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES		
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0,867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0,867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,96	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	3,18	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación circular qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	3,09	kg/cm ²	

Tabla 5.33 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 04

Tabla 5.33 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 04 ASTM D 3080												
TESIS:	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE DPL Y CORTE DIRECTO EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA											
UBICACIÓN:	LLACANORA - CAJAMARCA					TESISTA:	Waldir Frakling Caro Linares					
ESTRATO:	2					FECHA:	Febrero de 2017					
CALICATA N°	N° 04 - Profundidad = 1.60 m					SUELO:	ML					
						MUESTRA:	Inalterada					
DATOS MUESTRA DE CORTE						CONTENIDO DE HUMEDAD:						
Lado	6	cm					1	2	3			
Altura	2	cm				Wt+mh	188.8	191.3	187.2	gr		
Área	36	cm ²				Wt+ms	183.5	186	181.8	gr		
Vm	72	cm ³				Wtara	73.6	73.6	73.5	gr		
Vel. De carga	0.5	mm/min				Ww	5.3	5.3	5.4	gr		
						Ws	109.9	112.4	108.3	gr		
						w (%)	4.82	4.72	4.99	%		
Constante Anillo de Carga						DENSIDAD NATURAL						
	0.446379	(kg/N° div.)					1	2	3			
						Ym	2.45	2.38	2.31	gr/cm ³		
			1 kg/cm ²			2 kg/cm ²			4 kg/cm ²			
Tiempo (min)	Desplaz. Hz (mm)	Área Corr. (cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	
0.000	0	36.00	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	
0.500	0.025	35.85	2.0	0.893	0.025	4.0	1.786	0.050	10.0	4.464	0.125	
1.000	0.050	35.70	3.0	1.339	0.038	11.0	4.910	0.138	19.0	8.481	0.238	
1.500	0.075	35.55	6.0	2.678	0.075	19.0	8.481	0.239	25.0	11.159	0.314	
2.000	0.100	35.40	12.0	5.357	0.151	26.0	11.606	0.328	36.0	16.070	0.454	
2.500	0.125	35.25	18.0	8.035	0.228	34.0	15.177	0.431	46.0	20.533	0.583	
3.000	0.150	35.10	23.0	10.267	0.292	41.0	18.302	0.521	59.0	26.336	0.750	
3.500	0.175	34.95	29.0	12.945	0.370	54.0	24.104	0.690	74.0	33.032	0.945	
4.000	0.200	34.80	32.0	14.284	0.410	61.0	27.229	0.782	87.0	38.835	1.116	
4.500	0.225	34.65	35.0	15.623	0.451	65.0	29.015	0.837	101.0	45.084	1.301	
5.000	0.250	34.50	39.0	17.409	0.505	69.0	30.800	0.893	117.0	52.226	1.514	
5.500	0.275	34.35	40.0	17.855	0.520	73.0	32.586	0.949	131.0	58.476	1.702	
6.000	0.300	34.20	42.0	18.748	0.548	79.0	35.264	1.031	138.0	61.600	1.801	
6.500	0.325	34.05	44.0	19.641	0.577	85.0	37.942	1.114	143.0	63.832	1.875	
7.000	0.350	33.90	46.0	20.533	0.606	90.0	40.174	1.185	146.0	65.171	1.922	
7.500	0.375	33.75	47.0	20.980	0.622	92.0	41.067	1.217	149.0	66.510	1.971	
8.000	0.400	33.60				94.0	41.960	1.249	151.0	67.403	2.006	
8.500	0.425	33.45							153.0	68.296	2.042	

Figura 5.25 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-4.

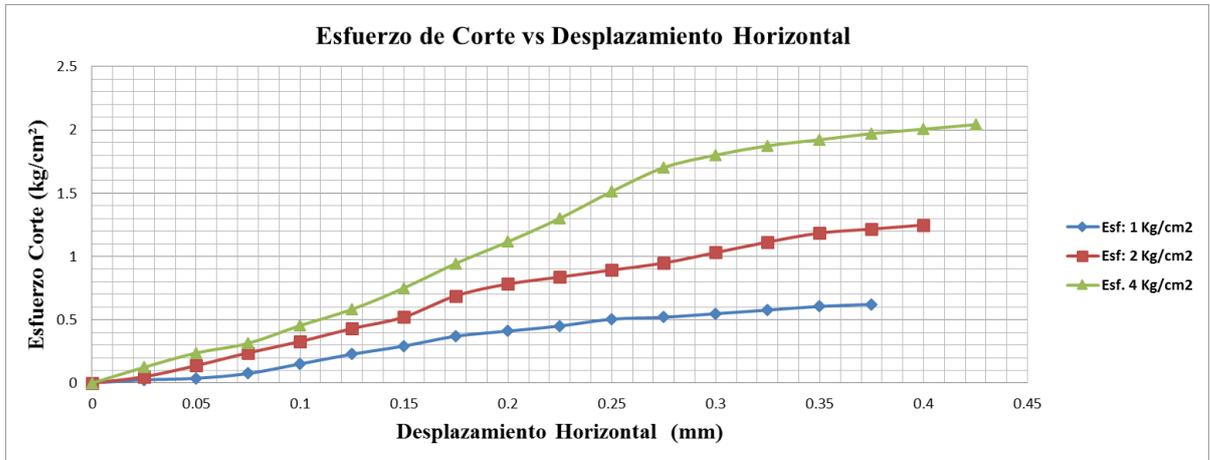
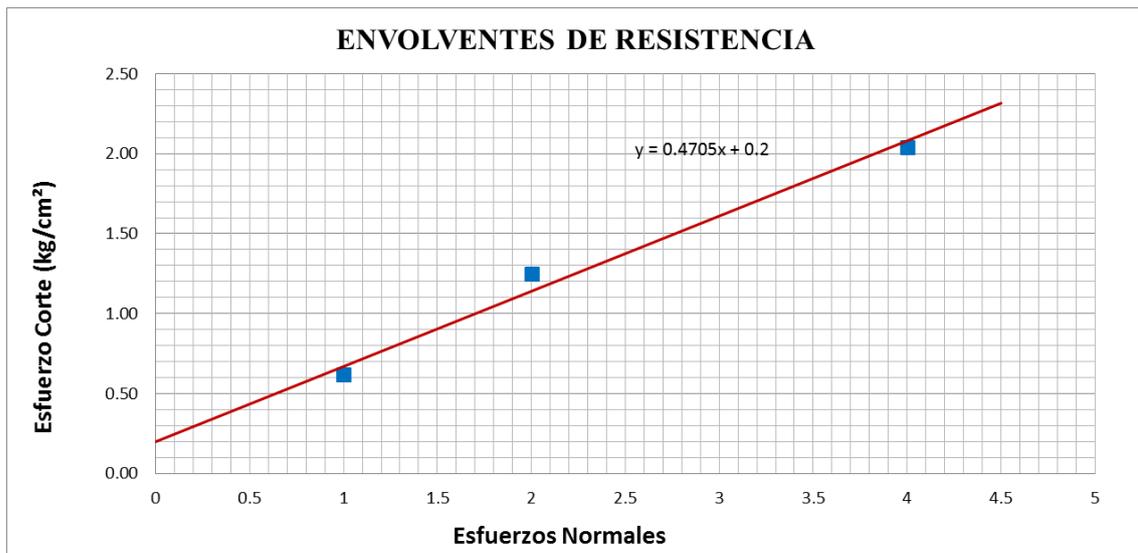


Figura 5.26 Envoltente de Resistencia CD-4.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.622
2	2	1.249
3	4	2.042

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.20 kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	25.20 °

Tabla 5.34 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 04

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUIPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 04		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203372,84 E 783688,93		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	25,20	°	25	°
Peso específico suelo, γ :	1,59	gr/cm ³	0,0016	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,25	kg/cm ²
Cohesión, c:	0,20	kg/cm ²	0,20	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	II	0,33	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	II	1100,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	
Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{\text{ctg}\phi}$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi$	5,14		
	$N\gamma=2 \cdot (Nq-1) \cdot \text{tag}\phi$	0,00		
Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,44	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{\text{ctg}\phi}$	10,89	7,26	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi$	21,02	14,01	
	$N\gamma=2 \cdot (Nq+1) \cdot \text{tag}\phi$	11,19	7,46	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = \left(\frac{2}{3} \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma\right)$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES		
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0,867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0,867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua q_{adm} =	$\left(\frac{q_h}{F}\right)$	2,09	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada q_{adm} =	$\left(\frac{q_h}{F}\right)$	2,33	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación circular q_{adm} =	$\left(\frac{q_h}{F}\right)$	2,28	kg/cm ²	

Tabla 5.35 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 05

Tabla 5.35 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 05 ASTM D 3080															
TESIS:	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE DPL Y CORTE DIRECTO EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA														
UBICACIÓN:	LLACANORA - CAJAMARCA					TESISTA:	Waldir Frakling Caro Linares								
ESTRATO:	2					FECHA:	Febrero de 2017								
CALICATA N°	N° 05 - Profundidad = 1.60 m					SUELO:	ML								
						MUESTRA:	Inalterada								
DATOS MUESTRA DE CORTE						CONTENIDO DE HUMEDAD:									
Lado	6	cm					1			2			3		
Altura	2	cm				Wt+mh	186.8	183.6	180.1	gr					
Área	36	cm ²				Wt+ms	180.1	176.2	174.6	gr					
Vm	72	cm ³				Wtara	80.2	80.2	80.3	gr					
Vel. De carga	0.5	mm/min				Ww	6.7	7.4	5.5	gr					
						Ws	99.9	96	94.3	gr					
						w (%)	6.71	7.71	5.83	%					
Constante Anillo de Carga						DENSIDAD NATURAL									
	0.446379	(kg/N° div.)					1			2			3		
						Ym	2.49	2.53	2.47	gr/cm ³					
							1 kg/cm ²			2 kg/cm ²			4 kg/cm ²		
Tiempo (min)	Desplaz. Hz (mm)	Área Corr. (cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)				
0.000	0	36.00	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000				
0.500	0.025	35.85	1.0	0.446	0.012	3.0	1.339	0.037	11.0	4.910	0.137				
1.000	0.050	35.70	2.0	0.893	0.025	8.0	3.571	0.100	23.0	10.267	0.288				
1.500	0.075	35.55	4.0	1.786	0.050	15.0	6.696	0.188	35.0	15.623	0.439				
2.000	0.100	35.40	7.0	3.125	0.088	25.0	11.159	0.315	42.0	18.748	0.530				
2.500	0.125	35.25	9.0	4.017	0.114	33.0	14.731	0.418	54.0	24.104	0.684				
3.000	0.150	35.10	11.0	4.910	0.140	40.0	17.855	0.509	68.0	30.354	0.865				
3.500	0.175	34.95	14.0	6.249	0.179	47.0	20.980	0.600	82.0	36.603	1.047				
4.000	0.200	34.80	17.0	7.588	0.218	53.0	23.658	0.680	93.0	41.513	1.193				
4.500	0.225	34.65	20.0	8.928	0.258	58.0	25.890	0.747	104.0	46.423	1.340				
5.000	0.250	34.50	23.0	10.267	0.298	63.0	28.122	0.815	114.0	50.887	1.475				
5.500	0.275	34.35	28.0	12.499	0.364	68.0	30.354	0.884	123.0	54.905	1.598				
6.000	0.300	34.20	32.0	14.284	0.418	72.0	32.139	0.940	132.0	58.922	1.723				
6.500	0.325	34.05	34.0	15.177	0.446	76.0	33.925	0.996	141.0	62.939	1.848				
7.000	0.350	33.90	36.0	16.070	0.474	80.0	35.710	1.053	148.0	66.064	1.949				
7.500	0.375	33.75	40.0	17.855	0.529	84.0	37.496	1.111	155.0	69.189	2.050				
8.000	0.400	33.60	43.0	19.194	0.571	87.0	38.835	1.156	161.0	71.867	2.139				
8.500	0.425	33.45	46.0	20.533	0.614	91.0	40.620	1.214	165.0	73.653	2.202				
9.000	0.450	33.30	49.0	21.873	0.657	95.0	42.406	1.273	168.0	74.992	2.252				
9.500	0.475	33.15	51.0	22.765	0.687	101.0	45.084	1.360	171.0	76.331	2.303				
10.000	0.500	33.00	53.0	23.658	0.717	103.0	45.977	1.393	173.0	77.224	2.340				
10.500	0.525	32.85	54.0	24.104	0.734	105.0	46.870	1.427	175.0	78.116	2.378				
11.000	0.550	32.70	54.0	24.104	0.737										

Figura 5.27 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-5.

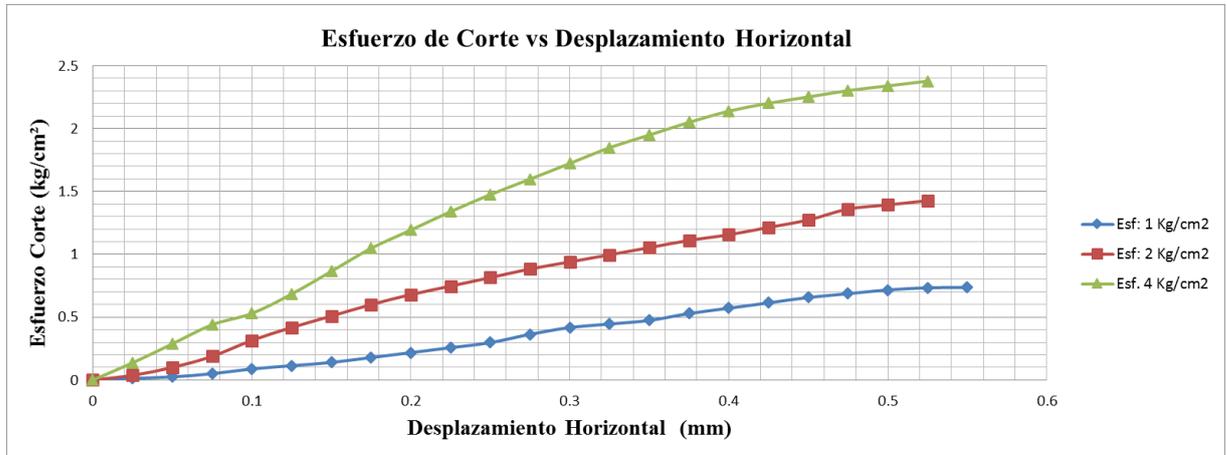
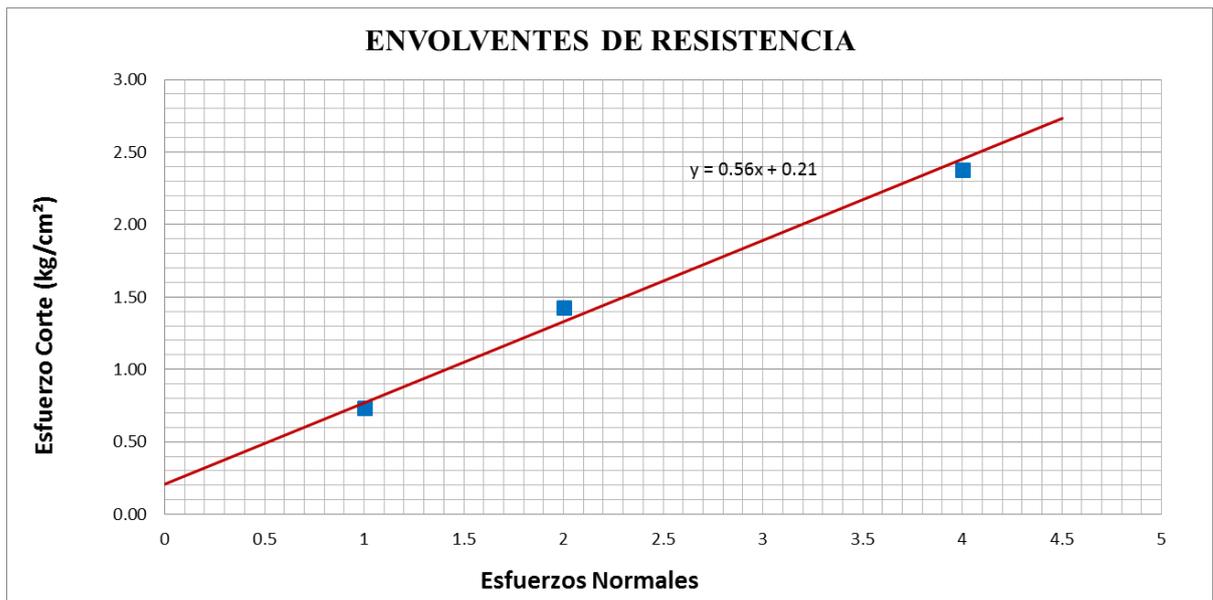


Figura 5.28 Envoltente de Resistencia CD-5.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.737
2	2	1.427
3	4	2.378

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.21 kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	29.25 °

Tabla 5.36 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 05

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUIPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 05		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203481,44 E 783528,22		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	25,60	$^{\circ}$	26	$^{\circ}$
Peso específico suelo, γ :	1,59	gr/cm^3	0,0016	kg/cm^3
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,25	kg/cm^2
Cohesión, c:	0,21	kg/cm^2	0,21	kg/cm^2
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	60,00	Tn	60000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	AM	675,00	Tn/m^2	
Forma de Zapata	Cuadrada			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	112	56	82	
Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\text{tag}\phi}=\text{---}$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi=\text{---}$	5,14		
	$N\gamma=2*(Nq-1)\cdot \text{tag}\phi=\text{---}$	0,00		
Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,45	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\text{tag}\phi}=\text{---}$	11,36	7,57	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi=\text{---}$	21,62	14,42	
	$N\gamma=2*(Nq+1)\cdot \text{tag}\phi=\text{---}$	11,84	7,90	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = (\frac{2}{3}c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$		SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES	
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua $q_{adm}=\text{---}$	$(\frac{q_h}{F})$	2,22	kg/cm^2	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada $q_{adm}=\text{---}$	$(\frac{q_h}{F})$	2,48	kg/cm^2	
Capacidad Admisible cimentación circular $q_{adm}=\text{---}$	$(\frac{q_h}{F})$	2,43	kg/cm^2	

Tabla 5.37 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 06

Tabla 5.37 Ensayo de Corte Directo Calicata N° 06 ASTM D 3080															
TESIS:	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE DPL Y CORTE DIRECTO EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA														
UBICACIÓN:	LLACANORA - CAJAMARCA					TESISTA:	Waldir Frakling Caro Linares								
ESTRATO:	2					FECHA:	Febrero de 2017								
CALICATA N°	N° 06 - Profundidad = 1.60 m					SUELO:	ML								
						MUESTRA:	Inalterada								
DATOS MUESTRA DE CORTE						CONTENIDO DE HUMEDAD:									
Lado	6	cm					1			2			3		
Altura	2	cm				Wt+mh	172.6	184.3	181.8	gr					
Área	36	cm ²				Wt+ms	165.7	176.2	171.9	gr					
Vm	72	cm ³				Wtara	28.3	28.2	28.3	gr					
Vel. De carga	0.5	mm/min				Ww	6.9	8.1	9.9	gr					
						Ws	137.4	148	143.6	gr					
						w (%)	5.02	5.47	6.89	%					
Constante Anillo de Carga						DENSIDAD NATURAL									
	0.446379	(kg/N° div.)					1			2			3		
						Ym	2.64	2.54	2.49	gr/cm ³					
							1 kg/cm²			2 kg/cm²			4 kg/cm²		
Tiempo (min)	Desplaz. Hz (mm)	Área Corr. (cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)	Def. Carga (N° Div)	Fza. Corte (kg)	Esf. Cort. (kg/cm²)				
0.000	0	36.00	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000				
0.500	0.025	35.85	1.0	0.446	0.012	2.0	0.893	0.025	12.0	5.357	0.149				
1.000	0.050	35.70	2.0	0.893	0.025	7.0	3.125	0.088	24.0	10.713	0.300				
1.500	0.075	35.55	5.0	2.232	0.063	14.0	6.249	0.176	36.0	16.070	0.452				
2.000	0.100	35.40	8.0	3.571	0.101	26.0	11.606	0.328	43.0	19.194	0.542				
2.500	0.125	35.25	11.0	4.910	0.139	35.0	15.623	0.443	55.0	24.551	0.696				
3.000	0.150	35.10	14.0	6.249	0.178	41.0	18.302	0.521	69.0	30.800	0.877				
3.500	0.175	34.95	18.0	8.035	0.230	50.0	22.319	0.639	82.0	36.603	1.047				
4.000	0.200	34.80	20.0	8.928	0.257	53.0	23.658	0.680	94.0	41.960	1.206				
4.500	0.225	34.65	23.0	10.267	0.296	59.0	26.336	0.760	103.0	45.977	1.327				
5.000	0.250	34.50	28.0	12.499	0.362	64.0	28.568	0.828	115.0	51.334	1.488				
5.500	0.275	34.35	33.0	14.731	0.429	69.0	30.800	0.897	122.0	54.458	1.585				
6.000	0.300	34.20	37.0	16.516	0.483	73.0	32.586	0.953	131.0	58.476	1.710				
6.500	0.325	34.05	40.0	17.855	0.524	77.0	34.371	1.009	140.0	62.493	1.835				
7.000	0.350	33.90	42.0	18.748	0.553	81.0	36.157	1.067	149.0	66.510	1.962				
7.500	0.375	33.75	44.0	19.641	0.582	85.0	37.942	1.124	156.0	69.635	2.063				
8.000	0.400	33.60	45.0	20.087	0.598	87.0	38.835	1.156	159.0	70.974	2.112				
8.500	0.425	33.45	47.0	20.980	0.627	89.0	39.728	1.188	163.0	72.760	2.175				
9.000	0.450	33.30	48.0	21.426	0.643				165.0	73.653	2.212				
9.500	0.475	33.15	49.0	21.873	0.660				168.0	74.992	2.262				

Figura 5.29 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-6.

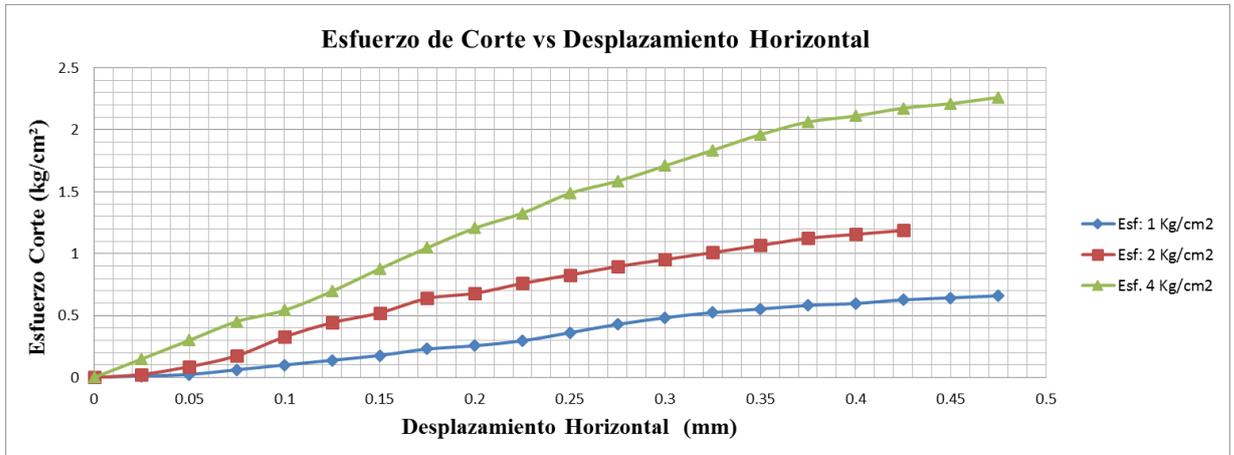
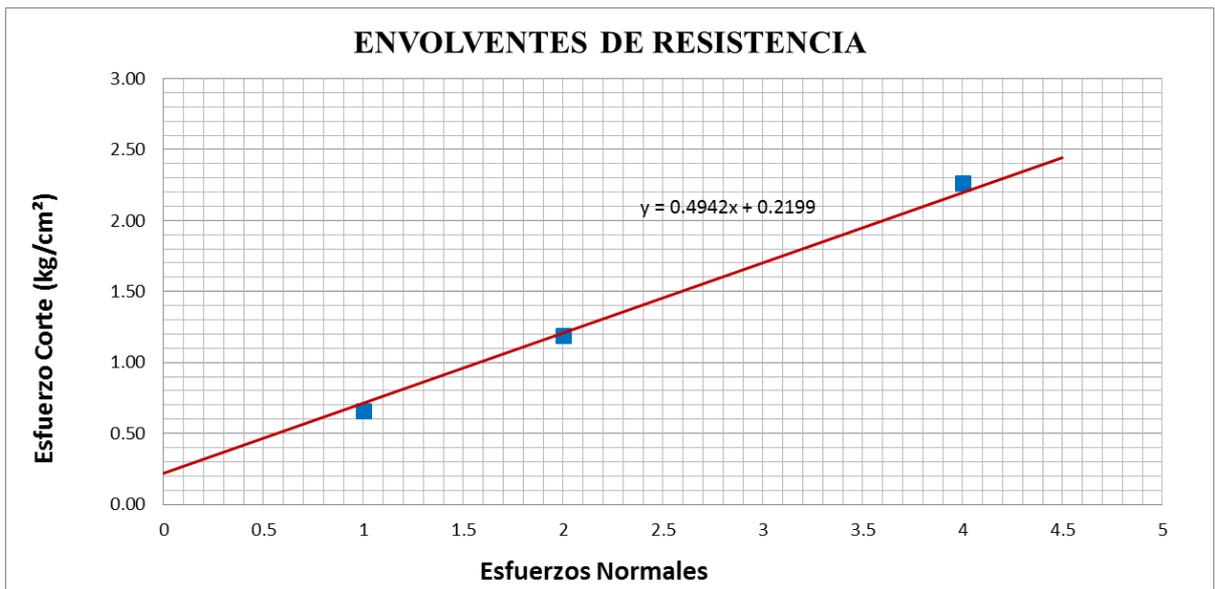


Figura 5.30 Envoltente de Resistencia CD-6.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.660
2	2	1.188
3	4	2.262

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.22 kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	26.30 °

Tabla 5.38 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 06

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUIPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 06		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203523,02 E 783612,85		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	26,30	°	26	°
Peso específico suelo, γ :	1,59	gr/cm ³	0,0016	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,25	kg/cm ³
Cohesión, c:	0,22	kg/cm ²	0,22	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	AM	675,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	
Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\text{tag}\phi} =$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	5,14		
	$N\gamma=2*(Nq-1)\cdot \text{tag}\phi =$	0,00		
Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,46	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\text{tag}\phi} =$	12,24	8,16	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	22,74	15,16	
	$N\gamma=2*(Nq+1)\cdot \text{tag}\phi =$	13,09	8,73	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = (\frac{2}{3}c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$		SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES	
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,43	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,71	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación circular qadm=	$(\frac{q_h}{F})$	2,65	kg/cm ²	

Figura 5.31 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-7.

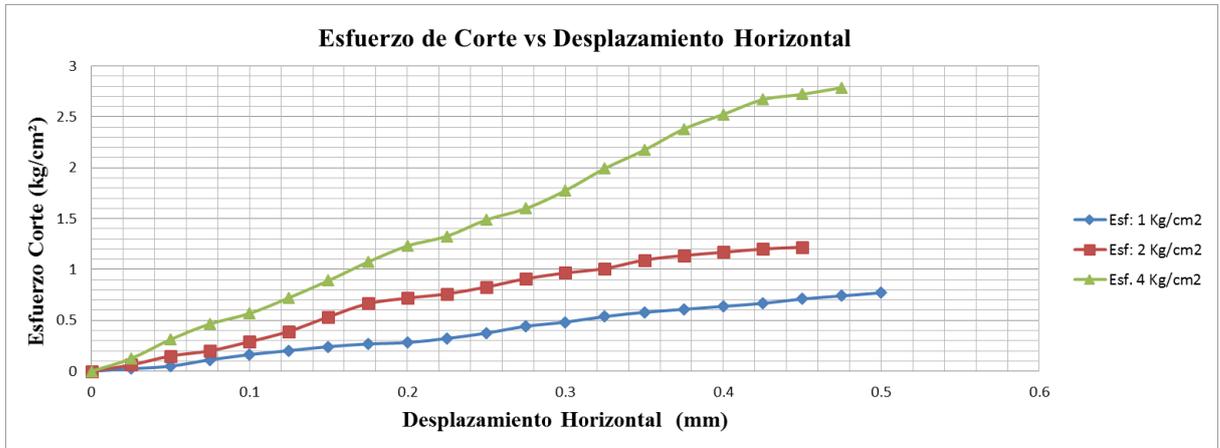
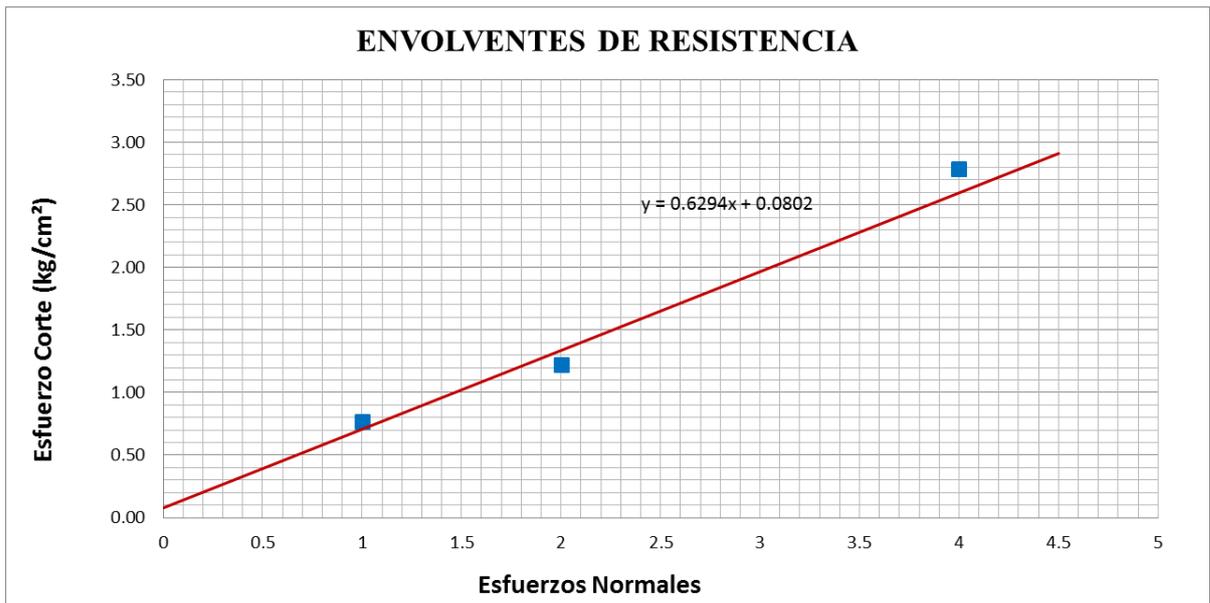


Figura 5.32 Envoltente de Resistencia CD-7.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.771
2	2	1.220
3	4	2.787

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.08 kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	32.20 °

Tabla 5.40 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 07

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 07		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203558,15 E 783705,97		
FECHA				
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno Ø:	32,20	°	32	°
Peso específico suelo, γ:	1,62	gr/cm ³	0,0016	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,26	kg/cm ³
Cohesión, c:	0,08	kg/cm ²	0,08	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AG	0,15	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	GS	9500,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	
Para φ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (φ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi\text{tag}\phi}=\$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi=\$	5,14		
	$N\gamma=2*(Nq-1)\cdot\text{tag}\phi=\$	0,00		
Para φ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (φ)=	0,56	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)\cdot e^{\pi\text{tag}\phi}=\$	23,73	15,82	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi=\$	36,09	24,06	
	$N\gamma=2*(Nq+1)\cdot\text{tag}\phi=\$	31,14	20,76	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_n = (\frac{2}{3}c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES		
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_n = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_n = (0.867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua qadm=	$(\frac{q_n}{F})$	3,36	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada qadm=	$(\frac{q_n}{F})$	3,42	kg/cm ²	
Capacidad Admisible cimentación circular qadm=	$(\frac{q_n}{F})$	3,29	kg/cm ²	

Figura 5.33 Esfuerzo de corte vs. Desplazamiento horizontal CD-8.

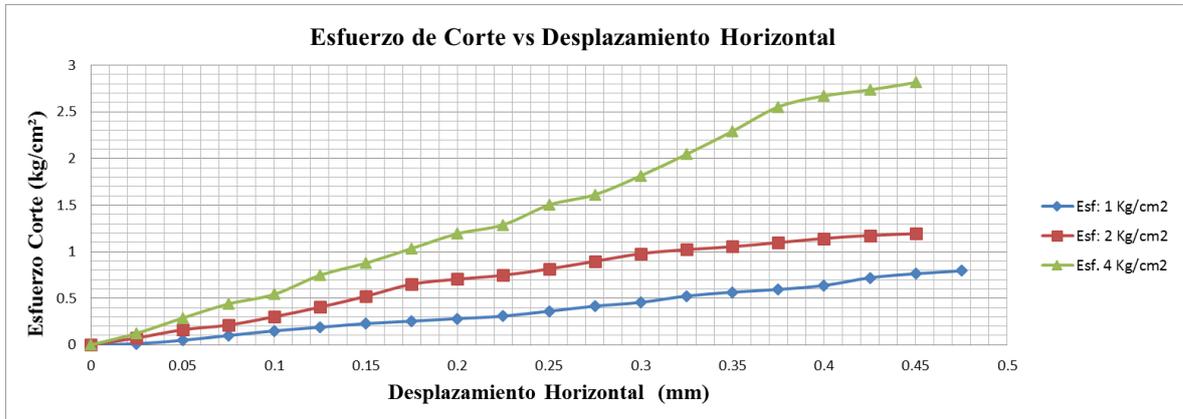
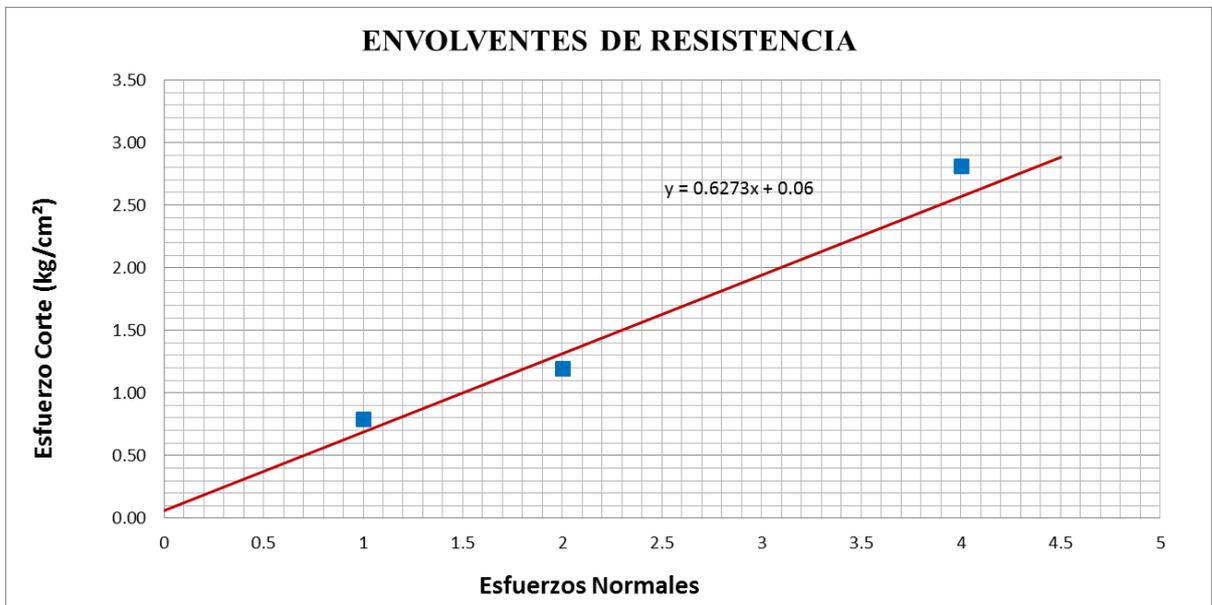


Figura 5.34 Envoltente de Resistencia CD-8.



ENVOLVENTE DE FALLA ESF CORTANTE -VS- ESF. NORMAL:

ENSAYO	ESF. NORMAL kg/cm ²	ESF.CORT. kg/cm ²
1	1	0.794
2	2	1.193
3	4	2.815

RESULTADOS:

COHESIÓN :	0.06 kg/cm²
ÁNGULO DE FRICCIÓN:	32.10 °

Tabla 5.42 Cálculo de capacidad portante Calicata N° 08

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE				
UBICACIÓN	:	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.		
CALICATA	:	N° 08		
PROFUNDIDAD	:	1.60 m		
COORDENADAS UTM	:	N 9203580,72 E 783782,02		
FECHA	:	FEBRERO DEL 2017		
DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	32,10	$^{\circ}$	32	$^{\circ}$
Peso específico suelo, γ :	1,62	gr/cm^3	0,0016	kg/cm^3
Profundidad cimentación, D:	1,60	m	160	cm
Tensión vertical, q:			0,26	kg/cm^3
Cohesión, c:	0,06	kg/cm^2	0,06	kg/cm^2
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	0,80	m	80	cm
Peso de la estructura:	55,00	Tn	55000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AD	0,30	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	GS	9500,00	Tn/m^2	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	
Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes	
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{\text{tag}\phi} =$	1,00		
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	5,14		
	$N\gamma=2 \cdot (Nq-1) \cdot \text{tag}\phi =$	0,00		
Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,56	Radianes	
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{\text{tag}\phi} =$	23,45	15,63	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi =$	35,79	23,86	
	$N\gamma=2 \cdot (Nq+1) \cdot \text{tag}\phi =$	30,68	20,45	
FORMULA GENERAL DE TERZAGHI				
CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h = (\frac{2}{3} \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$		SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES	
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h = (0,867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h = (0,867c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$			
Capacidad Admisible cimentación continua $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	3,17	kg/cm^2	
Capacidad Admisible cimentación cuadrada $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	3,18	kg/cm^2	
Capacidad Admisible cimentación circular $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	3,04	kg/cm^2	

Ensayo de Peso Unitario del agregado.

ENSAYO DE PESO UNITARIO DEL AGREGADO

NTP 400.017

TESIS:	CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE DPL Y CORTE DIRECTO EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA
---------------	--

UBICACIÓN:	LLACANORA - CAJAMARCA
-------------------	-----------------------

TESISTA:	Waldir Frakling Caro Linares
FECHA:	Febrero de 2017
MUESTRA:	Inalterada

MUESTRA	PESO FIOLA (gr)	PESO FIOLA + AGUA (gr)	PESO MUESTRA (gr)	PESO FIOLA + AGUA + MUESTRA (gr)	VOLUMEN DE MUESTRA (cm ³)	PESO ESPECIFICO DEL SUELO (gr/cm ³)
C-1	145	643	140	727	56	2.50
C-2	145	643	80	692	31	2.58
C-3	145	643	100	704	39	2.56
C-4	145	643	140	722	61	2.30
C-5	145	643	140	720	63	2.22
C-6	145	643	140	725	58	2.41
C-7	145	643	100	701	42	2.38
C-8	145	643	140	725	58	2.41

ANEXO A.4

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (DPL)

Tabla 5.43 Auscultación DPL – 1.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)								
UBICACIÓN		SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.						
AUSCULTACIÓN		Nº 01						
PROFUNDIDAD		1.60 m						
COORDENADAS UTM		N 9203502,69 E 783910,27						
FECHA		FEBRERO DEL 2017						
PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =
				DPL	suelo friccionante	s suelo cohesivo	Capacidad portante	
0,30	Material orgánico de color marrón oscuro cubierta por plantas nativas de la zona							
0,50	 Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón, amarillento claro, con algunos fragmentos rocosos.	SC		27	-	1,01	2,03	
1,00				36	-	1,35	2,70	
1,50				34	-	1,35	2,55	
2,00				36	-	1,35	2,70	
2,50	Formado por arenas arcillosas con limos, mezclas mal graduadas de arena, limo y arcilla compactadas, de color marrón, amarillento. No se encontró la napa freática	SM-SC		41	-	1,54	3,08	
3,00				50	-	1,875	3,75	

DATOS

prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}
0,1	30	1,1	43	2,1	35
0,2	27	1,2	33	2,2	37
0,3	17	1,3	34	2,3	36
0,4	28	1,4	34	2,4	31
0,5	39	1,5	41	2,5	30
0,6	30	1,6	38	2,6	43
0,7	31	1,7	36	2,7	40
0,8	22	1,8	30	2,8	40
0,9	36	1,9	31	2,9	45
1,0	22	2,0	32	3,0	50

Tabla 5.44 Auscultación DPL – 2.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
AUSCULTACIÓN	: N° 02
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203451,52 E 783869,93
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =	N° de golpes 10 cm
				DPL	suelo friccionante	suelo cohesivo	Capacidad portante		
0,30	Presenta un estrato de material orgánico cubierta de raíces de color marrón oscuro								
0,50	 Presenta arenas, arcillosas mezclas mal graduadas de arena y arcilla compactas de color marrón, amarillento claro, con algunos fragmentos rocosos. No se encontró la napa freática	SC		24	-	0,90	1,80		
1,00				36	-	1,35	2,70		
1,50				38	-	1,35	2,85		
2,20				44	-	1,65	3,30		
2,50				50	-	1,88	3,75		
3,00	REBOTE			50	-	1,875	3,75		

DATOS

prof.	N _{d₁₀}	prof.	N _{d₁₀}	prof.	N _{d₁₀}
0,1	11	1,1	30	2,1	44
0,2	20	1,2	38	2,2	48
0,3	19	1,3	40	2,3	42
0,4	17	1,4	39	2,4	46
0,5	16	1,5	44	2,5	50
0,6	22	1,6	35	2,6	
0,7	25	1,7	40	2,7	
0,8	25	1,8	40	2,8	
0,9	28	1,9	43	2,9	
1,0	29	2,0	46	3,0	

Tabla 5.45 Auscultación DPL – 3.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
AUSCULTACIÓN	: N° 03
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203416,58 E 783788,47
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =	N° de golpes 10 cm
				DPL	suelo friccionante	suelo cohesivo	Capacidad portante		
0,30	Presenta un estrato de material orgánico cubierta de raíces de color marrón oscuro								
0,50		SC		33	-	1,24	2,48		
1,00				39	-	1,46	2,93		
1,50				40	-	1,46	3,00		
2,20				46	-	1,73	3,45		
2,50				50	-	1,88	3,75		
3,00	REBOTE			50	-	1,875	3,75		

DAT OS

0,1	15	1,1	39	2,1	40
0,2	20	1,2	39	2,2	48
0,3	19	1,3	41	2,3	50
0,4	15	1,4	46	2,4	
0,5	16	1,5	38	2,5	
0,6	33	1,6	44	2,6	
0,7	31	1,7	40	2,7	
0,8	36	1,8	38	2,8	
0,9	30	1,9	30	2,9	
1,0	36	2,0	33	3,0	

Tabla 5.46 Auscultación DPL – 4.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)	
UBICACIÓN :	SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
AUSCULTACIÓN :	Nº 04
PROFUNDIDAD :	1.60 m
COORDENADAS UTM :	N 9203367,88 E 783692,56
FECHA :	FEBRERO DEL 2017

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DRL} =	Nº de golpes 10 cm
0,30	Presenta un estrato de material organico cubierta por pasto natural								
0,50		ML		44	-	1,65	3,30		
1,00				42	-	1,58	3,15		
1,50				47	-	1,58	3,53		
2,00				44	-	1,65	3,30		
2,50				50	-	1,88	3,75		
3,00	REBOTE			50	-	1,875	3,75		

DATOS

prof.	N _{DRL}	prof.	N _{DRL}	prof.	N _{DRL}
0,1	17	1,1	40	2,1	42
0,2	19	1,2	48	2,2	44
0,3	6	1,3	39	2,3	47
0,4	44	1,4	30	2,4	47
0,5	48	1,5	37	2,5	48
0,6	50	1,6	48	2,6	50
0,7	40	1,7	47	2,7	
0,8	42	1,8	48	2,8	
0,9	47	1,9	45	2,9	
1,0	40	2,0	40	3,0	

Tabla 5.47 Auscultación DPL – 5.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
AUSCULTACIÓN	: N° 05
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203483,57 E 783534,02
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =	N° de golpes 10 cm
				DPL	suelo friccionante	suelo cohesivo	Capacidad portante		
0,30	Material organico cubierta por pasto natural								
0,50		ML		28	-	1,05	2,10		
1,00				37	-	1,39	2,78		
1,50				43	-	1,39	3,23		
2,00				36	-	1,35	2,70		
2,50				50	-	1,88	3,75		
3,00	REBOTE			50	-	1,875	3,75		

DATOS

prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}
0,1	11	1,1	39	2,1	36
0,2	12	1,2	38	2,2	35
0,3	20	1,3	36	2,3	39
0,4	22	1,4	40	2,4	42
0,5	28	1,5	44	2,5	44
0,6	25	1,6	47	2,6	50
0,7	29	1,7	44	2,7	
0,8	32	1,8	38	2,8	
0,9	35	1,9	33	2,9	
1,0	37	2,0	41	3,0	

Tabla 5.48 Auscultación DPL – 6.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
AUSCULTACIÓN	: N° 06
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203518,11 E 783608,81
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =	N° de golpes 10 cm
				DPL	suelo friccionante	suelo cohesivo	Capacidad portante		
0,30	Material organico cubierta por pasto natural								
0,50		ML		21	-	0,79	1,58		
1,00				43	-	1,61	3,23		
1,50				42	-	1,61	3,15		
2,00				46	-	1,73	3,45		
2,50				50	-	1,88	3,75		
3,00	REBOTE			50	-	1,88	3,75		

Profundidad (m)	Nº de golpes
0,50	21
1,00	43
1,50	42
2,00	46
2,50	50
3,00	50

DATOS

prof.	N _{dpl}	prof.	N _{dpl}	prof.	N _{dpl}
0,1	15	1,1	40	2,1	48
0,2	21	1,2	45	2,2	45
0,3	10	1,3	44	2,3	45
0,4	10	1,4	35	2,4	48
0,5	12	1,5	33	2,5	46
0,6	14	1,6	39	2,6	50
0,7	18	1,7	40	2,7	50
0,8	32	1,8	48	2,8	50
0,9	34	1,9	46	2,9	50
1,0	44	2,0	47	3,0	50

Tabla 5.49 Auscultación DPL – 7.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)									
UBICACIÓN		SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.							
AUSCULTACIÓN		Nº 07							
PROFUNDIDAD		1.60 m							
COORDENADAS UTM		N 9203560,74 E 783710,77							
FECHA		FEBRERO DEL 2017							
PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	SUCS	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =	Nº de golpes 10 cm
				DPL	suelo friccionante	suelo cohesivo	Capacidad portante		
0,30	Materia orgánica cubierta por pasto natural								
0,50	 Está formado por gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla de color marrón claro, compactadas	GC		19	-	0,71	1,43		
1,00				35	-	1,31	2,63		
1,50				43	-	1,31	3,23		
2,00				50	-	1,88	3,75		
2,50	REBOTE			50	-	1,88	3,75		
3,00				50	-	1,88	3,75		

prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}
0,1	8	1,1	35	2,1	50
0,2	8	1,2	32	2,2	
0,3	10	1,3	38	2,3	
0,4	12	1,4	40	2,4	
0,5	15	1,5	45	2,5	
0,6	10	1,6	40	2,6	
0,7	22	1,7	44	2,7	
0,8	25	1,8	46	2,8	
0,9	29	1,9	48	2,9	
1,0	32	2,0	48	3,0	

Tabla 5.50 Auscultación DPL – 8.

AUSCULTACIÓN CON PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA (NTP 339.159)	
UBICACIÓN	: SIGUISPAMPA, DIST. LLACANORA, PROV. CAJAMARCA, DPTO. CAJAMARCA.
AUSCULTACIÓN	: N° 07
PROFUNDIDAD	: 1.60 m
COORDENADAS UTM	: N 9203560,74 E 783710,77
FECHA	: FEBRERO DEL 2017

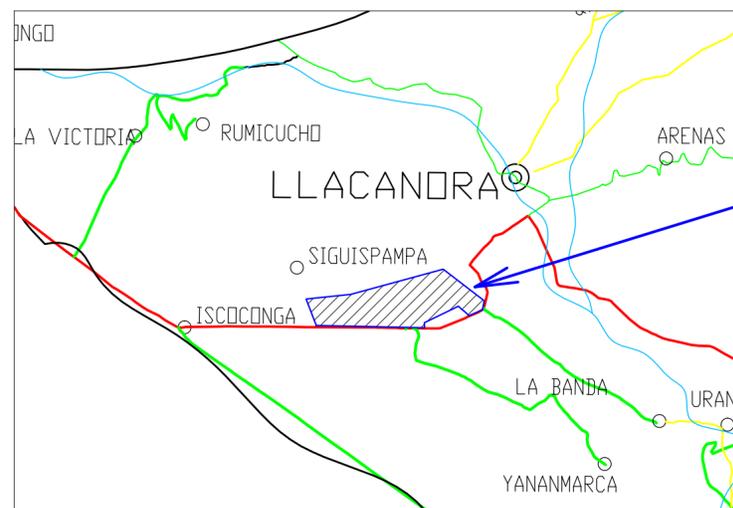
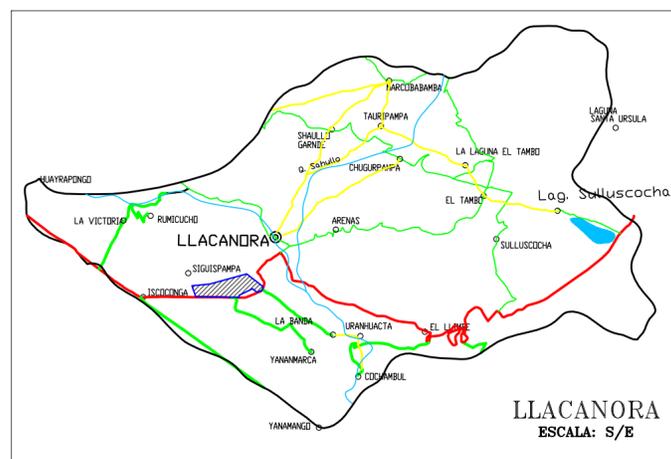
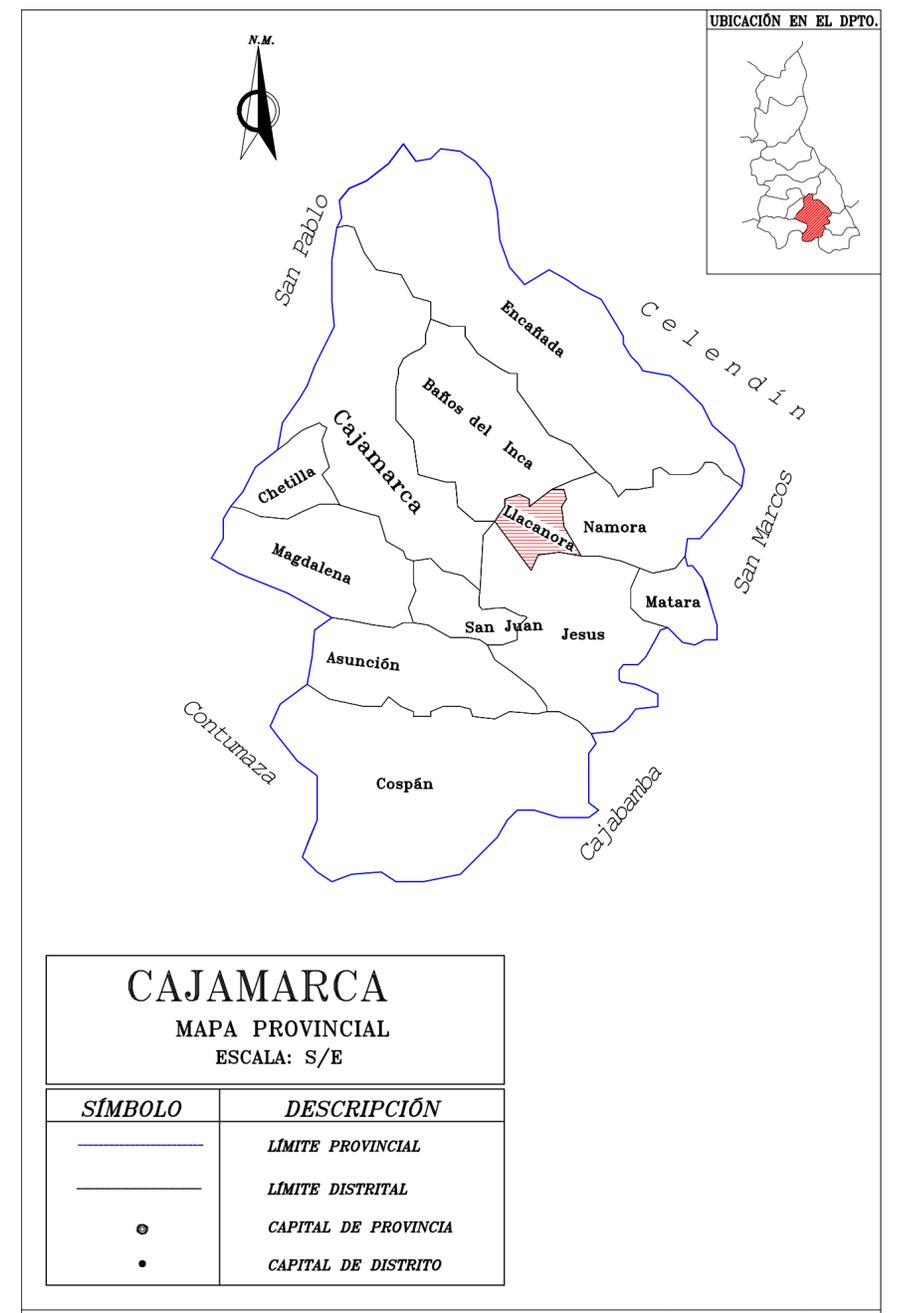
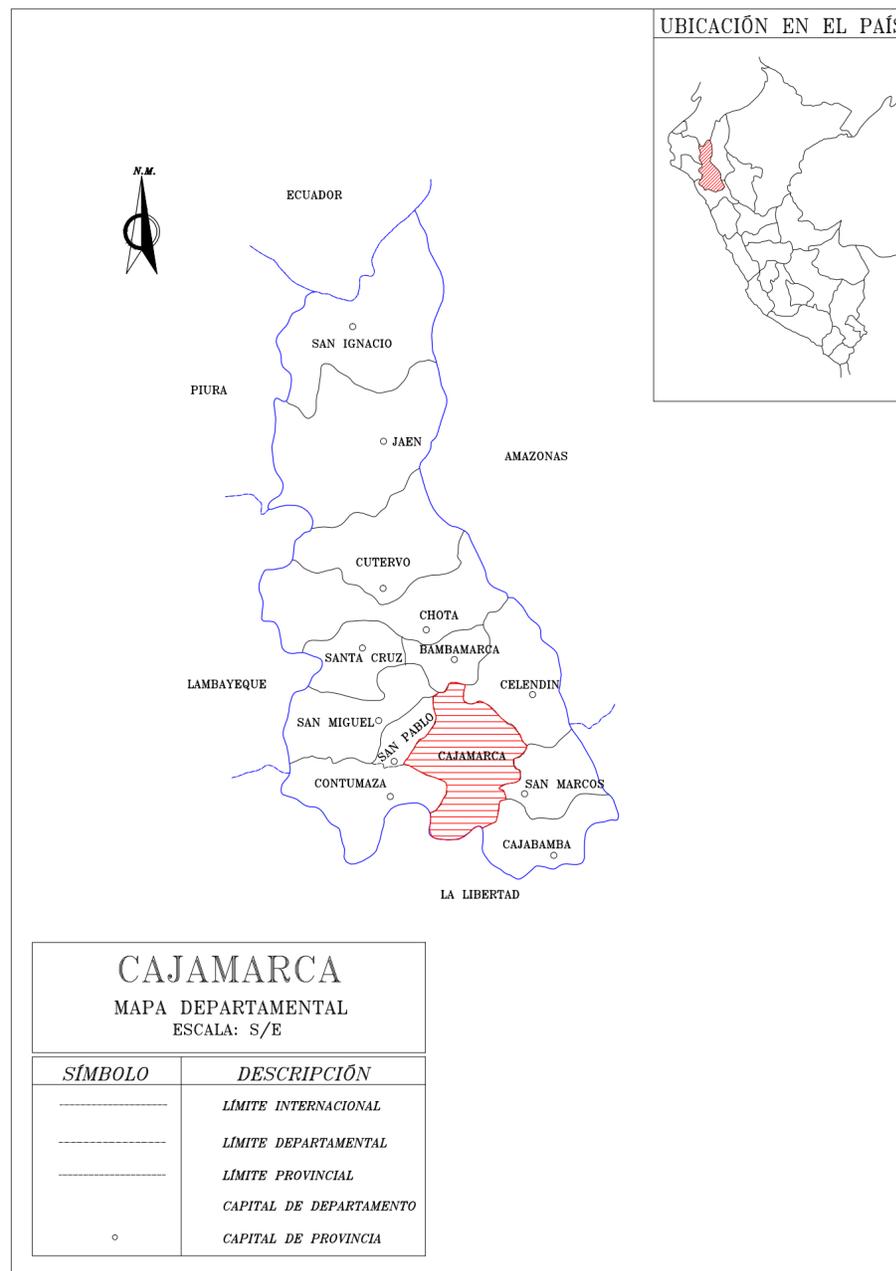
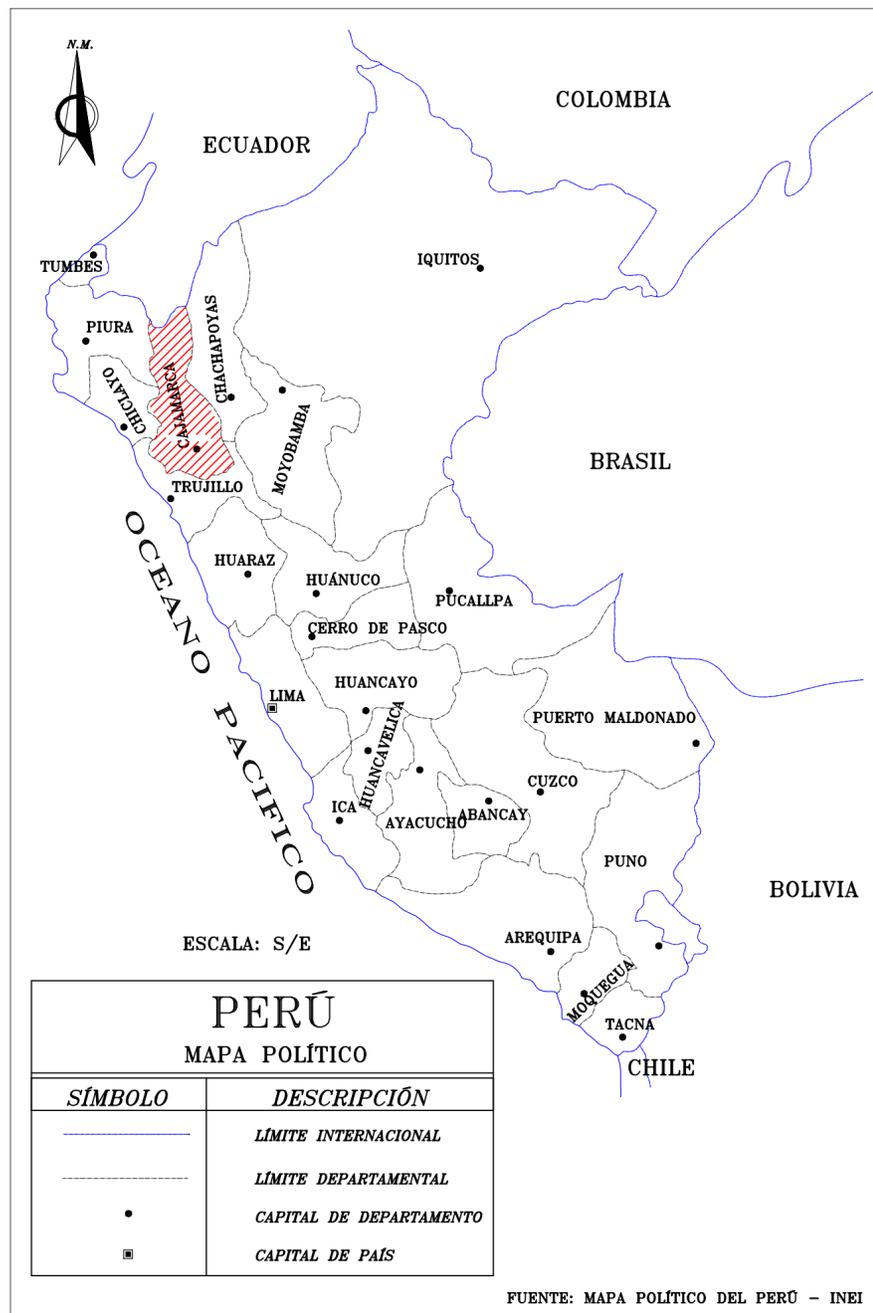
PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	SIMBOLOGIA	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
				N	F (°)	c (Kg/cm2)	qu (Kg/cm2)	N _{DPL} =
0,30	Material organico cubierta por pasto natural							
0,50	 Está formado por gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla de color marrón claro, compactadas	GC		25	-	0,94	1,88	
1,00				43	-	1,61	3,23	
1,50				46	-	1,61	3,45	
2,00				47	-	1,76	3,53	
2,50	REBOTE			50	-	1,88	3,45	
3,00				50	-	1,88	3,45	

DATOS

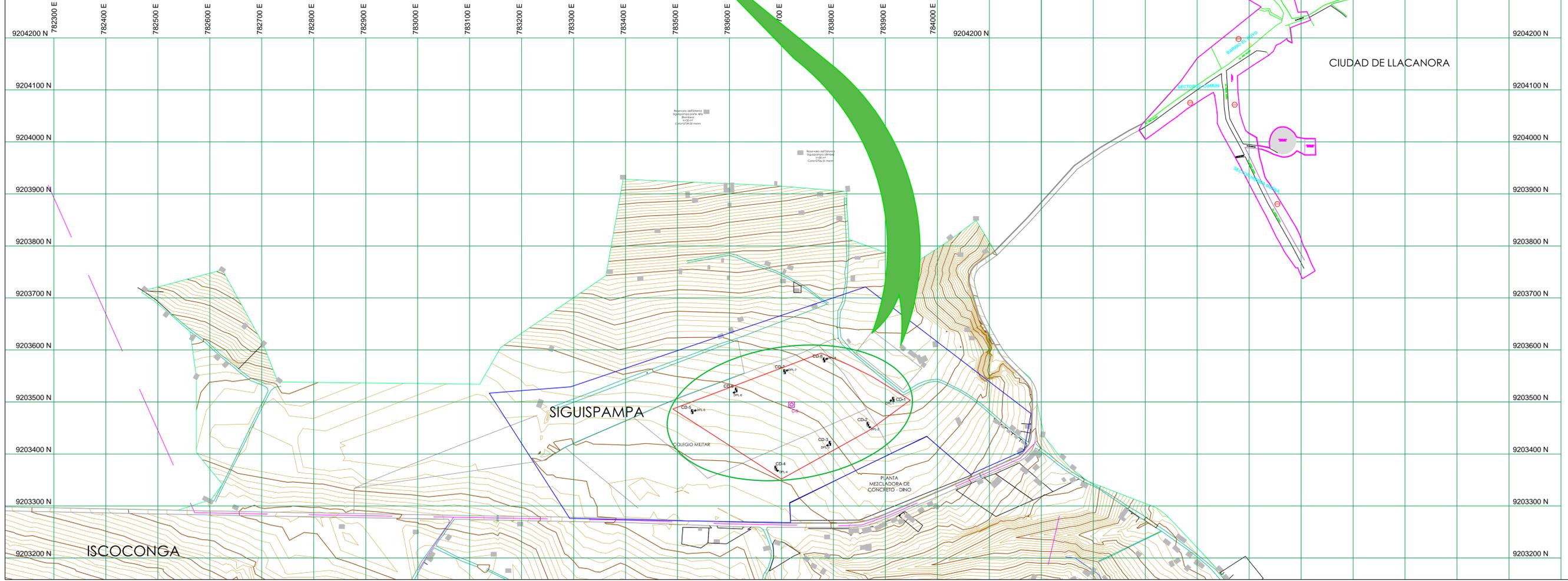
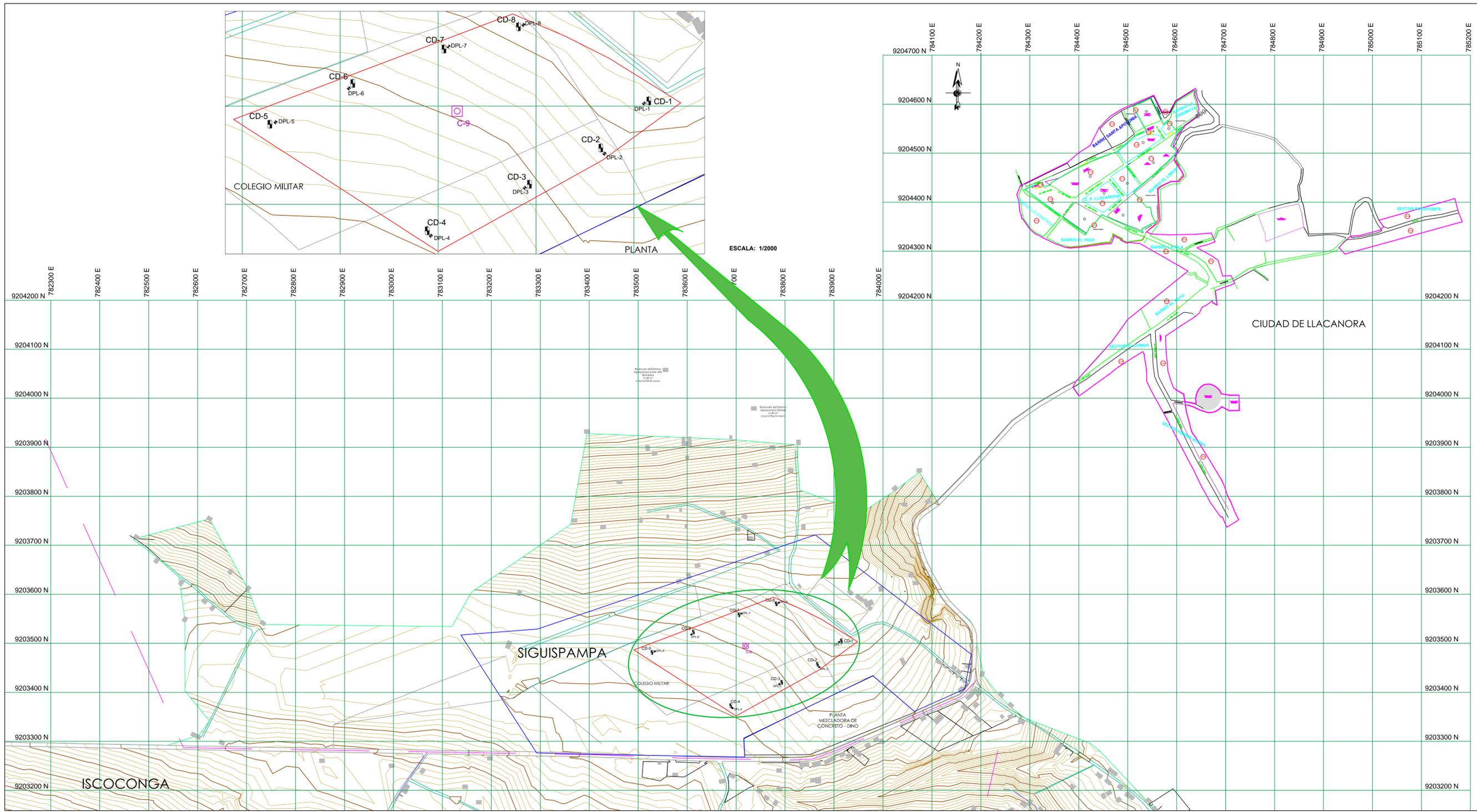
prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}	prof.	N _{DPL}
0,1	8	1,1	40	2,1	46
0,2	9	1,2	43	2,2	47
0,3	11	1,3	48	2,3	50
0,4	10	1,4	39	2,4	
0,5	19	1,5	40	2,5	
0,6	22	1,6	46	2,6	
0,7	27	1,7	45	2,7	
0,8	26	1,8	48	2,8	
0,9	30	1,9	47	2,9	
1,0	38	2,0	46	3,0	

ANEXO B

PLANOS



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA		
	TESIS: "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA"		
PLANO:	UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO		N° PLANO:
DISTRITO: LLACANORA	PROVINCIA: CAJAMARCA	REGION: CAJAMARCA	U-1
TESISTA: Bach. CARO LINARES WALDIR FRANKLING	FECHA: Mayo - 2018	ESCALA: INDICADA	



UBICACIÓN DE ENSAYOS DPL		
PERFORACIÓN	COORDENADAS UTM	
	ESTE (m)	NORTE (m)
DPL-1	783910.27	9203502.69
DPL-2	783869.93	9203451.52
DPL-3	783788.47	9203416.58
DPL-4	783692.56	9203367.88
DPL-5	783534.02	9203483.57
DPL-6	783608.81	9203518.11
DPL-7	783710.77	9203560.74
DPL-8	783787.15	9203582.75

UBICACIÓN DE CALICATAS		
CALICATA	COORDENADAS UTM	
	ESTE (m)	NORTE (m)
C-1	783915.14	9203505.13
C-2	783866.17	9203457.17
C-3	783793.27	9203420.26
C-4	783688.93	9203372.84
C-5	783528.22	9203481.44
C-6	783612.85	9203523.02
C-7	783705.97	9203558.15
C-8	783782.02	9203580.72
C-9	783743.46	9203494.62

Usada para Perfil Estratigráfico

LEYENDA

- LIMITE DISTRITAL
- LIMITE DISTRITAL URBANO
- LIMITE DE HABILITACION URBANA
- LIMITE DE MANZANA
- ZONA DE EXPANSION URBANA
- EXPLORACIONES (CALICATAS)
- PENETRACION ENSAYO DPL
- CALICATA USADA PARA ESTRATIGRAFIA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

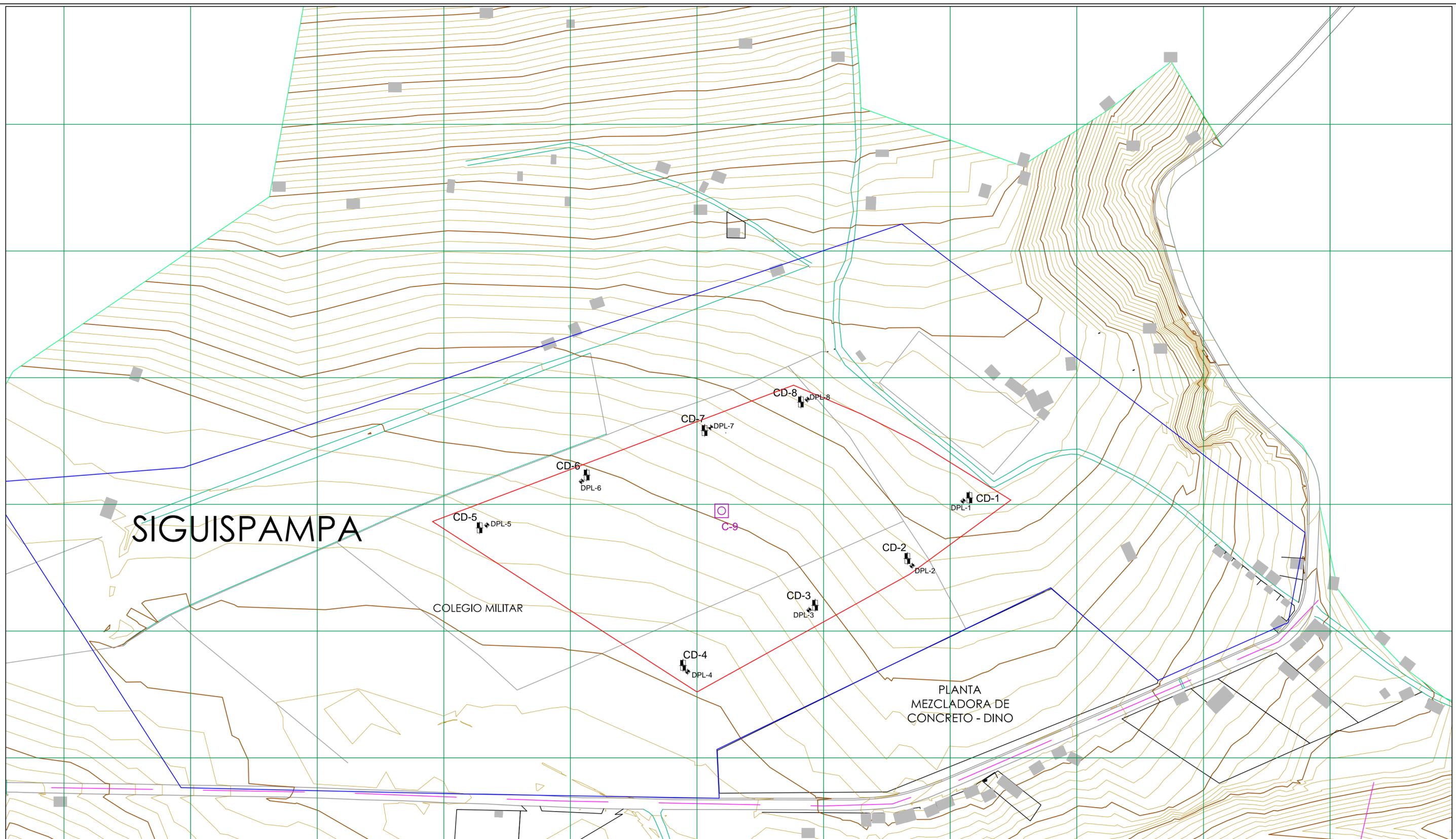
FESE: "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA"

PLANO: **UBICACION DE CALICATAS Y ENSAYOS DPL** Nº PLANO: **U-2**

DISTRITO: LLACANORA PROVINCIA: CAJAMARCA REGION: CAJAMARCA

REGISTA: Bach. CARO LINARES WALDIR FRANKLING FECHA: Mayo - 2018 ESCALA: INDICADA

ESCALA: 1:4000



SIGÜISPAMPA

COLEGIO MILITAR

PLANTA MEZCLADORA DE CONCRETO - DINO

UBICACIÓN DE ENSAYOS DPL		
PERFORACIÓN	COORDENADAS UTM	
	ESTE (m)	NORTE (m)
DPL-1	783910.27	9203502.69
DPL-2	783869.93	9203451.52
DPL-3	783788.47	9203416.58
DPL-4	783692.56	9203367.88
DPL-5	783534.02	9203483.57
DPL-6	783608.81	9203518.11
DPL-7	783710.77	9203560.74
DPL-8	783787.15	9203582.75

UBICACIÓN DE CALICATAS		
CALICATA	COORDENADAS UTM	
	ESTE (m)	NORTE (m)
C-1	783915.14	9203505.13
C-2	783866.17	9203457.17
C-3	783793.27	9203420.26
C-4	783688.93	9203372.84
C-5	783528.22	9203481.44
C-6	783612.85	9203523.02
C-7	783705.97	9203558.15
C-8	783782.02	9203580.72
C-9	783743.46	9203494.62

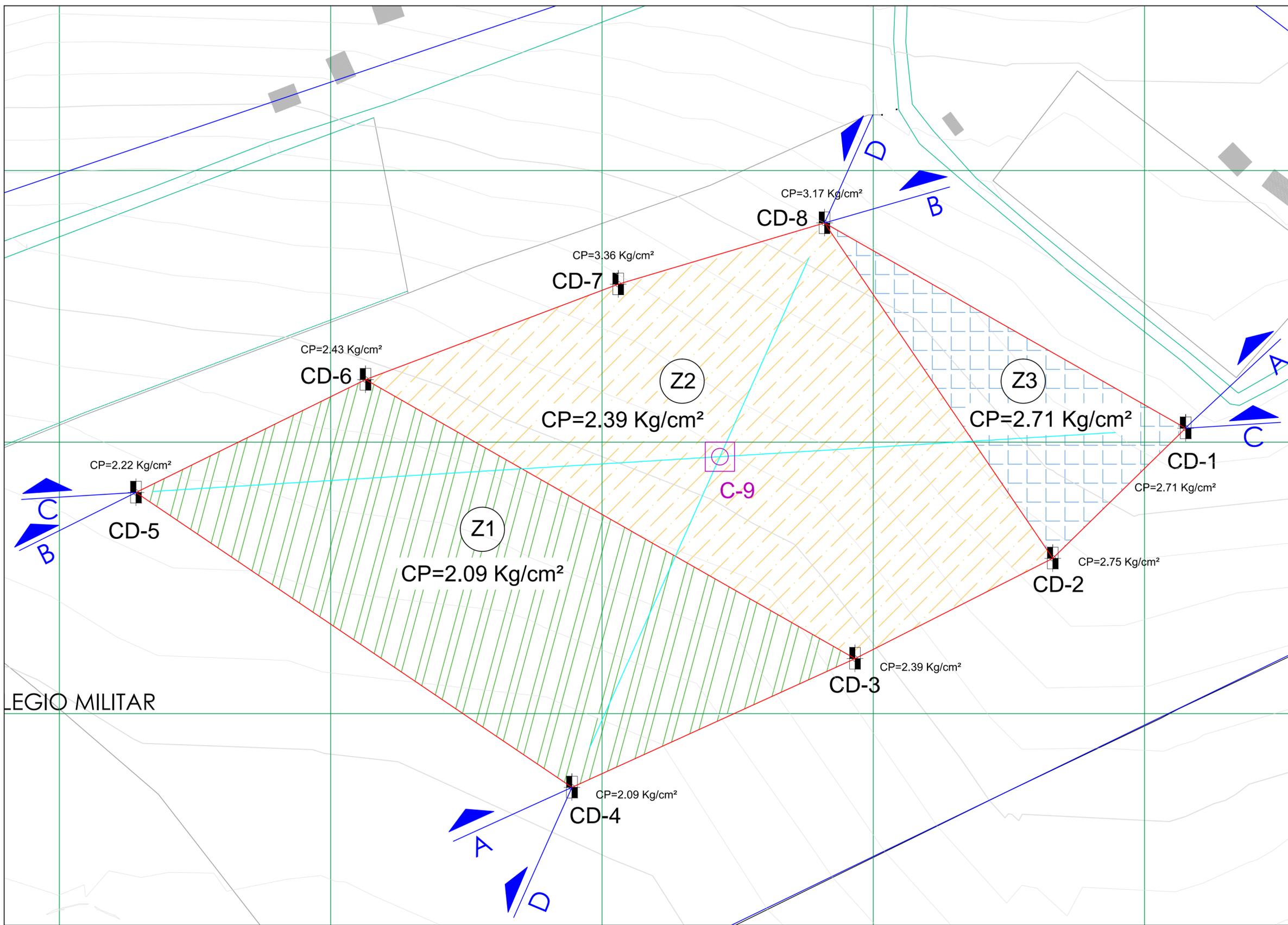
Usada para Perfil Estratigráfico

LEYENDA

- LIMITE DISTRITAL ———
- LIMITE DISTRITAL URBANO ———
- LIMITE DE HABILITACION URBANA ———
- LIMITE DE MANZANA ———
- ZONA DE EXPANSION URBANA ———
- EXPLORACIONES (CALICATAS) ■
- PENETRACION ENSAYO DPL ⬇
- CALICATA USADA PARA ESTRATIGRAFIA □

ESC. 1/2000

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA		
	<small>TESIS: "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION CON FINES DE CIMENTACION MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA"</small>		
PLANO:	UBICACIÓN DE CALICATAS Y ENSAYOS DPL		Nº PLANO:
DISTRITO:	LLACANORA	PROVINCIA:	CAJAMARCA
REGION:	CAJAMARCA		U-3
TESISTA:	Bach. CARO LINARES WALDIR FRANKLING	FECHA:	Mayo - 2018
ESCALA:	INDICADA		



ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA		
ZONA	CAPACIDAD PORTANTE	SIMBOLOGÍA
Z1	2.09 Kg/cm ²	
Z2	2.39 Kg/cm ²	
Z3	2.71 Kg/cm ²	

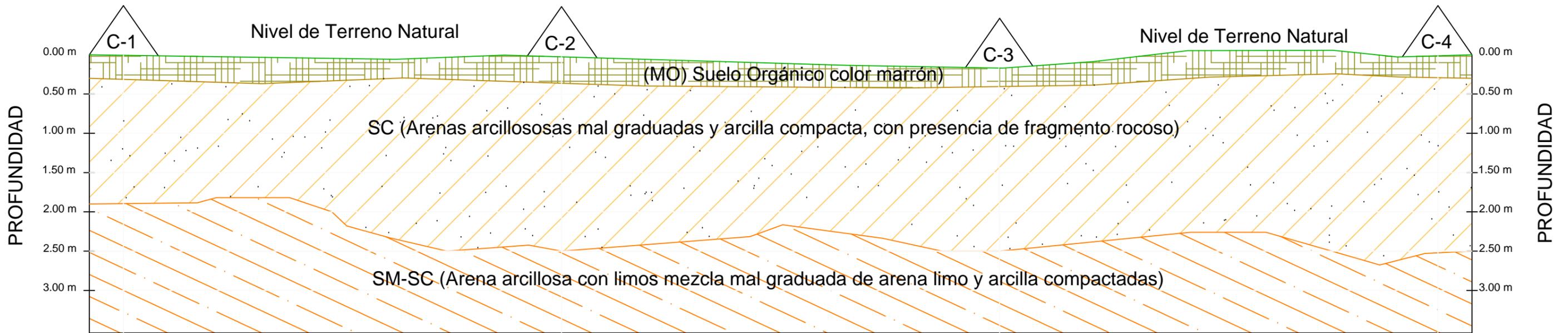
CALICATA	CAPACIDAD PORTANTE	TIPO DE SUELO (SUCS)
CD-1	2.71 Kg/cm ²	SM-SC
CD-2	2.75 Kg/cm ²	SC
CD-3	2.39 Kg/cm ²	SC
CD-4	2.09 Kg/cm ²	ML
CD-5	2.22 Kg/cm ²	ML
CD-6	2.43 Kg/cm ²	ML
CD-7	3.36 Kg/cm ²	GC
CD-8	3.17 Kg/cm ²	GC

UBICACIÓN DE CALICATAS		
CALICATA	COORDENADAS UTM	
	ESTE (m)	NORTE (m)
C-1	783915.14	9203505.13
C-2	783866.17	9203457.17
C-3	783793.27	9203420.26
C-4	783688.93	9203372.84
C-5	783528.22	9203481.44
C-6	783612.85	9203523.02
C-7	783705.97	9203558.15
C-8	783782.02	9203580.72
C-9	783743.46	9203494.62
Usada para Perfil Estratigráfico		

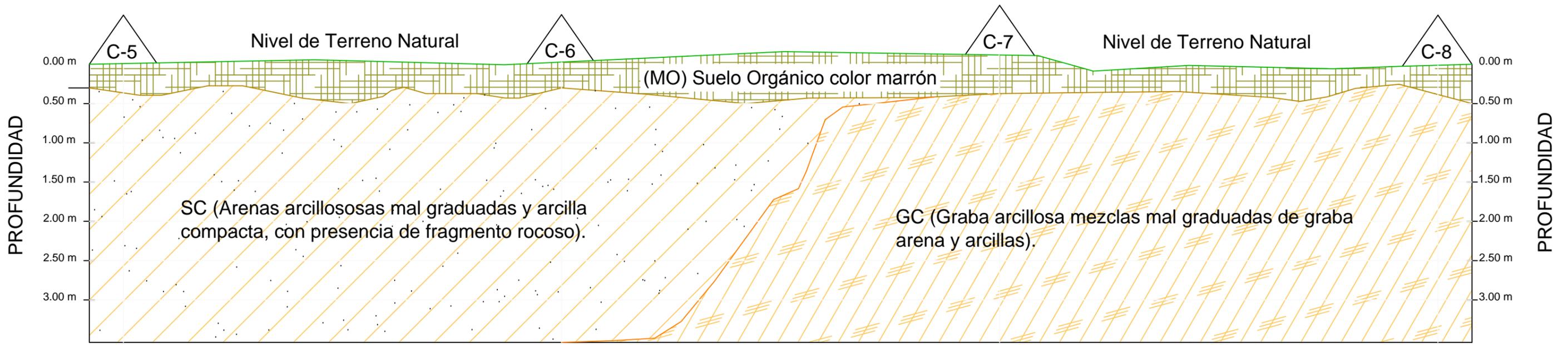
ESC. 1/1000

LEYENDA	
EXPLORACIONES (CALICATAS)	
PENETRACIÓN ENSAYO DPL	
CALICATA USADA PARA ESTRATIGRAFÍA	

		UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
TESIS: "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA"			
PLANO:	ZONIFICACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE		Nº PLANO:
DISTRITO:	PROVINCIA:	REGION:	ZCP
LLACANORA	CAJAMARCA	CAJAMARCA	
TESISTA:	FECHA:	ESCALA:	
Bach. CARO LINARES WALDIR FRANKLING	Junio - 2018	INDICADA	

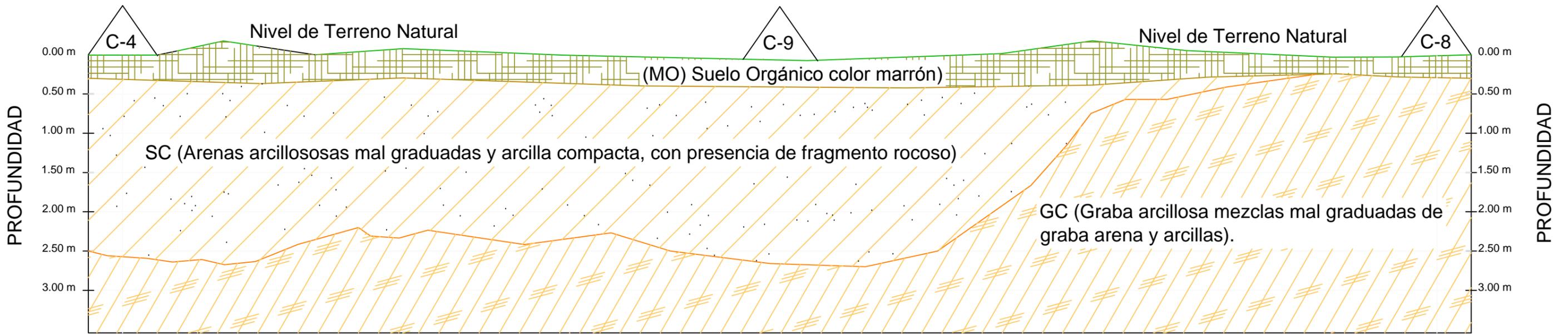


CORTE A - A

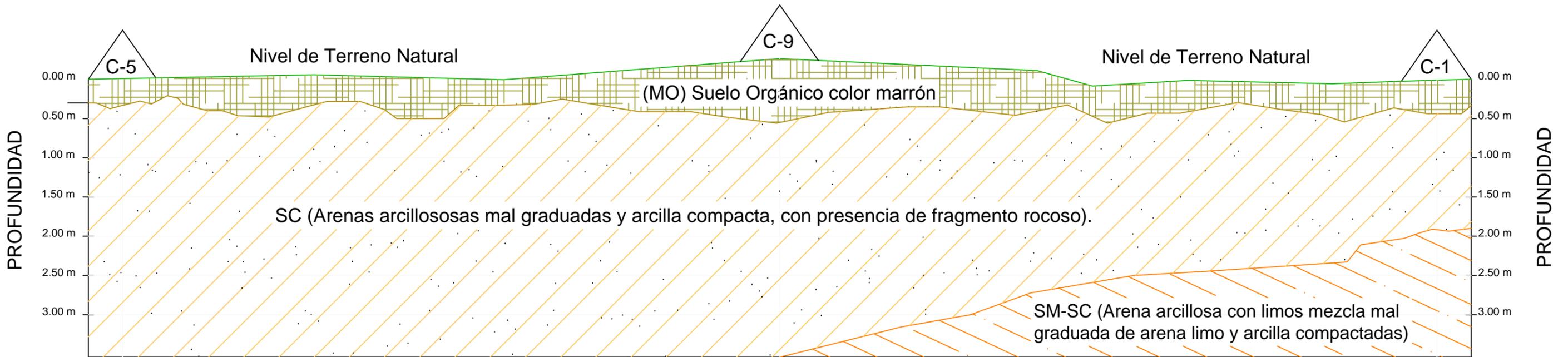


CORTE B - B

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			
	TESIS : "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA"			
PLANO :		PERFILES ESTRATIGRÁFICOS		N° PLANO:
DISTRITO:	LLACANORA	PROVINCIA:	CAJAMARCA	PE-01
REGION:	CAJAMARCA	TESISTA:	Bach. CARO LINARES WALDIR FRANKLING	
FECHA:	Junio - 2018	ESCALA:	S/E	



CORTE D - D



CORTE C - C

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA					
	TESIS : "CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN CON FINES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y DPL EN LA CIUDAD DE LLACANORA - CAJAMARCA"					
PLANO :		PERFILES ESTRATIGRÁFICOS		N° PLANO:		
DISTRITO:	LLACANORA	PROVINCIA:	CAJAMARCA	REGION:	CAJAMARCA	PE-02
TESISTA:	Bach. CARO LINARES WALDIR FRANKLING	FECHA:	Junio - 2018	ESCALA:	S/E	